



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**MEJORAMIENTO MASIVO DE SUBSUELOS MEDIANTE PILAS DE  
AGREGADO APISONADO (RAP) EN SUELOS TIPO F SEGÚN LA  
NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015**

**AUTOR:**

**BRAVO DECKER, JAIME**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:**

**VERA GRUNAUER, XAVIER, PhD.D.GE, A.M.ASCE**

**Guayaquil, Ecuador**

**2016**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL

### CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Jaime Alfredo Bravo Decker** como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR:

---

**Xavier Vera Grunauer, Ph.D., D.GE.,A.M. ASCE**

DIRECTOR DE LA CARRERA

---

**Ing. Estefany Alcivar**

**Guayaquil, a los 22 del mes de Marzo del año 2016**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Jaime Alfredo Bravo Decker**

### DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **MEJORAMIENTO MASIVO DE SUBSUELOS MEDIANTE PILAS DE AGREGADO APISONADO (RAP) EN SUELOS TIPO F SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015** previo a la obtención del Título **de Ingeniero Civil** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación, de tipo **trabajo de investigación** referido.

**Guayaquil, a los 22 del mes de Marzo del año 2016**

**EL AUTOR**

---

**Jaime Alfredo Bravo Decker**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

## AUTORIZACIÓN

Yo, **Jaime Alfredo Bravo Decker**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación **MEJORAMIENTO MASIVO DE SUBSUELOS MEDIANTE PILAS DE AGREGADO APISONADO (RAP) EN SUELOS TIPO F SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 22 del mes de Marzo del año 2016**

**AUTOR:**

---

**Jaime Alfredo Bravo Decker**

## **AGRADECIMIENTOS**

Primero que nada agradecer a Dios por sobre todas las cosas, por permitirme concluir esta etapa en mi vida, y en mi carrera. A mi madre, por ser esa persona que siempre me ha empujado y motivado a lo largo de la carrera y la vida. A mi padre, por introducirme a esta hermosa profesión y cada día enseñarme con su ejemplo el valor del trabajo fuerte y la dedicación. A mi abuelo, por para mi familia un gran referente y un gran profesor en la carrera. A mi mentor el Ing. Phd. Xavier Vera Grunauer, por introducirme en el mundo de la Geotecnia, y brindarme con su experticia un constante apoyo y asesoramiento durante este trabajo de titulación. También agradecer tanto a mis compañeros y amigos, tanto en la carrera como en el trabajo, ya que a causa de ellos cada día he podido crecer en conocimiento y han sido siempre un respaldo para momentos importantes durante esta etapa. Agradecer también de manera especial a Geopier Foundation Company por haber sido un gran apoyo y capacitadores para la realización de este trabajo de titulación, y de manera especial agradecer al Ing. Juan Pablo Rodríguez por su amabilidad y gran atención ante cualquier inquietud que se presentaba durante la realización de este documento. Por todo esto y mucho más, eternamente agradecido con todos ustedes.

# INDICE

|  |    |
|--|----|
| <b>A. OBJETIVOS</b> .....  | 1  |
| <b>B. JUSTIFICACIÓN</b> .....  | 1  |
| <b>1. SUELOS TIPO F</b> .....  | 6  |
| 1.1 Clasificación de los suelos según NEC-15 .....                                       | 6  |
| 1.2 Características de los suelos tipo F.....  | 10 |
| <b>2 LICUACIÓN DE SUELOS</b> .....   | 17 |
| 2.1 Definición del fenómeno de licuación .....   | 17 |
| 2.2 Metodologías para estimar el potencial de licuación .....                            | 20 |
| 2.2.1 SEED & IDRIS (1971) .....  | 23 |
| 2.2.2 BOULANGER & IDRIS (2008 y 2012) .....  | 24 |
| 2.2.3 ROBERTSON (2009).....  | 30 |
| 2.3 Metodologías para estimar las deformaciones post licuación.....                      | 35 |
| <b>3 PILAS DE AGREGADO APISONADO (RAP) PARA MITIGAR LICUACIÓN</b> .....                  | 39 |
| 3.1 Definición de Pilas de Agregado Apisonado (RAP) .....                                | 39 |
| 3.2.1 Método de Reemplazo.....   | 42 |
| 3.2.2 Método de Desplazamiento .....   | 44 |
| 3.3 Comportamiento Geo mecánico del RAP .....  | 47 |
| 3.3.1 Densificación del suelo .....  | 47 |
| 3.3.2 Redistribución de Esfuerzos de corte .....   | 51 |
| 3.3.3 Confinamiento Lateral.....   | 54 |
| 3.3.4 Capacidad de carga.....  | 56 |
| <b>4 CASO “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Exclusas” (PTAR Exclusas)</b> ..... | 64 |
| 4.1 Descripción del caso PTAR Exclusas.....  | 64 |
| 4.1.1 Descripción de los Sondeos Realizados.....   | 66 |

|           |   |            |
|-----------|---|------------|
| 4.1.2     | Parámetros obtenidos para el perfil de suelo .....  | 67         |
| 4.1.3     | Conclusiones del estudio geotécnico .....   | 70         |
| 4.2       | Mitigación y mejoramiento de suelos potencialmente licuables y<br>altamente compresibles utilizando pilas de agregado apisonado RAP<br>IMPACT ..... | 75         |
| 4.2.1     | Cálculo de mitigación de licuación y asentamientos con suelo<br>mejorado .....  | 87         |
| 4.3       | Resultados de prueba de carga y módulo de rigidez .....   | 100        |
| 4.4       | Modelación de la prueba de carga mediante elementos finitos .....   | 104        |
| 4.4.1     | Datos generales del modelo .....  | 105        |
| 4.4.2     | Propiedades de los materiales .....   | 107        |
| 4.4.3     | Descripción de análisis .....   | 110        |
| 4.4.4     | Resultados de modelación .....  | 111        |
| <b>D.</b> | <b>CONCLUSIONES</b> .....   | <b>117</b> |
| <b>E.</b> | <b>REFERENCIAS</b> .....  | <b>121</b> |
| <b>F.</b> | <b>ANEXOS</b> .....   | <b>124</b> |

## FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura. 1</b> Macrodominios geomorfológicos de Guayaquil: (1) llanura aluvial ríos Daule y Babahoyo; (2) llano estuarino-deltaico de la ría Guayas; (3) Cordillera Chongón-Colonche; G= Guayaquil. (Benítez et al., 2005)..... | 4  |
| <b>Figura. 2</b> Mapa Geológico actualizado de la ciudad de Guayaquil (Vera Grunauer et. al., 2013).....  | 15 |
| <b>Figura. 3</b> Leyenda mapa Geológico actualizado de la ciudad de Guayaquil (Vera Grunauer et. al., 2013).....  | 15 |
| <b>Figura. 4</b> Reordenamiento de partículas y asentamientos de suelo durante la ocurrencia de un sismo.....   | 19 |
| <b>Figura. 5</b> Flotación y ahuellamiento de depósitos de arena en licuación. ....   | 19 |
| <b>Figura. 6</b> Esfuerzo cortante máximo en la base de la columna de suelo rígida (Ground Improvement, 2015).....  | 22 |
| <b>Figura. 7</b> Resistencia cíclica para una arena con finos menor al 5% y un sismo de $M_w = 7.5$ a una presión atmosférica de esfuerzo efectivo vertical. (Boulanger et. al. 2012). ....                                       | 28 |
| <b>Figura. 8</b> Relación entre CSR y $(N_1)_{60}$ para probabilidades de licuación del 15, 50, y 85% en las resistencias cíclica CRR. (Boulanger et. al. 2012). ....   | 29 |
| <b>Figura. 9</b> (a). Grafica Demanda vs Resistencia y (b). FS y zonas de licuación (Ground Improvement, Han 2015).....   | 30 |
| <b>Figura. 10</b> Relación entre la tasa del esfuerzo cíclico CSR y la resistencia de cono normalizado equivalente para arenas limpias $Q_{tn,cs}$ (Robertson, 2009).....   | 32 |
| <b>Figura. 11</b> Relación entre CSR y la velocidad de ondas de corte normalizada y las curvas de CRR para diversas probabilidades de licuación (Kayen et al., 2013).....   | 35 |
| <b>Figura. 12.</b> Ábaco para estimación de deformación volumétrica (Cetin et. al. 2007)....  | 38 |
| <b>Figura. 13:</b> Esquema general de la pila de agregado apisonado .....   | 40 |
| <b>Figura. 14</b> Técnicas de mejoramiento mediante “Reemplazo a profundidad” - (g) Pilas de agregado apisonado (Ground Improvement, Han 2015).....   | 41 |
| <b>Figura. 15</b> Proceso constructivo pila de agregado apisonado por método de Reemplazo (ICC-ES, 2015) .....  | 43 |
| <b>Figura. 16.</b> Esquema general de maquinaria para IMPACT RAP (SENTEZ) .....   | 45 |
| <b>Figura. 17</b> Proceso constructivo de pila de agregado apisonado (IMPACT RAP) por método de desplazamiento (ICC-ES, 2015).....  | 46 |
| <b>Figura. 18.</b> Gráfica comparativa de esfuerzo-deformación para CG y RAP producto de prueba de carga estática (White & Wismann et. al 2012).....  | 49 |
| <b>Figura. 19</b> Gráfica comparativa de rigidez entre RAP y CG (White & Wismann et. al 2012) .....   | 50 |
| <b>Figura. 20</b> Malla súper impuesta en la discretización de elementos finitos mostrando zonas de análisis (Green, 2008) .....  | 52 |
| <b>Figura. 21</b> Deformación acumulativa cortante y por flexión para los elementos de rejilla 1 a 4 (Green, 2008).....   | 52 |
| <b>Figura. 22</b> Contribuciones porcentuales de deformación por flexión y por cortante para un IMPACT RAP en función de profundidad (Green, 2008).....   | 53 |
| <b>Figura. 23</b> Porcentaje de aportación de cortante en función de la profundidad (Geopier, 2015).....  | 54 |
| <b>Figura. 24</b> Esquema general de medición de presión lateral por KSB (Handy et al. 1982).....   | 55 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figura. 25</b> Comparación entre coeficiente de presión lateral para Columnas de grava y pilas de agregado apisonado (White & Wissmann et. al, 2012) .....  | 56  |
| <b>Figura. 26</b> Esquema general de falla por abultamiento.....   | 58  |
| <b>Figura. 27</b> Esquema de Falla por corte debajo de las pilas.....  | 60  |
| <b>Figura. 28</b> Esquema de falla por corte entre suelo reforzado por pilas de agregado apisonado.....  | 62  |
| <b>Figura. 29</b> Esquema de falla por corte debajo de las pilas de agregado apisonado.....  | 63  |
| <b>Figura. 30</b> . Ubicación referencial del proyecto en Google Earth .....   | 64  |
| <b>Figura. 31</b> Ubicación del proyecto sobre el Mapa de zonificación geotécnica (Vera Grunauer, 2013) .....  | 65  |
| <b>Figura. 32.</b> Campaña de exploración geotécnica (PTAR EXCLUSAS) (GEOESTUDIOS 2013).....   | 66  |
| <b>Figura. 33.</b> Trazado de perfiles estratigráficos visto en planta (GEOESTUDIOS, 2015) .....   | 68  |
| <b>Figura. 34</b> Perfil estratigráfico A-A' vista frontal (GEOESTUDIOS, 2015).....  | 69  |
| <b>Figura. 35</b> Grafica esquemática del CRR y CSR para la perforación P-1 .....  | 72  |
| <b>Figura. 36</b> Plano de iso-asentamientos post-licuación.....   | 74  |
| <b>Figura. 37</b> Esquema del arreglo de pilas de agregado apisonado RAP IMPACT de prueba instaladas. ....   | 76  |
| <b>Figura. 38</b> Implantación de ubicación de pilas de agregado apisonado en zona de proyecto. ....   | 76  |
| <b>Figura. 39</b> Instalación de pila en sitio de proyecto.....  | 77  |
| <b>Figura. 40</b> Valores de mejora en NSPT vs profundidad con tiempos posteriores a instalación.....  | 81  |
| <b>Figura. 41</b> Relación del N60 en el suelo después de 2 meses de colocado el mejoramiento del sitio con columnas de agregado apisonado .....   | 82  |
| <b>Figura. 42</b> Incremento de la resistencia del NSPT luego de la instalación de las .....   | 83  |
| <b>Figura. 43</b> Variación del Qc (ensayo CPTu) y Qd (ensayo DPT) con la profundidad, realizadas afuera y dentro de la zona de las columnas de agregado apisonado.....                                    | 84  |
| <b>Figura. 44</b> Variación de la presión de poro en el ensayo CPTu (U) y de Bq con la profundidad. ....   | 85  |
| <b>Figura. 45</b> Variación del índice de comportamiento de suelo I <sub>c</sub> propuesto por Robertson (2012).....   | 86  |
| <b>Figura. 46</b> Cálculo de asentamientos y potencial de licuación para condición de suelo mejorado con pilas de agregado apisonado.....  | 98  |
| <b>Figura. 47</b> Cálculo de asentamientos y potencial de licuación para condición de suelo mejorado con pilas de agregado apisonado.....  | 99  |
| <b>Figura. 48</b> Analogía del resorte rígido y resortes flexibles (Fox y Cowell, 1998).....   | 101 |
| <b>Figura. 49</b> Esquema general de la prueba de carga para pilas de agregado apisonado .....   | 101 |
| <b>Figura. 50</b> Gráfica de prueba de carga en campo .....  | 103 |
| <b>Figura. 51</b> Gráfica Esfuerzo – Rigidez para las pilas de prueba instaladas en campo .....  | 104 |
| <b>Figura. 52</b> Esquema del arreglo de pilas de agregado apisonado RAP IMPACT de prueba instaladas con sondeos realizados en sitio de instalación. ....  | 105 |
| <b>Figura. 53</b> Modelo del perfil de suelo.....  | 106 |
| <b>Figura. 54</b> Esquema del modelo en análisis de elementos finitos. A) Perfil de suelo B) Malla generada para el análisis de elementos finitos. C) Desplazamientos producto de la prueba de carga ..... | 107 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figura. 55</b> Fases de carga para cálculo de deformaciones plásticas .....   | 110 |
| <b>Figura. 56</b> Esquema de carga incremental modeladas sobre la pila de agregado apisonado.....                                      | 111 |
| <b>Figura. 57</b> Grafica esfuerzo- deflexión comparando resultados de los modelos M-C y SS.....                                       | 112 |
| <b>Figura. 58</b> Grafica comparativa de mejora del confinamiento lateral representado por el coeficiente K.....                       | 113 |
| <b>Figura. 59</b> Grafica de esfuerzo deformación variando el módulo de Young en los primeras estratos de arcilla .....                | 114 |
| <b>Figura. 60</b> Grafica esfuerzo deformación comparativa entre una columna de grava y una pila de agregado apisonado RAP IMPACT..... | 115 |
| <b>Figura. 61</b> Falla por abultamiento ocurriendo en los primeros estratos de arcilla .....  | 116 |
| <b>Figura. 62.</b> Campaña de exploración geotécnica (PTAR EXCLUSAS) (GEOESTUDIOS 2013).....   | 139 |
| <b>Figura. 63.</b> Trazado de perfiles estratigráficos visto en planta (GEOESTUDIOS, 2013) .....                                       | 142 |

## TABLAS

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabla 1.</b> TABLA CLASIFICACIÓN DE SUELOS (NEC-15 SE-DS).....  | 9   |
| <b>Tabla 2</b> Correlaciones para arenas limpias a partir de N SPT y $(N_1)_{60}$ (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007).....              | 12  |
| <b>Tabla 3.</b> Densidad relativa y resistencia de la arena a partir de ensayos CPT (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007).....            | 12  |
| <b>Tabla 4.</b> Correlación de rigidez arcillas según el número de penetración estándar N-SPT (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007) ..... | 13  |
| <b>Tabla 5</b> Resistencia Cu y Rigidez de las arcillas según correlación con CPT (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007) .....             | 14  |
| <b>Tabla 6</b> Factores de corrección para N SPT (modificado de Skempton, 1986) .....  | 25  |
| <b>Tabla 7</b> Comparación y relación entre rigideces de RAP y CG (White & Wissmann et. al 2012).....  | 50  |
| <b>Tabla 8</b> Comparación de coeficientes de presión lateral (White & Wissmann et. al, 2012).....   | 56  |
| <b>Tabla 9</b> Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo P-1.....   | 72  |
| <b>Tabla 10</b> Resultados de la prueba de carga Geopier IMPACT RAP .....  | 103 |
| <b>Tabla 11</b> Propiedades del perfil de suelo para modelo MOHR - COULOMB.....  | 108 |
| <b>Tabla 12</b> Propiedades del perfil de suelo para modelo Soft Soil.....   | 108 |
| <b>Tabla 13</b> Propiedades de la Pila de agregado apisonado RAP IMPACT para modelación.....   | 109 |
| <b>Tabla 14</b> Fases de carga y descarga para modelación de la prueba de carga .....  | 110 |
| <b>Tabla 15</b> Deflexiones obtenidas para la prueba de carga modelada en elementos finitos para modelos M-C y SS .....  | 112 |
| <b>Tabla 16</b> Ubicación geo referenciada de las perforaciones.....   | 139 |
| <b>Tabla 17</b> Ubicación geo referenciada de los ensayos CPTu.....  | 140 |

## RESUMEN

Las pilas de agregado apisonado como técnica de mejoramiento masivo de suelos buscan reemplazar metodologías de mejoramiento de suelos antiguas y difíciles de llevar a cabo. Para los suelos encontrados en ciertas zonas de la ciudad de Guayaquil, clasificados como tipo F según la NEC-15, se busca implementar esta metodología, la cual gracias a su proceso constructivo de apisonamiento genera una gran mejora en las características del suelo circundante. Mediante esta técnica se logra la redistribución de esfuerzos de corte bajo esfuerzos cíclicos y densificación de las arenas de baja densidad relativa, y por lo tanto una potencial mitigación del peligro de licuación. Adicionalmente, los elementos de agregado apisonado tomarían gran parte de la carga o esfuerzo vertical producto de la colocación de un relleno de gran espesor, mitigando también los asentamientos por consolidación en los suelos blandos. Mediante un software de análisis mediante elementos finitos se modeló una prueba de carga para obtener curvas de sensibilidad y determinar cómo las características del suelo natural se ven mejoradas por el proceso constructivo e instalación de estos elementos.

**Palabras clave:** Pilas de agregado apisonado, mejoramiento masivo de suelos, NEC-15, suelos tipo F, Redistribución de esfuerzos de corte, Densificación, elementos finitos, prueba de carga.

## **A. OBJETIVOS**

Desarrollar una guía para los análisis geotécnicos en mejoramiento masivo de suelos mediante el uso de inclusiones rígidas como las Pilas de Agregado Apisonado (RAP, GEOPIER©) en sitios con suelos blandos arcillosos y arenas licuables, definidas en la norma NEC-15 como suelos tipo F

Definir características geotécnicas que componen a los suelos tipo F.

Introducir metodologías teóricas utilizadas para estimar el potencial de licuación de suelos, y cálculos para deformaciones post licuación en suelos tipo F, en condición de campo libre (no se ha considerado el efecto de la interacción con las estructuras proyectadas).

Realizar modelaciones numéricas mediante un software de elementos finitos (Plaxis 3D) para describir un comportamiento geo mecánico de la pila de agregado apisonado, comparada con resultados de pruebas de carga reales en la ciudad de Guayaquil en suelos tipo F.

Introducir el uso de pilas de agregado apisonado como alternativa para mitigar una potencial licuación en suelos tipo F. Exponer casos históricos como referencia.

## **B. JUSTIFICACIÓN**

En la ciudad de Guayaquil existen muchas zonas con suelos blandos y muy blandos, de carácter deltaicos-estuarinos, los mismos que son definidos por la norma NEC-15 como suelos tipo F. Estos suelos por sus características son conocidos como problemáticos, de baja resistencia al corte no drenado y alta compresibilidad, y en ocasiones llegar a encontrar estratos de suelos potencialmente licuables. En ocasiones, para cimentar estructuras en estos suelos, puede llegar a ser necesario un mejoramiento de suelo, acompañado de

la construcción de una cimentación estable, siempre tomando en cuenta que la técnica de mejoramiento se ajuste a las condiciones de sitio. Por ello, se pretende presentar mediante este trabajo de titulación un esquema general del mejoramiento masivo suelos tipo F a partir del uso de pilas de agregado apisonado (RAP), como una de las posibles técnicas en la ciudad de Guayaquil, siguiendo con los lineamientos de geotécnica presentados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, NEC-15.

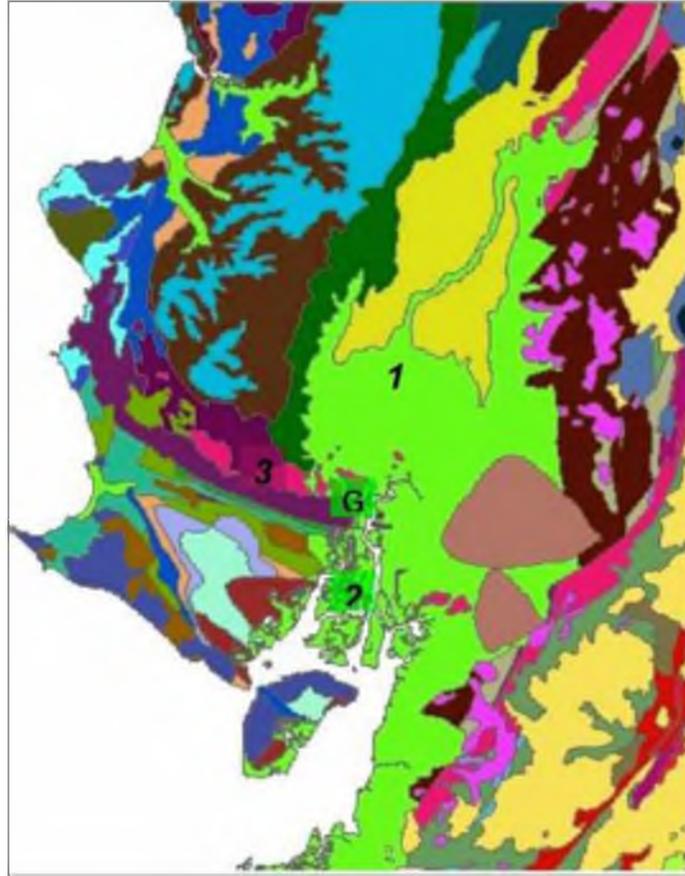
### **C. INTRODUCCIÓN**

En la ciudad de Guayaquil, muchos suelos en condiciones naturales normalmente no llegan a cumplir a cabalidad con las características requeridas para el proyecto en el sitio de construcción, por lo que es necesario un mejoramiento de suelo o diseñar sistemas de cimentación que garantice la estabilidad ante cargas estáticas y sísmicas durante la vida útil de la estructura y que cumplan con los estados límite de falla y servicio de la norma NEC-15. Con el tiempo, la ingeniería civil y la geotécnica han ido implementando numerosas técnicas para el mejoramiento de suelos, con el fin de volverlos más aptos para su uso. Las técnicas de mejoramiento de suelo suelen ser variables, y la elección y diseño de las mismas siempre estará ligado y dependerá de las condiciones de sitio, es decir a los tipos de perfil de suelo encontrados en el sitio de proyecto. Por ello, es de gran importancia, como la norma NEC lo menciona, de llevar a cabo una correcta campaña de exploración geotécnica para tener una correcta identificación de las características del suelo en sitio, y poder realizar un diseño apropiado.

Mediante el mejoramiento de suelos se puede potenciar y mejorar en sobremanera las características del suelo. Como resultados de un mejoramiento de suelos se puede obtener:

- Aumento de la resistencia cortante del suelo mediante una densificación de suelos sueltos.
- Reducción en magnitud de asentamientos.
- Incremento de factores de seguridad ante cargas estáticas y sísmicas
- Aumento de la capacidad portante en el suelo mediante inclusiones rígidas, y estructuras que tomen carga, entre otros beneficios.

Como se mencionó anteriormente, los suelos predominantes en la Ciudad de Guayaquil, en extensión y en grandes zonas, son suelos de origen deltaico–estuarino y las llanuras aluviales, productos de miles de años de erosión y deposición ya sea en las zonas de la cuenca del Guayas, como en los canales que conectan el estuario del Guayas con el Golfo de Guayaquil (Benítez et al., 2005). Estos suelos forman parte de tres de los dominios macro-geológicos encontrados en la ciudad de Guayaquil (Benítez et al. 2005), los cuales son: La llanura aluvial de los ríos Daule y Babahoyo, el complejo deltaico – estuarino de la ría Guayas, y las colinas de la Cordillera Chongón – Colonche. (Figura. 1)



**Figura. 1** Macrodominios geomorfológicos de Guayaquil: (1) Llanura aluvial ríos Daule y Babahoyo; (2) Llano estuarino-deltaico de la ría Guayas; (3) Cordillera Chongón- Colonche; G= Guayaquil. (Benítez et al., 2005)

Este trabajo de titulación buscará centrar su atención a los suelos con mayor necesidad de mejora y que se asemejen a la definición de los suelos tipo F de la norma NEC-15. Los suelos deltaicos – estuarinos por ejemplo, poseen características problemáticas y su composición de arcillas limosas de baja consistencia y arenas saturadas en estado suelto, sobre todo en las zonas que bordean el río Guayas puede describirse como estratos de condiciones geotécnicas difíciles. Estos suelos, al ser poco convencionales, requieren muchas veces de consideraciones especiales para el diseño efectivo de un mejoramiento de suelo o diseño de cimentaciones. Técnicas comunes de mejoramiento de suelo como la sobre-excavación y relleno suelen ser

ineficientes o poco efectivas con estos suelos para proyectos donde las estructuras transmiten grandes cargas o tendrían limitaciones en los niveles de deformación. Por ello, el motivo de introducir la técnica del mejoramiento masivo de suelo mediante las pilas de agregado apisonado como una alternativa de solución para rellenos de gran espesor en zonas inundables y estructuras ligeras, así como la mitigación para suelos potencialmente licuables. Para estructuras cuyo esfuerzo de contacto es muy elevado, se debería de considerar soluciones con cimentación profunda (pilotes de desplazamiento o barrenados) u otras.

Se presenta en esta investigación un caso de estudio en un sector Sur de la Ciudad de Guayaquil, denominado las Esclusas. En este caso, se analizará el sistema RAP sólo como elementos de mitigación para la licuación de arenas sueltas superficiales. Sin embargo, estos elementos también fueron considerados para mitigar los asentamientos por consolidación, de ahí que la profundidad y separación en planta planteada obedece a análisis de interacción bidimensional (efecto de grupo) de columna de agregado apisonado-relleno-cimentaciones superficiales, los cuales se han realizado y están fuera de alcance de la tesis.

## 1. SUELOS TIPO F

### 1.1 Clasificación de los suelos según NEC-15

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 presenta para la construcción y diseño de obras civiles una clasificación de perfiles de suelo. En la sección de peligro sísmico NEC-15 SE-DS (Tabla 1), se presentan los 6 tipos de perfiles de suelos característicos y sus correspondientes parámetros y definiciones. La norma sostiene que para una correcta clasificación de perfil de suelo se deben llevar a cabo campañas de exploración geotécnica como mínimo hasta los primeros 30 metros de profundidad, los cuales podrían realizarse mediante perforaciones geotécnicas (sondeos) y/o exploraciones geofísicas para definir las velocidades de ondas de corte. Como resultado de estas campañas de exploración se obtendrán los parámetros y datos para caracterizar los diferentes estratos existentes, y posteriormente poder definir un tipo de perfil característico de suelo. Los parámetros utilizados por la norma NEC-15 para clasificar los perfiles de suelo son los siguientes:

- $V_s$ : Velocidad de onda de corte expresada en m/s. Este parámetro puede ser estimado mediante ensayos geofísicos tales como; Dowhole, Uphole, ensayos de ondas superficiales activos, SASW y MASW, y pasivos como ReMi. Adicionalmente, se pueden estimar por medio de correlaciones calibradas en suelos similares, por medio de CPT, SPT, resistencia al corte no drenado, entre otros.
- N: Número de golpes obtenido por ensayo SPT (Standard Penetration Test), corregido al 60 % de la energía teórica,  $N_{60}$ .
- $S_u$ : Resistencia al esfuerzo cortante no drenado. Este parámetro puede ser obtenido de diversas formas, entre ellas tenemos estimaciones mediante ensayos CPT, ensayos de compresión simple, ensayos Triaxiales, entre otros.

- IP: Índice de plasticidad expresado porcentualmente, el cual se obtiene según el ensayo normado ASTM D4318.
- w: Humedad expresada porcentualmente, importante en estratos arcillosos y obtenido del ensayo normado ASTM D2166

Una vez obtenidos todos los parámetros mencionados, producto de las campañas de exploración geotécnica, se procede a clasificar los perfiles de suelo que componen la geología del sitio o zona en estudio (Tabla 1). Para la clasificación se les asignara las letras A, B, C, D, E, F. Es recomendable no limitarse a un solo ensayo para la obtención de un parámetro, debido a que entre más datos obtenidos de la exploración de campo, menor será la incertidumbre para la clasificación del suelo. También hay que mencionar que la selección del tipo de suelo, se tiene que realizar de abajo hacia arriba de la tabla 1, es decir, primero se debe de evaluar si el sitio no define como suelo tipo F y de ahí seguir hasta el siguiente tipo de suelo hasta que cumpla con su característica.

| TIPO DE PERFIL | DESCRIPCIÓN  | DEFINICIÓN  |
|----------------|--|---|
| <b>A</b>       | Perfil de roca competente  | $V_s \geq 1500 \text{ m/s}$                                       |
| <b>B</b>       | Perfil de roca de rigidez media  | $1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360 \text{ m/s}$                  |
| <b>C</b>       | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de la onda de cortante, o  | $760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360 \text{ m/s}$                   |
|                | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios   | $N \geq 50,0$<br>$S_u \geq 100 \text{ KPa}$                       |
| <b>D</b>       | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o   | $360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$                   |
|                | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones   | $50 > N \geq 15,0$<br>$100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$ |
| <b>E</b>       | Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o   | $V_s < 180 \text{ m/s}$   |
|                | Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas  | $IP > 20$<br>$w \geq 40\%$<br>$S_u < 50 \text{ KPa}$              |
| <b>F</b>       | Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: |   |
|                | F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la   |   |

|  |
|--|
| excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.  |
| F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).  |
| F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7,5 m con índice de plasticidad IP >75)   |
| F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)  |
| F5 - Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte |
| F6 - Rellenos sin control ingenieril   |

**Tabla 1.** TABLA CLASIFICACIÓN DE SUELOS (NEC-15 SE-DS)

Dentro de los distintos tipos de perfiles de suelos que presenta la norma NEC-15, destacan casos especiales como lo son los suelos tipo F. Estos perfiles de suelo son de carácter problemático como se mencionó anteriormente, y hacen referencia básicamente a suelos blandos, débilmente cementados, poco rígidos, y con cierto contenido de materia orgánica. . *“Para los estudios que involucren suelos de tipo F con espesores de suelo significativos, la norma NEC-15 recomienda que las campañas de exploración geotécnica no se limiten simplemente a los primeros 30 metros de profundidad.”* (NEC-15 SE-DS). Esta recomendación obedece a la necesidad de realizar investigaciones y modelamientos dinámicos de respuestas de sitio para estos suelos. Se establece que cada campaña de exploración como mínimo debe de cumplir

con: Tomas de muestras inalteradas en perforaciones para laboratorio, ensayos de SPT y CPT.

La sugerencia en la que hace énfasis la norma sobre realizar sondeos más allá de los primeros 30 metros de profundidad obedece a la naturaleza blanda y poco rígida de estos suelos. Para suelos con estas características es muy probable que existan todavía estratos con arcillas blandas y arenas sueltas más allá de los 30 metros de profundidad. Estos estratos pueden tener un efecto trascendente para los análisis de respuesta de sitio, en los cálculos del potencial de licuación, y cálculo de asentamientos por consolidación.

## 1.2 Características de los suelos tipo F

Como se encuentra indicado en la tabla 1, existen varias condiciones por las que un suelo puede llegar a ser clasificado como tipo F. Para estos suelos es importante su distinción a través de varios subgrupos ya que sus características específicas serán aquellas que nos indicaran su comportamiento, modo de falla, y por sobretodo el tipo de tratamiento o mejoramiento de suelo debería ser escogido. Esto quiere decir que el tratamiento no será el mismo para todos los suelos tipo F. Los suelos tipo F se dividen en 6 categorías, en las cuales se describe una condición geotécnica distinta o particular.

- F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica
- F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas
- F3 - Arcillas de muy alta plasticidad
- F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda
- F5 - Suelos con contrastes de impedancia  $\alpha$
- F6 - Rellenos sin control ingenieril

En el presente trabajo de titulación se centrara el estudio solo en los suelos tipo F1 y F4, a pesar de también existir suelos del tipo F3 en la ciudad de Guayaquil,

y en el sitio de proyecto presentado como ejemplo o caso de estudio (PTAR Esclusas).

### 1.2.1 Suelos F1:

Para los suelos F1 de tipo licuable, se hallan comúnmente a las arenas limpias, arenas limosas, limos arenosos, limos, arcillas de baja plasticidad. Generalmente, estos suelos al encontrarse en estado suelto y saturados, son propensos al fenómeno de licuación ante la ocurrencia de fuerzas sísmicas. Mediante el uso de ensayos SPT y CPT se puede correlacionar, el número de golpes  $N$  (sin corregir) y el número de golpes corregido  $(N_1)_{60}$  para SPT, y la resistencia a la punta del cono  $q_c$  en ensayos CPT, con la densidad relativa de las arenas para así conocer aproximadamente en qué estado se encuentra el suelo. Por lo general, en la ciudad de Guayaquil se encuentran estos suelos en zonas muy cercanas a las riveras del río, Daule y Guayas, como es el caso del sitio PTAR Esclusas.

El valor del número de golpes corregido, según se muestra en la ecuación 1, adicional a los factores que tienen que ver con la prueba, se considera debido a que la resistencia de un suelo granular depende de dos parámetros fundamentalmente, la densidad relativa y esfuerzo confinante. Por lo tanto, para eliminar el efecto del esfuerzo confinante y solo considerar el efecto de la densidad relativa, se normaliza para una presión atmosférica. Los valores de los factores de corrección se describen en la publicación de Skempton, A. W. (1986).

$$(N_1)_{60} = C_N C_E C_R C_B C_S N \quad (\text{Ec. 1})$$

Dónde:

$C_N$ : Factor de corrección por sobrecarga

$C_E$ : Factor de corrección de energía por tipo de martillo

$C_R$ : Factor de corrección por longitud de varilla

$C_B$ : Factor de corrección por diámetros de perforación no estandar

$C_S$ : Factor de corrección por tipo de muestreador

$N$ : Número de golpes medido en sitio

| DESCRIPCIÓN | DENSIDAD RELATIVA $D_r$ (%) | SPT -N     |              | RESISTENCIA               |
|-------------|-----------------------------|------------|--------------|---------------------------|
|             |                             | N de campo | $(N_1)_{60}$ | ÁNGULO DE FRICCIÓN $\phi$ |
| Muy suelta  | < 15                        | $\leq 4$   | $\leq 3$     | < 28                      |
| suelta      | 15 - 35                     | 4 - 10     | 3 - 8        | 28 - 30                   |
| Medio densa | 35 - 65                     | 10 - 30    | 8 - 25       | 30 - 40                   |
| Densa       | 65 - 85                     | 30 - 50    | 25 - 42      | 40 - 45                   |
| Muy densa   | 85 - 100                    | > 50       | > 42         | 45 - 50                   |

**Tabla 2** Correlaciones para arenas limpias a partir de N SPT y  $(N_1)_{60}$  (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007)

| DESCRIPCIÓN | DENSIDAD RELATIVA $D_r$ (%) | RESISTENCIA DE CONO $q_c$ (Mpa) | ANGULO DE FRICCIÓN TÍPICO $\phi$ |
|-------------|-----------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| Muy suelta  | < 15                        | < 2,5                           | < 30                             |
| suelta      | 15 - 35                     | 2,5 - 5                         | 30 - 35                          |
| Medio densa | 35 - 65                     | 5 - 10                          | 35 - 40                          |
| Densa       | 65 - 85                     | 10 - 20                         | 40 - 45                          |
| Muy densa   | > 85                        | > 20                            | > 45                             |

**Tabla 3.** Densidad relativa y resistencia de la arena a partir de ensayos CPT (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007)

Las arenas limpias, arenas limosas, y limos arenosos, si poseen una densidad relativa menor del 65%, según se muestra en la tabla 2 y 3, en general se verán afectadas en su comportamiento mecánico ante la propagación de ondas cortantes cíclicas durante un evento de sísmico. Como resultado, se podría desencadenar un comportamiento inestable en el suelo conocido como licuación. Las arenas o limos licuables son encontrados en ciertas zonas en la ciudad de Guayaquil, sobre todo en las riveras del río Guayas.

### 1.2.2 Suelos F4:

Los suelos F4, como el Tabla 1 lo indica, hacen referencia a las arcillas de baja rigidez, es decir arcillas blandas a media. Las arcillas blandas y medias tienen por defecto su baja capacidad portante y son propensas a grandes asentamientos. Un perfil de suelo puede clasificarse como tipo F4 cuando el espesor de estas arcillas en estrato supera los 30 metros. Mediante el ensayo de penetración estándar SPT se puede correlacionar cuanto será aproximadamente su resistencia y por ende su rigidez (Tabla 4), así mismo utilizando ensayos CPT se puede correlacionar la resistencia de la punta del cono qc con la rigidez de la arcilla (Tabla 5). Las arcillas de consistencia mediana a muy blanda son suelos encontrados comúnmente en la ciudad de Guayaquil.

| MATERIAL | DESCRIPCIÓN  | SPT - N | RESISTENCIA Su (kPa) |
|----------|--------------|---------|----------------------|
| Arcilla  | Muy blanda   | ≤ 2     | 0 -- 12              |
|          | blanda       | 2--5    | 12 --25              |
|          | Media Blanda | 5--10   | 25--50               |
|          | Rígida       | 10--20  | 50--100              |
|          | Muy rígida   | 20--40  | 100--200             |
|          | Dura         | > 40    | >200                 |

**Tabla 4.** Correlación de rigidez arcillas según el número de penetración estándar N-SPT (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007)

| DESCRIPCIÓN  | Cu (kPa)  | qc APROXIMADO (Mpa) | Nk .NO CORREGIDO POR SOBRECARGA |
|--------------|-----------|---------------------|---------------------------------|
| Muy blanda   | 0 -12     | < 0,2               | Nk= 17 (norm. consolidado)      |
| blanda       | 12 - 25   | 0,2 - 0,4           | Nk= 17 (norm. consolidado)      |
| Media Blanda | 25 - 50   | 0,4 - 0,9           | Nk= 18 (lig. sobreconsolidado)  |
| Rígida       | 50 - 100  | 0,9 - 2             | Nk= 18 (lig. sobreconsolidado)  |
| Muy rígida   | 100 - 200 | 2 - 4,2             | Nk= 19 (sobreconsolidado)       |
| Dura         | > 200     | > 4                 | Nk= 20 (sobreconsolidado)       |

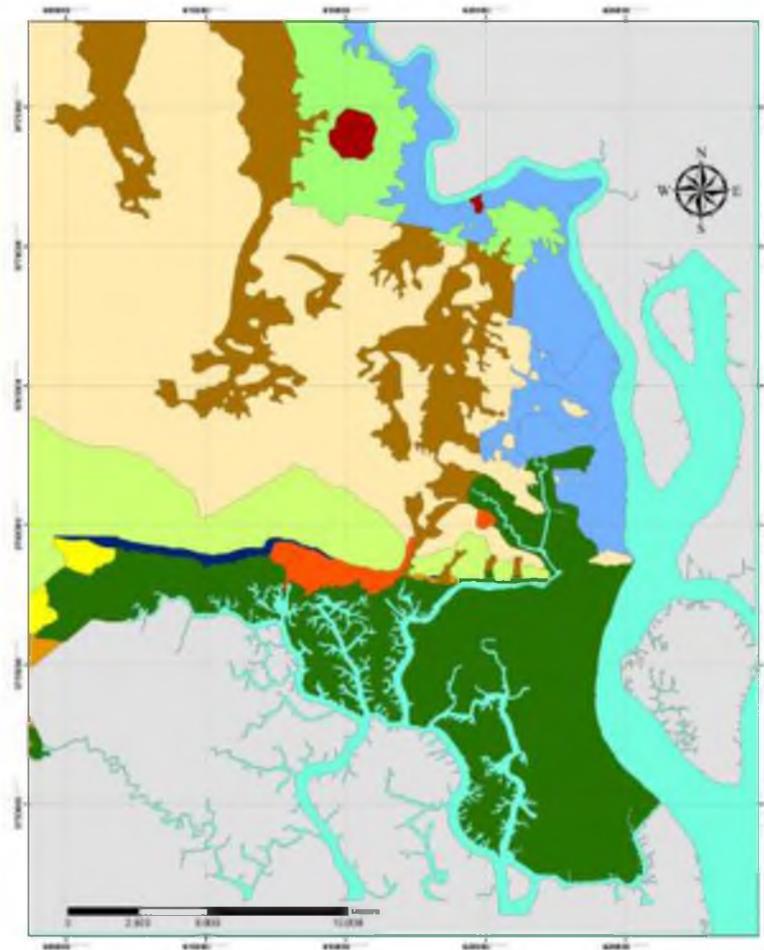
**Tabla 5** Resistencia Cu y Rigidez de las arcillas según correlación con CPT (Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B. 2007)

Depósitos de suelos deltaicos-estuarinos presentan geomateriales de características muy similares a los definidos en la NEC-15 como suelos F1 y F4. En el mapa Geológico de la ciudad de Guayaquil (Figura. 2) se hallan las zonas de la ciudad asentadas por estos tipos de depósitos, y donde se hallarán posibles geomateriales como los F1 y F4.

### **El complejo deltaico estuarino de la ría Guayas**

La conformación deltaica – estuarina de la ciudad de Guayaquil ocupa de manera extensa una zona triangular donde se distinguen dos zonas (Benítez, 1975):

- La primera zona es la denominada como el “malecón natural” la cual abarca una extensión de 30 km. partiendo desde la ribera del cerro Santa Ana hasta la zona sur cerca de la Isla Puna, y tiene un ancho de 1 a 3 km. hacia oeste. En esta zona se encuentra comprendido el centro de la ciudad de Guayaquil, la cual se estableció en estos suelos blandos.
- La otra zona que conforma el complejo deltaico estuarino es la zona de canales e islas del Estero Salado, que se intersectan con el estuario del Guayas en sectores como Las Esclusas, Chupadores, Puna norte, etc. y a su vez estos canales se encuentran distribuidos por dentro de la ciudad de Guayaquil.



**Figura. 2** Mapa Geológico actualizado de la ciudad de Guayaquil (Vera Grunauer et. al., 2013)



**Figura. 3** Leyenda mapa Geológico actualizado de la ciudad de Guayaquil (Vera Grunauer et. al., 2013)

En un estudio de microzonificación sísmica y geotécnica se realizaron perforaciones y mediciones geofísicas a lo largo de la zona deltaica estuarina, y se hallaron los siguientes geo materiales: arcillas limosas gris verdosas con diatomeas y presencia de un cementante desarrollado en ambiente anóxico (pírita), capas de arenas limosas y esporádicos bancos de arena con restos de conchas (Vera Grunauer, 2013). Por lo que se concluye que existe una combinación de suelo F1 y F4, es decir se deberán tomar en cuenta el proceso de consolidación para las arcillas blandas, y el potencial de licuación para los lentes o estratos arenosos-limosos, sobre todo en las zonas cercanas a la rivera del río Daule y Guayas.

## 2 LICUACIÓN DE SUELOS

### 2.1 Definición del fenómeno de licuación

“La licuación de suelos es un fenómeno que suele ocurrir en suelos arenosos, limosos, y arcillas de baja plasticidad”. Los suelos geológicamente formados por la precipitación de partículas en planicies inundadas por ríos, por lo general dan origen a suelos licuables. “El fenómeno de licuación es producido por una excitación sísmica la cual genera un incremento en la presión de poro, y genera una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante” (NEC-15, 2015). Esta pérdida de resistencia al esfuerzo cortante ocurre cuando el suelo granular trata de perder volumen producto del reordenamiento de partículas durante evento sísmico (Figura. 4), y en el caso de no tener un drenaje apropiado la presión de poros aumentará. Una vez que la presión de poros se iguala al esfuerzo total del suelo, se tendría como resultado un esfuerzo efectivo en el suelo igual a cero perdiéndose la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante.

$$\Delta u = \sigma_v \quad (\text{Ec. 2})$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma_v - u = 0 \quad (\text{Ec. 3})$$

Dónde:

$\mu$  : Presión de poros

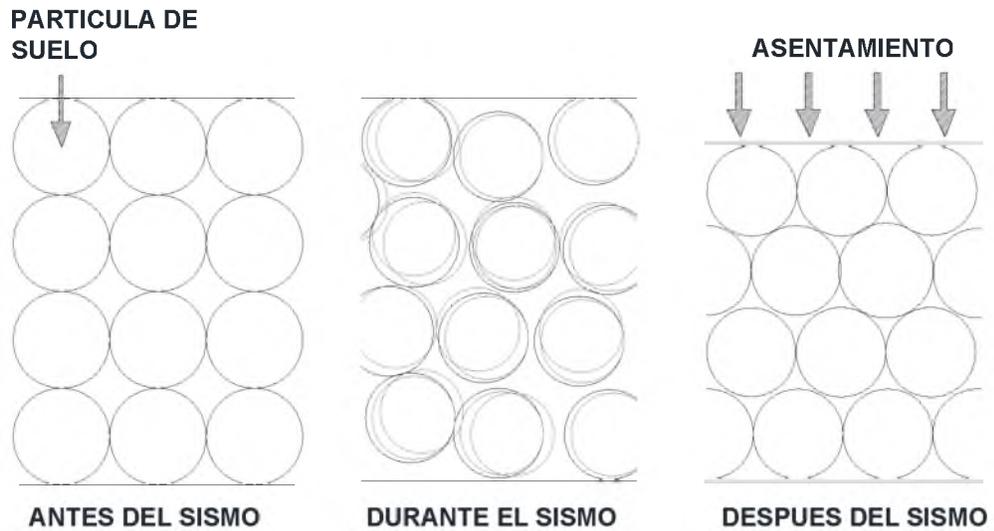
$\sigma_v$ : Esfuerzo total del suelo

$\sigma'_{vo}$  : Esfuerzo efectivo del suelo

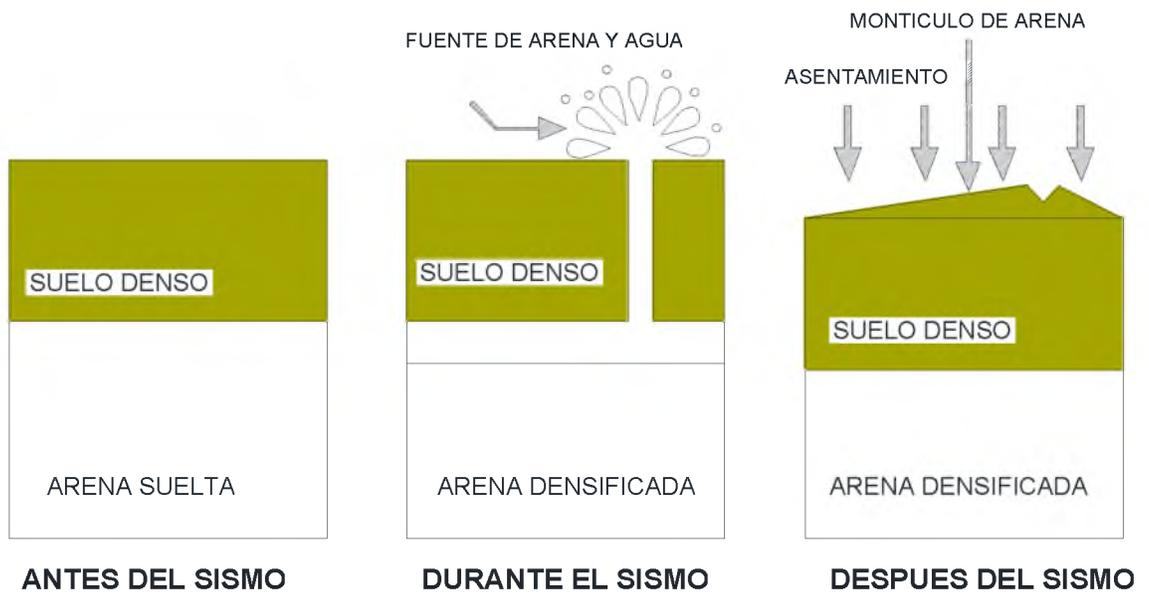
Durante el fenómeno de licuación los suelos no cohesivos sueltos (generalmente de densidad relativa  $D_r < 35\%$ ), se contraen al ser sometidos a vibraciones subitas, permitiendo la generación de la licuación con grandes niveles de deformación (conocida como “flow Liquefaction”). Los suelos densos (generalmente de densidad relativa  $D_r > 65\%$ ) no son licuables porque se dilatan al ser sometidos a vibraciones subitas en presencia del agua, sin

embargo existen excepciones, dependiendo del nivel sísmico, condición topográfica de la superficie del terreno y esfuerzo estático inducido previo al sismo. Los suelos pobremente confinados son más fáciles de licuar debido a que la presión de confinamiento del suelo se incrementa con la profundidad. Por ello, los suelos superficiales serán más fáciles de licuar que los profundos. Es importante mencionar, que suelos con  $D_r > 65\%$  podrían experimentar deformaciones por cortante cíclicas que causarían daño en las estructuras o elementos que sobreyance en estos suelos. De lo expuesto, en la práctica de la ingeniería de licuación se necesita estimar los niveles de deformaciones inducidos por los sismos, aun en suelos con comportamiento dilatante (conocido como "Cyclic Mobility").

El fenómeno de licuación, una vez ocurrido, se podría llegar a manifestar a través de asentamientos por reordenamiento de partículas del suelo granular como se ilustra en la Figura. 4, y además en ciertas ocasiones pueden formarse en la superficie de montículos de arena (Figura. 5). Por ejemplo, para una arena limosa, los granos de arena y limo durante este proceso "flotan" en conjunto con el agua debido a la acumulación de presión de poros, cambiando el comportamiento mecánico del suelo haciéndolo comportar más como un líquido que sólido. El agua de poro debido a la presión de las fuerzas sísmicas se ve forzada hacia la superficie del suelo a través de los espacios intergranulares entre partículas, generando el incremento de la presión de poros.



**Figura. 4** Reordenamiento de partículas y asentamientos de suelo durante la ocurrencia de un sismo



**Figura. 5** Flotación y ahuellamiento de depósitos de arena en licuación.

Para que un suelo experimente licuación debe cumplir, generalmente, con las siguientes condiciones:

1. Tener una baja densidad relativa.
2. El geomaterial debe ser de tipo arenoso o limoso de baja plasticidad. Las gravas y arcillas (a menos de que sean de baja plasticidad) no tienden a licuarse.
3. El estrato de suelo a licuarse debe estar saturado, es decir por debajo del nivel freático.
4. La presencia de una excitación sísmica de intensidad moderada a fuerte.

## 2.2 Metodologías para estimar el potencial de licuación

La evaluación del potencial de licuación en los suelos busca establecer en términos de demanda y resistencia el efecto de los esfuerzos en el suelo durante la ocurrencia de un evento sísmico, y si se producirá fenómeno conocido como licuación en los suelos. Una vez definidas las características del suelo, se procederá al análisis por estratos para identificar y estimar los estratos potenciales de licuación. La evaluación de un factor de seguridad calculado es un parámetro importante para determinar si un estrato puede ser potencialmente licuable. Los análisis del potencial de licuación son de gran importancia para zonas en que se conoce una alta sismicidad, y existen depósitos de suelos con baja densidad relativa (bajo número de golpes NSPT o bajo valores de  $q_t$ ), y amplios estratos arenosos, arenosos-limosos.

A causa de las dificultades para modelar físicamente o analíticamente las condiciones del suelo potencialmente licuable (debido a las condiciones de frontera en campo, y que estas sea simuladas en laboratorio), los métodos empíricos se han convertido en el procedimiento estándar para determinar la resistencia a la licuación. El *Procedimiento Simplificado* requiere calcular dos variables sísmicas primarias que son: a) la excitación sísmica de la capa de

suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos promedios ( $CSR = \tau_c/\sigma'_{vo}$ ); y b) la capacidad de la capa de suelo para resistir la licuación, en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

Entre los ensayos utilizados para las metodologías de estimación del potencial de licuación están el ensayo SPT: Seed & Idriss (1971), Boulanger & Idriss (2008), Cetin (2009); el ensayo CPT: (Robertson, 2009); y ensayos geofísicos MASW, REMI: Kayen (2013). Estas metodologías con el tiempo han ido ajustando los criterios del cálculo de potencial de licuación.

El factor de seguridad contra licuación, se la define como:

$$FS = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma=1atm} \times MSF}{CSR} K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (Ec. 4)$$

Dónde:

$FS$ : Factor de seguridad

$CRR_{M=7.5, \sigma=1atm}$ : relación de resistencia cíclica para sismo de magnitud 7.5

$MSF$ : Factor de escala de magnitud del sismo

$CSR$ : relación de esfuerzos cíclicos promedios

$K_{\sigma}$ : Factor de corrección por sobrecarga

$K_{\alpha}$ : Factor de corrección por pendiente

El primer paso para el análisis y estimación del potencial de licuación del suelo debe ser la obtención o el cálculo del esfuerzo cortante máximo inducido por el sismo, en el suelo.

$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{ma}{1} = \frac{W}{g} a = \frac{\gamma z}{g} a = \sigma_{z0} \frac{a}{g} \quad (Ec. 5)$$

Dónde:

F: Fuerza inducida por el sismo

A: Área de sección transversal del geo material “rígido”

m: Masa de la columna

W: Peso de la columna

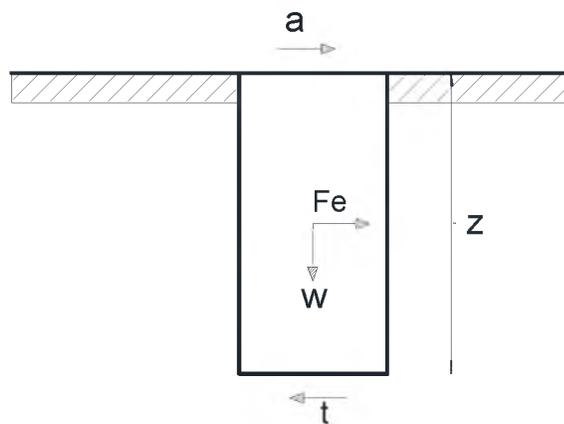
$\gamma$ : Peso unitario del geo material

z: Altura de la columna

a: Aceleración máxima del suelo (PGA)

g: gravedad

$\sigma_{v0}$ : Esfuerzo total a una profundidad z



**Figura. 6** Esfuerzo cortante máximo en la base de la columna de suelo rígida (Ground Improvement, 2015)

El esfuerzo cortante máximo calculado expresa el valor más crítico producto de las fuerzas del sismo. Sin embargo, bajo la excitación sísmica el valor del esfuerzo cortante varía con el tiempo de duración del sismo de manera no uniforme. Por ello, como simplificación de análisis el esfuerzo cortante máximo con una variación no uniforme se deberá uniformizar para tener un esfuerzo cortante promedio o equivalente (Seed & Idriss, 1971).

$$\tau = 0.65 \tau_{max} rd \quad (\text{Ec. 6})$$

$$\tau = 0.65 a_{max} \sigma_{z0} rd \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

$\tau$ : Esfuerzo cortante promedio o equivalente

$\tau_{max}$ : Esfuerzo cortante máximo producto del sismo

$a_{max}$ : Aceleración máxima horizontal sobre la superficie del suelo

$\sigma_{z0}$  : Esfuerzo total del suelo a una profundidad  $z$

$rd$ : Factor de reducción de esfuerzo cortante, el cual considera la participación no lineal por corte en la masa de suelo.

### 2.2.1 SEED & IDRIS (1971)

El proceso del cálculo para obtener la relación o tasa de esfuerzos cíclicos CSR producto de un sismo fue propuesto por Seed & Idriss (1971), el cual se define como el esfuerzo cortante promedio cíclico desarrollado sobre la superficie horizontal de la capa del suelo debido a la propagación vertical de las ondas de corte normalizado por el esfuerzo efectivo vertical. Ponderando adecuadamente los ciclos de esfuerzos individuales, la amplitud razonable a utilizar para el esfuerzo uniforme medio o equivalente, es de aproximadamente el 65% del esfuerzo cortante máximo.

$$CSR = 0.65 \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \quad (\text{Ec. 8})$$

Tomando en cuenta que el suelo sometido a estos esfuerzos de corte cíclicos no se comporta como un cuerpo rígido, es decir los esfuerzos de corte cíclicos

se verán reducidos con la profundidad, se introdujo el factor de reducción de esfuerzo cortante  $rd$ . Este factor de reducción depende de la magnitud del sismo y la profundidad del estrato que se está analizando.

$$rd = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73+5.133} \right) + MW \left( 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28+5.142} \right) \right) \right]$$

(Ec. 9)

Dónde:

$z$ : la profundidad del estrato o geo material a analizar

$M_w$ : La magnitud de momento sísmico

Por ello, el CSR se lo debe afectar por el factor de reducción  $rd$ , de modo que la expresión queda de la siguiente manera:

$$CSR = 0.65 rd \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

(Ec. 10)

Una vez calculada la tasa de esfuerzo cíclico CSR se debe calcular la tasa o relación de resistencia al esfuerzo cíclico CRR.

### 2.2.2 BOULANGER & IDRIS (2008 y 2012)

Correlaciones con parámetros obtenidos in situ tales como el número de golpes del ensayo SPT han sido usados para estimar el valor de CRR. (Boulanger et al. 2012). El número de golpes NSPT para ser correlacionado con el CRR primero debe ser convertido al  $(N_1)_{60}$  la cual se define como la resistencia a la penetración corregida, donde los valores de los factores de corrección se describen con detalle en Skempton, A. W. (1986) y se muestran en la tabla 6.

$$(N_1)_{60} = C_N C_E C_R C_B C_S N$$

(Ec. 1)

Donde:

$C_N$ : Factor de corrección por sobrecarga, se muestra en la ecuación 14

$C_E$ : Factor de corrección de energía por tipo de martillo

$C_R$ : Factor de corrección por longitud de varilla

$C_B$ : Factor de corrección por diámetros de perforación no estandar

$C_S$ : Factor de corrección por tipo de muestreador

$N$ : Número de golpes medido en sitio

**FACTORES DE CORRECCIÓN PARA EL VALOR DE N SPT**

| FACTOR                  | VARIABLE              | TERM. | VALOR       |
|-------------------------|-----------------------|-------|-------------|
| Porcentaje de energía   | Martillo Safety       |       | 1.0 - 0,95  |
|                         | Martillo Donut        | $C_E$ | 0,65 - 0,75 |
|                         | Martillo automático   |       | 1,0 - 1,3   |
| Diámetro de perforación | 65 - 115 mm           |       | 1           |
|                         | 150 mm                | $C_B$ | 1,05        |
|                         | 200 mm                |       | 1,15        |
| Tipo de muestreo        | Muestreador estándar  | $C_S$ | 1           |
|                         | Muestreador sin forro |       | 1,2         |
| longitud de barra       | 3 - 4 m               |       | 0,75        |
|                         | 4 - 6 m               | $C_R$ | 0,85        |
|                         | 6 - 10 m              |       | 0,95        |
|                         | 10 - 30 m             |       | 1           |

**Tabla 6** Factores de corrección para N SPT (modificado de Skempton, 1986)

A su vez el valor del  $(N_1)_{60}$  para la correlación con el CRR se ve afectado por el contenido de finos en el suelo FC. Por simplificación este efecto se puede expresar en términos de arena limpia  $(N_1)_{60CS}$  y se la obtiene mediante la siguiente expresión:

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left( \frac{15.7}{FC} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 12})$$

Dónde:

$(N_1)_{60}$ : Número de golpes corregido

$\Delta(N_1)_{60}$ : Número de golpes corregido por contenido de finos

$FC$ : Contenido de finos

$(N_1)_{60cs}$ : Número de golpes corregido por energía y finos, en términos de arena limpia.

Una vez obtenido el valor de  $(N_1)_{60cs}$  se puede calcular la resistencia cíclica cortante CRR para un sismo de 7.5 de magnitud.

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right]^2 - \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right]^3 + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\} \quad (Ec. 13)$$

Para el caso del cálculo del CRR producto de correlaciones a través del ensayo CPT se realiza el siguiente procedimiento.

$$CN = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{vo}}} \leq 1.7 \quad (Liao \& Whitman) \quad (Ec. 14)$$

$$q_{c1N} = \frac{CN * qc}{Pa} \quad (Ec. 15)$$

Si  $I_c < 2.6$  (para suelo granular)

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (Ec. 16)$$

$$\Delta q_{c1N} = \left[ 5.4 + \frac{q_{c1N}}{16} \right] \exp \left[ 1.63 + \frac{97}{FC+0.01} - \left( \frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right] \quad (Ec. 17)$$

$$CRR_{M=7.5 \sigma=1} = \exp \left[ \frac{q_{c1Ncs}}{540} + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1Ncs}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (Ec. 18)$$

Si  $I_c > 2.6$  (para suelo cohesivo)

$$CRR_{M=7.5 \sigma=1} = 0.8 * \frac{Su}{\sigma'_{vo}} * Ko \quad (Ec. 19)$$

Dónde:

$CN$ : Corrección por profundidad

$q_{c1N}$ : Resistencia de la punta del cono corregido por la profundidad

$FC$ : Contenido de finos

$q_{C1NCS}$ : Resistencia de la punta del cono corregido por profundidad y por finos.

$Su$ : Resistencia al esfuerzo cortante no drenado

$\sigma'_{VO}$ : Esfuerzo vertical efectivo

$Ko$ : Coeficiente de presión lateral en estado de reposo

$Ic$ : Coeficiente de comportamiento del tipo de suelo

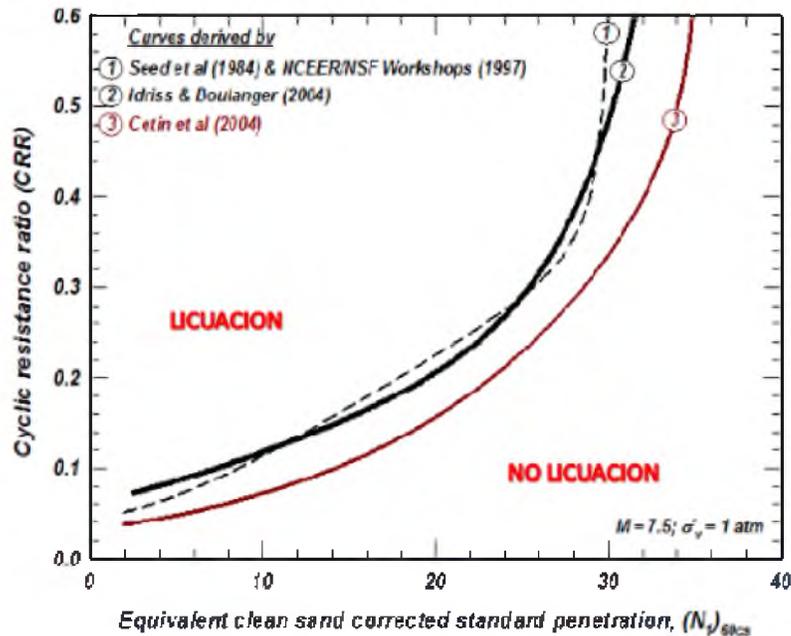
Para casos en los que las magnitudes de los sismos, utilizados para el cálculo, sean distintas a 7.5 se debe emplear un factor de escala de magnitud MSF. El factor de magnitud de escala se multiplicará al CRR para corregir el efecto de magnitud de sismo.

$$MSF = 6.9 \exp\left(-\frac{Mw}{4}\right) - 0.06, \quad \text{para } Mw > 5.2 \quad (\text{Ec. 20})$$

$$MSF = 1.82, \quad \text{para } Mw < 5.2 \quad (\text{Ec. 21})$$

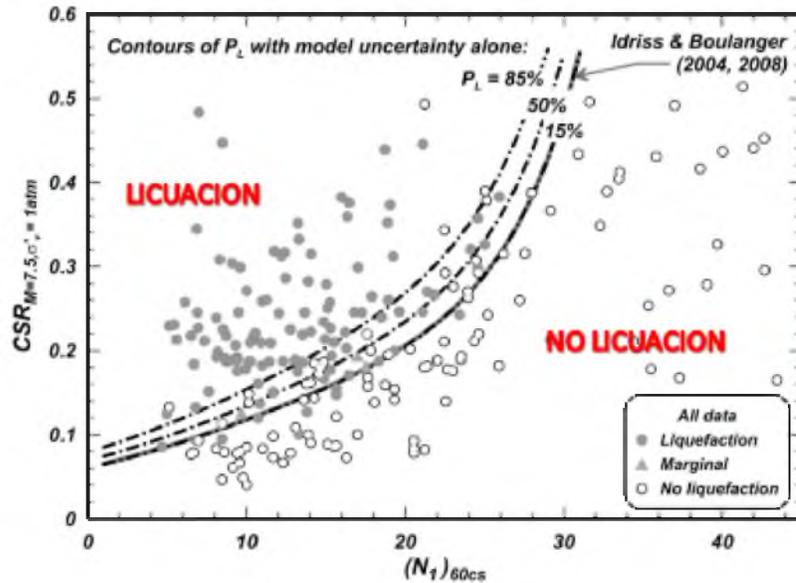
Finalmente, la resistencia cortante cíclica será producto del CRR para un sismo de magnitud 7.5 multiplicado por un factor de escala de magnitud MSF y un factor  $K_\sigma$  que representa una corrección por el incremento no lineal de la resistencia cíclica a esfuerzos de corte con el aumento del esfuerzo efectivo confinante.

$$CRR = CRR_{M=7.5} MSF K_\sigma \quad (\text{Ec. 22})$$



**Figura. 7** Resistencia cíclica para una arena con finos menor al 5% y un sismo de  $M_w = 7.5$  a una presión atmosférica de esfuerzo efectivo vertical. (Boulanger et. al. 2012).

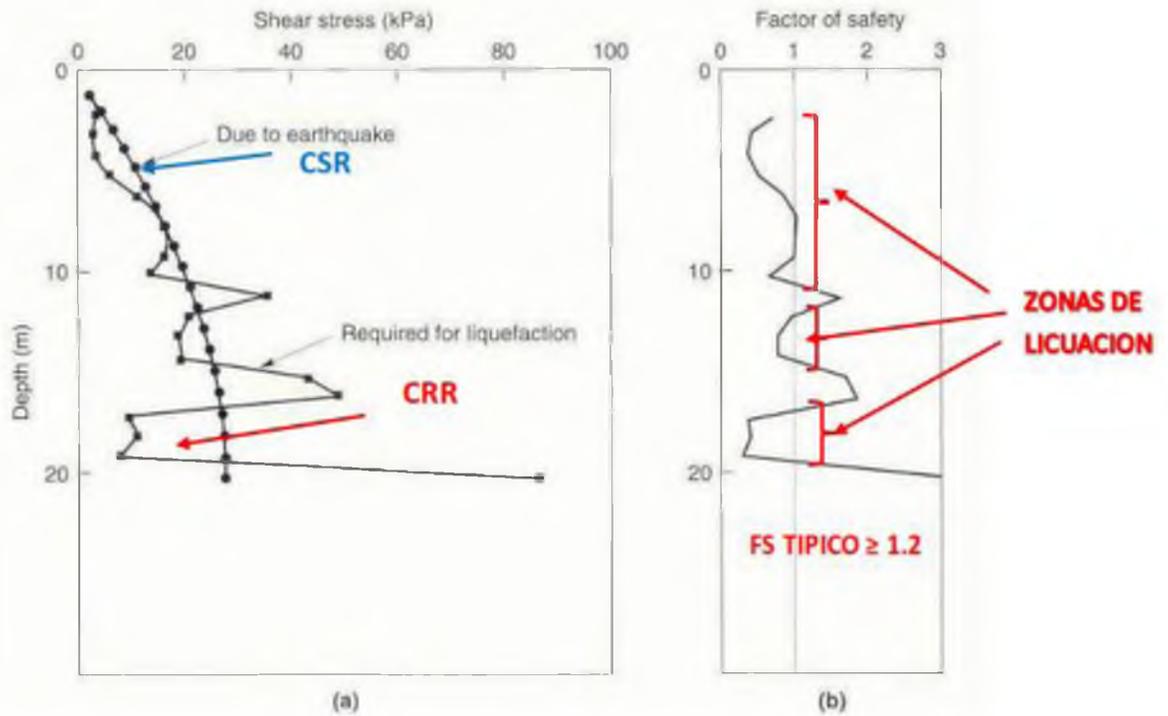
En la Figura 7 se muestra, a manera de ejemplo, la propuesta de varios autores para la curva de resistencia cíclica, CRR, en una arena con finos menores del 5%, para un evento sísmico de  $M_w = 7.5$  a un esfuerzo vertical efectivo de una presión atmosférica. Con la nueva información disponible, obtenidas en zonas que se han licuado en los últimos eventos sísmicos, se han propuesto (Boulanger et. al. 2012) metodologías probabilistas para considerar explícitamente la incertidumbre en los análisis del potencial de licuación (Figura 8).



**Figura. 8** Relación entre CSR y  $(N_1)_{60}$  para probabilidades de licuación del 15, 50, y 85% en las resistencias cíclica CRR. (Boulanger et. al. 2012).

Otra manera de establecer una relación de ocurrencia de licuación puede ser mediante la evaluación de factores de seguridad para cada estrato de perforación. Un valor de  $\geq 1.2$  para el factor de seguridad es considerado como aceptable, donde se verán reducidos en gran manera los efectos de licuación. En la Figura 9 a manera de ejemplo se muestran un sitio donde se tienen zonas de suelos licuables y no licuables.

$$FS = \frac{RESISTENCIA}{DEMANDA} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{M=7.5} MSF K_{\sigma}}{CSR} \geq 1.2 \quad (Ec. 23)$$



**Figura. 9** (a). Grafica Demanda vs Resistencia y (b). FS y zonas de licuación (Ground Improvement, Han 2015)

### 2.2.3 ROBERTSON (2009)

Robertson a partir de ensayos CPT propone una metodología para la estimación del potencial de licuación en el suelo, correlacionando la tasa de resistencia al esfuerzo cíclico CRR con la resistencia a la punta normalizada equivalente para arenas limpias.

$$CN = \left[ \frac{100}{\sigma'_{v0}} \right] \leq 1.7 \text{ (Liao \& Whitman)} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$Q_{tn} = \frac{(qt - \sigma'_{vo})}{P_a} * CN \quad (\text{Ec. 24})$$

Si  $I_c > 1.64$ ;  $kc = 1$

Si  $1.64 < I_c < 2.50$ ;  $kc = 5.58I_c - 0.403I_c^2 - 21.63I_c^3 + 33.75I_c^4 - 17.88$

Si  $2.50 < I_c < 2.70$ ;  $kc = 6 * 10^{-7} I_c^{16.76}$

Corrigiendo la resistencia a la punta del cono normalizada para arenas limpias:

$$Q_{tn,cs} = kc * Q_{tn} \quad (\text{Ec. 25})$$

$$CRR_{M=7.5 \sigma=1} = 93 * \left( \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad (\text{Ec. 26})$$

Si  $I_c > 2.70$

$$CRR_{M=7.5 \sigma=1} = 0.053 * Q_{tn} * K_\alpha \quad (\text{Ec. 27})$$

Dónde:

$CN$ : Corrección por profundidad o sobrecarga

$Q_{tn}$ : Resistencia normalizada de la punta del cono corregida por la profundidad

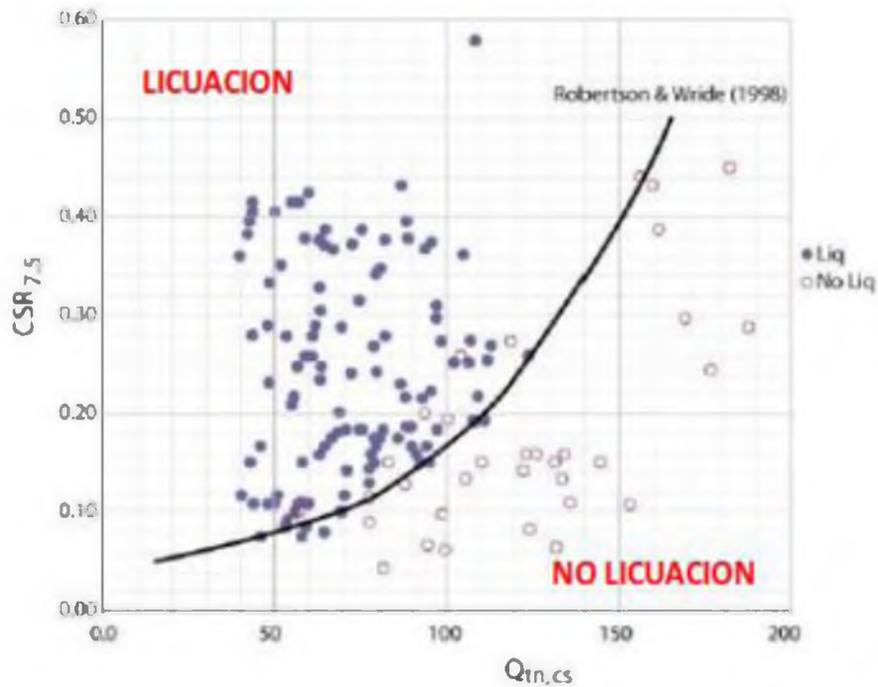
$Q_{tn,cs}$ : Resistencia de la punta del cono normalizada para arenas limpias

$qt$ : Resistencia total de la punta del cono

$\sigma'_{vo}$ : Esfuerzo vertical efectivo

$kc$ : Corrección por contenido de finos

$I_c$ : Índice de comportamiento del tipo de suelo.



**Figura. 10** Relación entre la tasa del esfuerzo cíclico CSR y la resistencia de cono normalizado equivalente para arenas limpias  $Q_{tn,cs}$  (Robertson, 2009)

En la Figura 10 se muestra la relación entre la resistencia de cono equivalente normalizada para arenas limpias y la tasa de esfuerzo cíclico. Es importante mencionar que para suelos con  $I_c$  mayores de 2.7, prácticamente no se consideran potencialmente licuables.

#### 2.2.4 Kayen et. al. (2013)

Kayen y otros propone la utilización de las velocidades de onda de corte  $V_s$  para realizar correlaciones del potencial de licuación en los suelos. A pesar de la ventaja que tienen los métodos de SPT y CPT que pueden correlacionarse de manera más directa con la densidad relativa ( $D_r$  %) la cual tiene un efecto importante en los suelos saturados, el método de  $V_s$  es considerado menos sensible a problemas de compresión de los suelos y resistencia reducida a

causa de finos, por lo que este método tendrá menos correcciones por la presencia de finos.

La velocidad de onda de corte  $V_s$  medida en campo es una propiedad relacionada con el módulo de corte del suelo y la densidad del geo material. Para los cálculos del potencial de licuación, la velocidad de onda de corte es utilizada como una medida de la capacidad del suelo a resistir deformaciones permanentes y el aumento de la elevada presión de poros. Alguna de las maneras de medir el  $V_s$  en campo es a través de penetreómetros de cono sísmico, métodos SASW o MASW, entre otros. El método presentado tiene mucha aplicación práctica, sobre todo para reconocer arenas cementadas.

$$V_s = \left( G_{max} / \rho \right)^{0.5} \quad (\text{Ec. 28})$$

Dónde:

$G_{max}$ : Módulo de corte a pequeñas deformaciones

$\rho$ : Densidad

$V_s$ : Velocidad de onda cortante

Para los casos de  $V_s$ , medidos o correlacionados a través de ensayos SPT o CPT, se debe normalizar a un valor  $V_{s1}$  corregido.

$$V_{s1} = V_s C_{VS} = V_s \left( Pa / \sigma'_v \right)^{0.25} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

$V_s$ : Velocidad de onda de corte medida en campo

$Pa$ : Esfuerzo normalizado de referencia (100kPa)

$\sigma'_v$ : Esfuerzo efectivo del suelo

Una vez corregido a  $V_{s1}$ , se procede a calcular la probabilidad de licuación, la cual va a estar regida por una distribución normal acumulada  $\Phi$  (puede ser calculada utilizando software como Microsoft Excel o Matlab).

$$PL = \Phi \left\{ -\frac{[(0.0073 \cdot V_{s1})^{2.8011} - 1.946 \cdot \ln(CSR) - 2.6168 \cdot \ln(Mw) - 0.0099 \cdot \ln(\sigma'_{VO}) + 0.0028 \cdot FC]}{0.4809} \right\} \quad (\text{Ec. 30})$$

$$CRR = \exp \left\{ -\frac{[(0.0073 \cdot V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 \cdot \ln(Mw) - 0.0099 \cdot \ln(\sigma'_{VO}) + 0.0028 \cdot FC - 0.4809 \cdot \varphi^{-1}(PL)]}{0.4809} \right\} \quad (\text{Ec. 31})$$

Dónde:

$V_{s1}$ : Velocidad de onda de corte corregida

$CSR$ : Tasa de esfuerzo cíclico

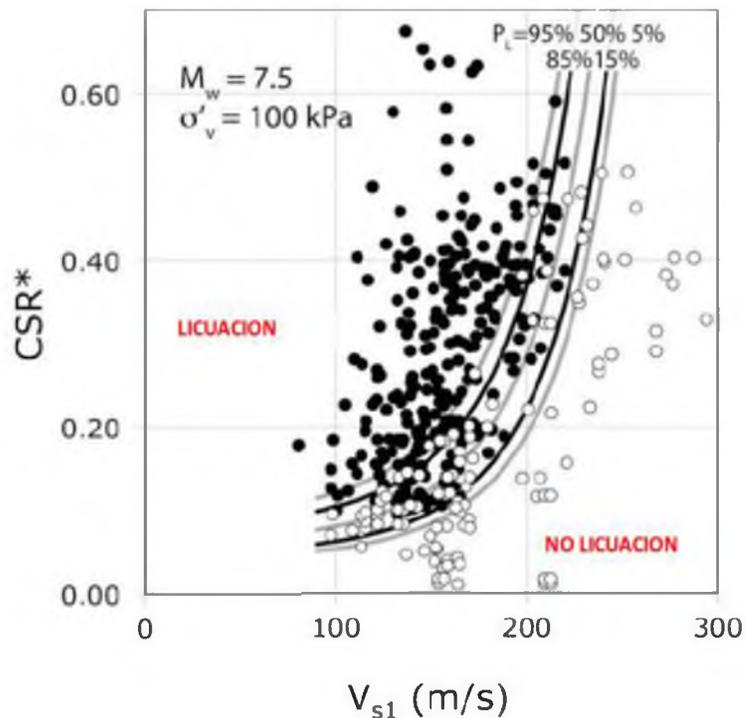
$Mw$ : Magnitud de sismo.

$FC$ : Contenido de finos

$PL$ : Probabilidad de licuación

$\Phi$ : Distribución normal acumulada.

En la Figura 11 se observa la relación entre la tasa de esfuerzo cortante cíclico y la velocidad de onda de corte normalizada para diferentes curvas de probabilidad de licuación.



**Figura. 11** Relación entre CSR y la velocidad de ondas de corte normalizada y las curvas de CRR para diversas probabilidades de licuación (Kayen et al., 2013)

### 2.3 Metodologías para estimar las deformaciones post licuación

Al igual que las metodologías desarrolladas para el cálculo del potencial de licuación, también se han desarrollado metodologías para estimar las deformaciones post licuación en caso de que ella ocurriese. Estas metodologías son de igual importancia y se complementan como una segunda etapa con las del potencial de licuación. El modelo de asentamientos por reconsolidación cíclica se basa en análisis probabilísticos y modelos semi empíricos debido a la dificultad para determinar parámetros que ayuden a la simulación numérica de estos casos. A pesar de que estos modelos no pueden brindar una estimación 100% precisa de los asentamientos por reconsolidación cíclica volumétrica,

pueden brindar una idea de mediante un rango de asentamientos que podrían ocurrir, esto mediante una distribución de una desviación estándar.

El cálculo de la deformación volumétrica por reconsolidación cíclica se realiza de la siguiente manera:

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln \left[ 1.879 \ln \left[ \frac{780.416 \ln(CSR_{SS,20,1D,1atm}) - N_{1,60,CS} + 2442.465}{636.613 N_{1,60,CS} + 306.732} \right] + 5.583 \right] \pm 0.689 \quad (Ec. 32)$$

$$lim: 5 \leq N_{1,60,CS} \leq 40 \quad ; \quad 0.05 \leq CSR_{SS,20,1D,1atm} \leq 0.60$$

En la ecuación el término  $\pm 0.689$  representa la desviación estándar del modelo de deformación volumétrica, y puede ser usada convenientemente para el cálculo del asentamiento probabilístico en la zona del suelo a estudio. (Cetin, 2009).

Para el cálculo de la tasa de esfuerzo cortante cíclico CSR se emplean unos factores de corrección para convertirlo en el  $CSR_{SS,20,1D,1atm}$  en una expresión equivalente para el cálculo probabilístico del asentamiento por reconsolidación.

$$CSR_{SS,20,1D,1atm} = \frac{CSR_{FIELD}}{K_{md} K_{MW} K_{\sigma}} \quad (Ec. 33)$$

Dónde:

$K_{md}$ : Es un factor de corrección utilizado para convertir el CSR de campo aplicado multidireccionalmente a un valor unidireccional de CSR aplicado para laboratorio

$K_{MW}$ : Factor de corrección para duración real de sismo, debido a que el modelo esta supuesto para 20 ciclos de cortante uniforme o CSR para un sismo de 7.5 de magnitud.

$K_{\sigma}$ : Representa una corrección por el incremento no lineal de la resistencia cíclica a esfuerzos de corte con el aumento del esfuerzo efectivo confinante.

$$K_{md} = 0.361 \ln(Dr) - 0.579 \quad (\text{Ec. 34})$$

$$K_{MW} = \frac{87.1}{M_W^{2.217}} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$K_{\sigma} = \left( \frac{\sigma_{rvo}}{Pa} \right)^{f-1} \quad (\text{Ec. 36})$$

Una vez obtenidos los factores de corrección existen dos maneras de encontrar la deformación volumétrica cíclicamente inducida por el sismo. Una de las alternativas es utilizar el ábaco propuesto (Cetin et. al, 2007) y graficar el  $CSR_{SS,20,1D,1atm}$  contra el  $N_{1,60,CS}$ .

En la Figura 12 se muestra la variación de la deformación volumétrica por licuación con el número de golpes normalizado y la tasa de esfuerzo cortante cíclico.

Es importante mencionar que los análisis de deformaciones verticales presentados, obedecen a un mecanismo de desplazamiento por deformación volumétrica. No se está considerando las deformaciones o asentamientos debido al mecanismo inducido por esfuerzos desviadores en la cimentación de una estructura, es decir, que las deformaciones presentadas en este estudio son solo las deformaciones en campo libre (sin considerar el efecto de la interacción dinámica suelo-cimentación).

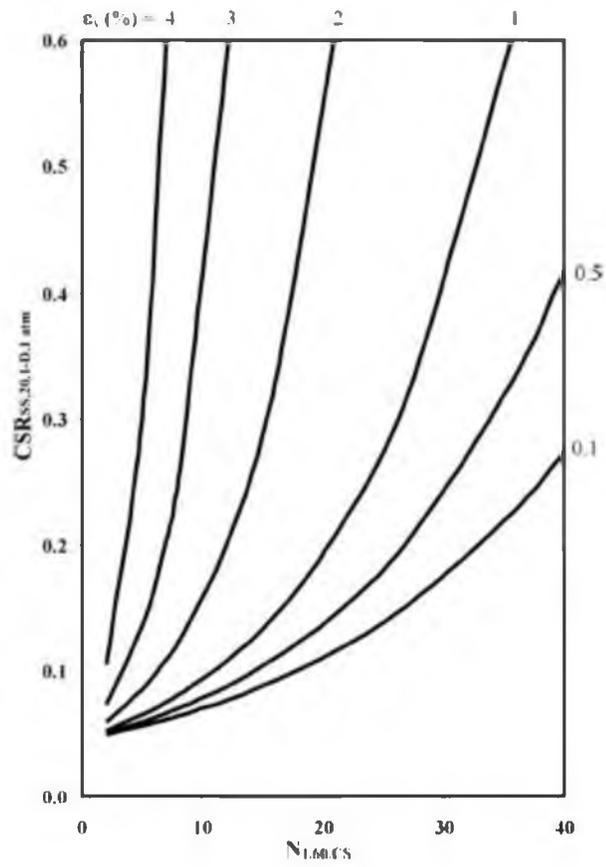


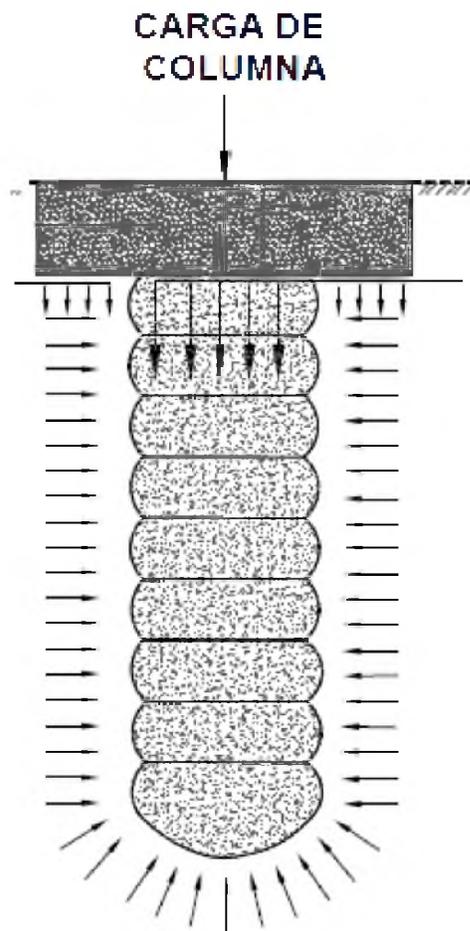
Figura. 12. Ábaco para estimación de deformación volumétrica (Cetin et. al. 2007)

### **3 PILAS DE AGREGADO APISONADO (RAP) PARA MITIGAR LICUACIÓN**

#### **3.1 Definición de Pilas de Agregado Apisonado (RAP)**

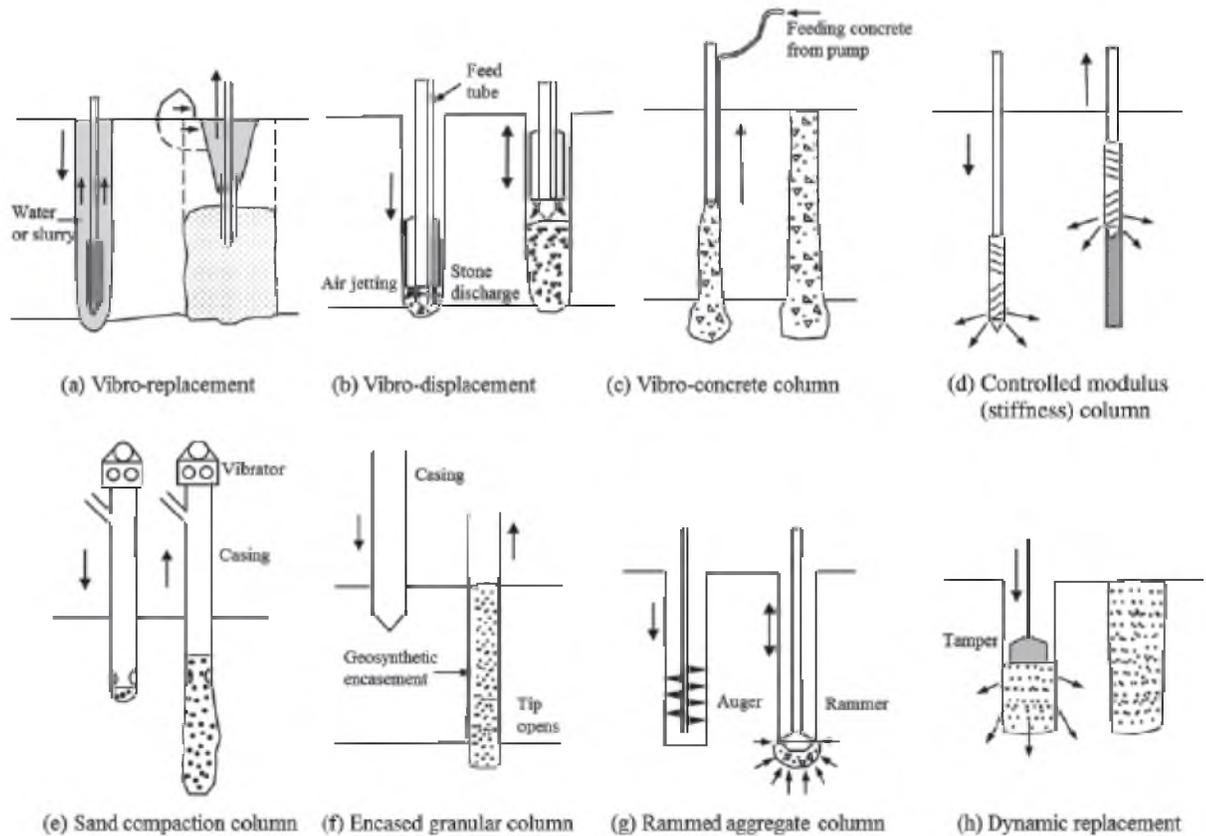
Las pilas de agregado apisonado (RAP) forman parte de un sistema de mejoramiento de subsuelo y complementariamente de refuerzo y/o protección para estructuras de cimentación superficial. La técnica de las pilas de agregado apisonado se basa en la instalación de columnas realizadas a base de gravas, las cuales son insertadas a manera de inclusiones rígidas en el suelo matriz mediante equipos especiales. La grava insertada en el suelo deberá cumplir con la norma ASTM D1241-00. El particular proceso constructivo mediante capas de apisonamiento genera un presfuerzo tanto en las pilas de agregado apisonado como en el suelo matriz circundante, aportando mayor confinamiento lateral al suelo y densificándolo (Figura. 13).

Dentro de sus principales funciones se encuentran el control de asentamientos para suelos altamente compresibles (no cubierto en este trabajo de titulación), mitigación de efectos de licuación en arenas, densificación del subsuelo. La instalación de estas columnas de agregado apisonado en suelos con arenas sueltas, y saturadas, puede mitigar potencialmente el fenómeno de licuación reduciendo la demanda sísmica en el suelo matriz, todo esto debido a una redistribución de esfuerzos de corte en el suelo, focalizando los esfuerzos en las inclusiones RAP para que estas reciban la mayoría de los esfuerzos cortantes producto de la actividad sísmica, liberando al suelo de estos esfuerzos.



**Figura. 13:** Esquema general de la pila de agregado apisonado

Las pilas de agregado apisonado forman parte de una metodología de mejoramiento de suelo denominada reemplazo a profundidad (*Figura. 14*). Estas metodologías de reemplazo a profundidad proponen mejoramientos de suelo abarcando grandes profundidades, ya sea mediante excavación y retirar material el material no apto, o simplemente desplazando el material o suelo problemático y sustituyéndolo por un material más apto y de mejor comportamiento geo-mecánico.



**Figura. 14** Técnicas de mejoramiento mediante “Reemplazo a profundidad” - (g) Pilas de agregado apisonado (Ground Improvement, Han 2015).

El reemplazo mediante las inclusiones de grava apisonada propone una alternativa de mejoramiento eficaz desde el punto de vista geomecánico, y también resulta práctica por su rapidez para llevarse a cabo y debido a que requiere menores volúmenes de material por inclusión. Técnicas tradicionales de mejoramiento de suelo como la sobre excavación y relleno usada por constructores durante muchos años hasta la actualidad para instalar estructuras requieren de movimiento de grandes volúmenes de suelo seguido por numerosos procedimientos de compactación por capas del nuevo material, tienden a ser en ocasiones imprácticas debido a ya sea, obstáculos físicos o la misma topografía del sitio. Si tomamos en consideración estos factores la

elección de uso de pilas de agregado apisonado podría resultar beneficioso en comparación a otros métodos tradicionales.

### 3.2 Proceso constructivo de las pilas de agregado apisonado

El proceso constructivo para las pilas de agregado apisonado tiene la particularidad de no requerir de muchos pasos en su construcción, por ello hace que sea rápida la instalación. Las pilas de agregado según su forma de instalación, se dividirán en 2 tipos:

- Método de reemplazo
- Método de Desplazamiento

El método de reemplazo sugiere mediante una perforación hasta la profundidad de diseño, retirar el material de bajas características para insertar la grava para la elaboración de la pila apisonada. Por otro lado, el método de desplazamiento a diferencia del reemplazo, mediante energía vibratoria ingresa una camisa, por donde se insertara la grava, hasta la profundidad de diseño para posteriormente realizar el apisonamiento por capas. El uso de un método sobre otro depende de algunos factores como la profundidad, la existencia de estratos de arenas colapsibles, entre otros.

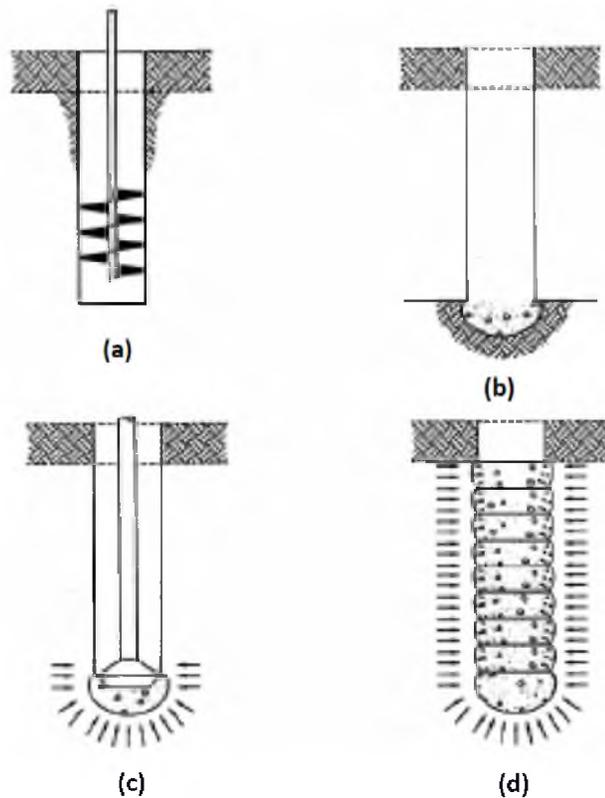
#### 3.2.1 Método de Reemplazo

- En primer lugar se procede a realizar la perforación en el suelo hasta la profundidad de desplante. En caso de tener estratos propensos al colapso se puede utilizar una camisa metálica recuperable mientras se perfora y se la retira progresivamente conforme avanza el proceso constructivo (*Figura. 15-a*).
- Posterior a la perforación se procede a llenar la cavidad perforada con grava bien gradada – Agregado Base Clase II (Highway Base Course)

que cumpla con la norma ASTM D1241-00 para formar el bulbo inferior adecuado mediante el apisonamiento (Figura. 15-b).

El apisonado del bulbo inferior es llevado a cabo a través de una excavadora hidráulica con un martillo apisonador de anillos biselados angulados a 45 grados. (Figura. 15-c)

- Una vez formado el bulbo inferior, se procede a realizar capas compactadas de 30 a 60 cm, dependiendo del diseñador. Estas capas se formaran al igual que como se realizó el bulbo inferior. Cargadoras depositarán la grava en la cavidad y se realizara el apisonado con máquina formando capas apisonadas de manera sucesiva hasta llegar la superficie. (Figura. 15-d)



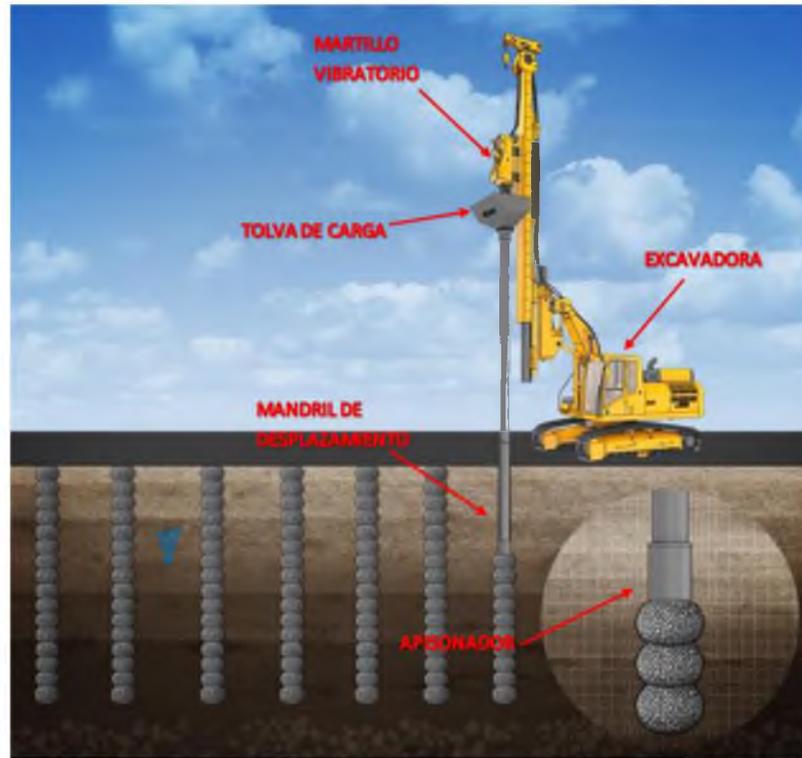
**Figura. 15** Proceso constructivo pila de agregado apisonado por método de Reemplazo (ICC-ES, 2015)

Los RAP mediante reemplazo suelen tener un diámetro de entre 60 a 90 cm. Las profundidades de las inclusiones normalmente están entre 3 a 9 m, aunque se puede llegar a profundidades de hasta 20m. Para la instalación de los RAP mediante reemplazo es únicamente necesario 3 máquinas entre las que figuran: Una excavadora con adaptación para barrenos, una excavadora con brazo apisonador, y una mini cargadora para movilizar el material. Según los diseñadores (Geopier) debido a la facilidad del método constructivo se pueden instalar alrededor de 30 -50 pilas en un día de trabajo.

### 3.2.2 Método de Desplazamiento

Las columnas de agregado apisonado mediante el método IMPACT RAP están diseñadas para reforzar suelos de arena suelta- limosa, arcillas blandas, y por sobretodo suelos con un alto nivel freático donde la presencia del agua dificultara la perforación para llevar a cabo el método tradicional de reemplazo. El IMPACT RAP utiliza un mandril de desplazamiento protegido por una camisa metálica (propia del equipo) que mediante fuerza de gravedad y vibración vertical penetra en estos suelos sueltos y blandos evitando el colapso durante el proceso constructivo, y desplazándolos para insertar las inclusiones de material mejorado.

La maquinaria de trabajo para la construcción de estas inclusiones se compone de una excavadora con un martillo vibratorio incorporado junto con un mandril de desplazamiento, y dentro un apisonador de alta frecuencia (Figura. 16).

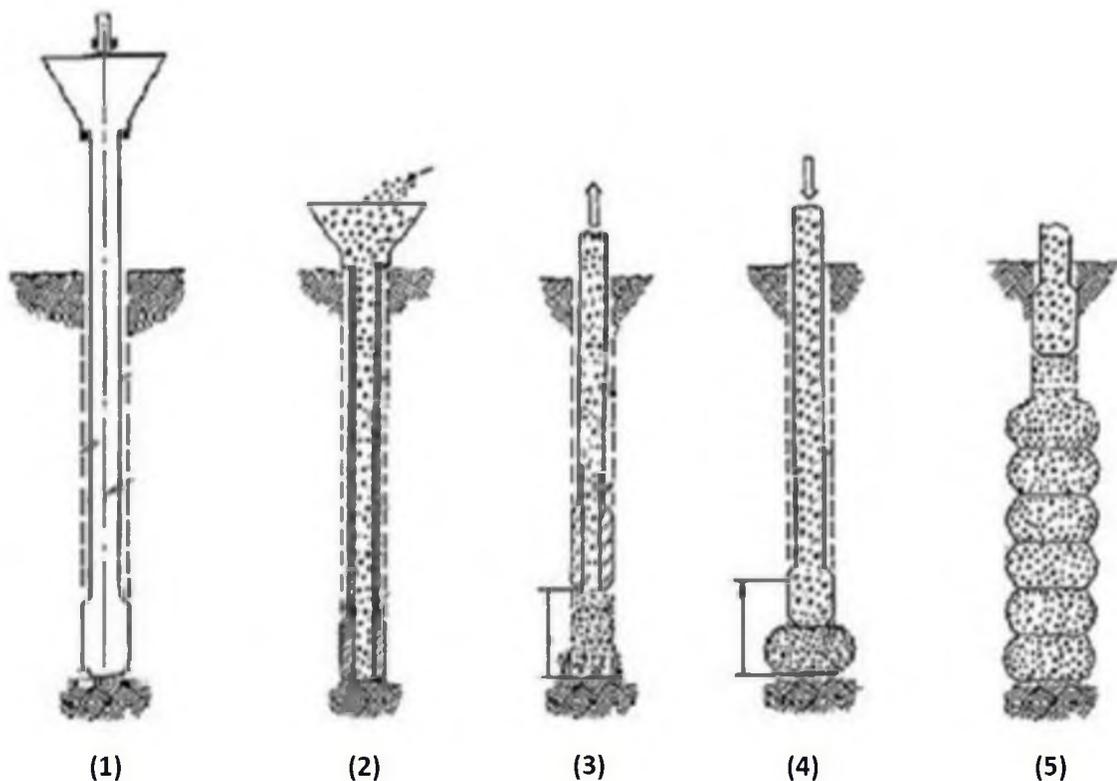


**Figura. 16.** Esquema general de maquinaria para IMPACT RAP (SENTEZ)

- En primer lugar, se ingresa la tubería (camisa metálica) con el mandril de desplazamiento mediante energía vibratoria, brindada por el martillo vibratorio incorporado, hasta la profundidad de diseño de la pila de agregado apisonado. (Figura. 17-1)
- Una vez ingresada la tubería hasta la profundidad de diseño se procede a cargar con grava Agregado Base Clase II (Highway Base Course ASTM D1241-00) la misma utilizando la tolva de carga. La tolva de carga es llenada utilizando mini cargadores. (Figura. 17-2)
- Se procede a levantar la tubería con el mandril de desplazamiento a una distancia predeterminada por diseño (entre 91.5 a 122 cm) mientras se descarga el agregado. (Figura. 17-3)
- Posteriormente se vuelve a bajar la tubería con el mandril de desplazamiento entre 61 a 91.5 cm. mediante energía de apisonamiento

vertical de alta frecuencia formando una capa compactada por apisonamiento de 30.5 cm. Estas capas compactadas por apisonamiento dan por resultado una gran rigidez y gran confinamiento lateral para el suelo matriz circundante. (Figura. 17- 4)

- Este proceso se repetirá simultáneamente formando capas de 30.5 cm hasta llegar a la superficie. (Figura. 17- 5)



**Figura. 17** Proceso constructivo de pila de agregado apisonado (IMPACT RAP) por método de desplazamiento (ICC-ES, 2015)

Las inclusiones de pilas de agregado apisonado (RAP IMPACT) pueden llegar hasta profundidades entre 12 y 20m. Los diámetros de construcción de estas pilas son menores que los de otras inclusiones y están en el rango de 35 a 60 cm. Además, posee la ventaja de ser un proceso en seco que no genera

contaminación y es bastante limpio. Según los diseñadores de este método (Geopier) debido a su rápida capacidad de instalación se pueden instalar alrededor de 40 a 100 columnas por día, esto podría variar dependiendo de factores logísticos.

### 3.3 Comportamiento Geo mecánico del RAP

#### 3.3.1 Densificación del suelo

La densificación del suelo es una de las aportaciones que experimenta el suelo matriz producto de la inclusión de las pilas de agregado apisonado. Estos elementos al ser de gran rigidez al insertarse en el suelo matriz mediante el efecto de apisonamiento, y vibración para el caso del método de desplazamiento, aprietan los espacios entre partículas de suelo aumentando también la rigidez del suelo circundante. Un efecto en mayor escala se produce al momento de realizar varias inclusiones a un espaciamiento determinado.

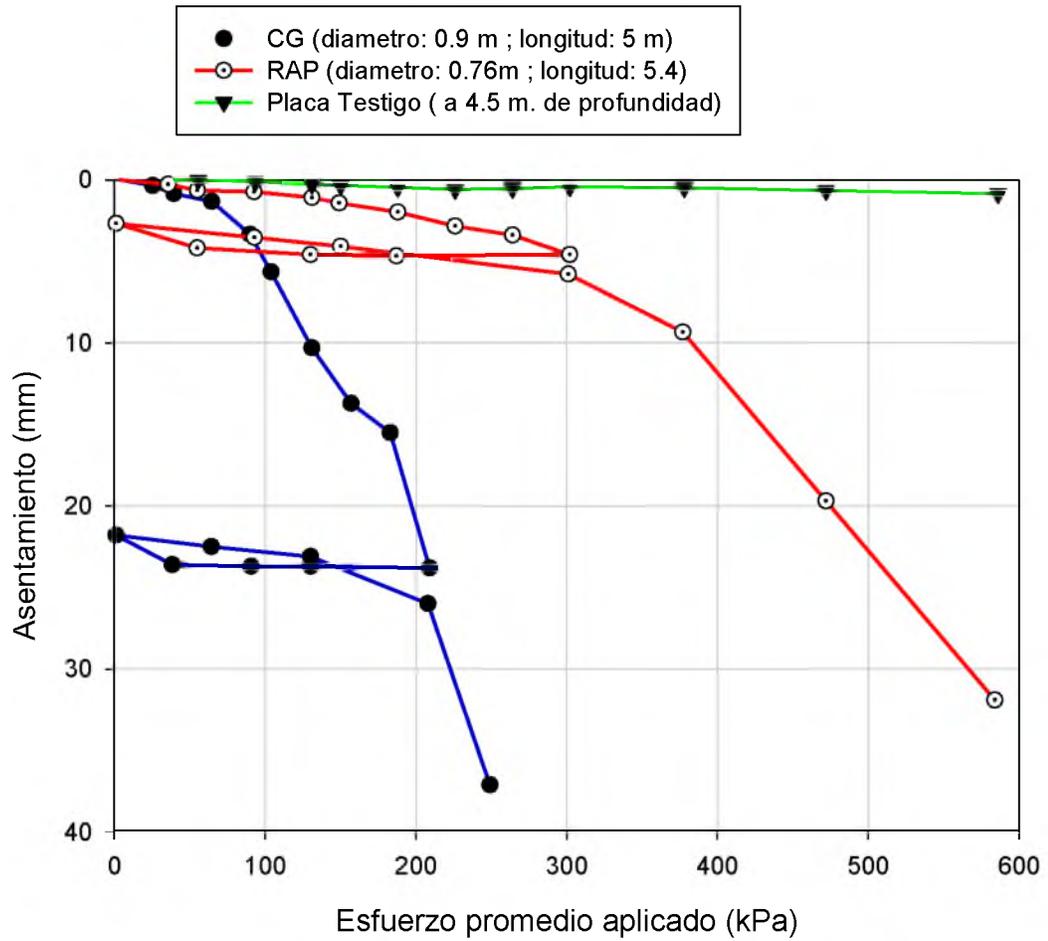
Para comparar los efectos de la densificación en el suelo matriz se han realizado varias comparaciones entre inclusiones rígidas como el uso de columnas de grava (vibro sustitución) versus la instalación de pilas de agregado apisonado (White & Wismann et. al 2012). Pruebas de carga realizadas en sitio se han efectuado para comparar la rigidez de ambos tipos de inclusión, y cuanto será su aportación a la densificación del suelo cuantificada a partir de las deformaciones elásticas producto de las cargas incrementales.

White & Wismann (2012) con el fin de llevar a cabo una comparación instalaron una columna de grava y una pila de agregado apisonado de prueba en un suelo de las mismas características para ser sometidas ambas a una prueba de carga estática. La prueba para la pila de agregado apisonado se llevó a cabo 3 días después de su instalación, mientras que para la columna de grava la prueba se

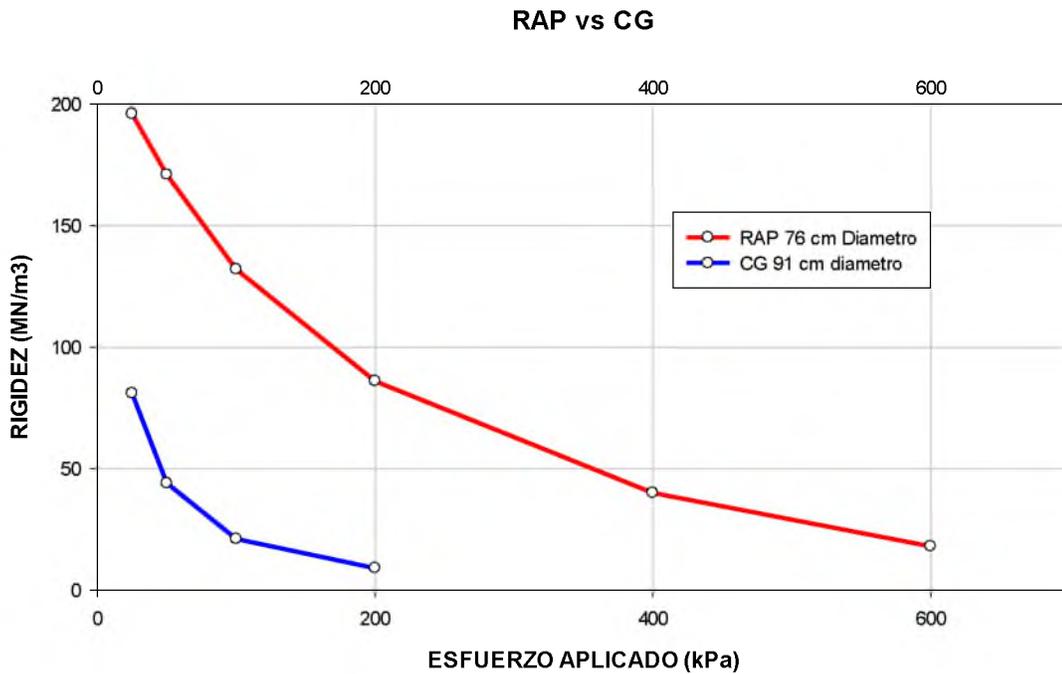
realizó 7 días después de su instalación. Es importante mencionar que los efectos de densificación en el suelo se incrementan con el tiempo. Una placa testigo fue colocada en el fondo de la pila de agregado apisonado con el fin de medir su deformación en la zona inferior.

Para el caso de la columna de grava a esfuerzos superiores a 70 kPa ya se observa mayor respuesta en la deformación, mientras que para la pila de agregado apisonado a esfuerzos mayores a 300 kPa recién se observa una mayor respuesta de deformaciones. Por otro lado la placa testigo, instalada en la pila de agregado apisonado, a esfuerzos mayores a los 300 kPa ya no registra actividad lo que se puede interpretar como la ocurrencia del abultamiento en la pila y comienzo de deformaciones plásticas (*Figura. 18*).

El comienzo de deformaciones por abultamiento “bulging” es en función del ángulo de fricción interna del agregado y el esfuerzo radial limitante del suelo. El efecto de abultamiento en la pila no es del todo indeseable, ya que debería aumentar la transferencia de carga al suelo matriz (White & Wismann et. al 2012).



**Figura. 18.** Gráfica comparativa de esfuerzo-deformación para CG y RAP producto de prueba de carga estática (White & Wismann et. al 2012)



**Figura. 19** Gráfica comparativa de rigidez entre RAP y CG (White & Wismann et. al 2012)

**COMPARACIÓN DE RIGIDEZ ENTRE RAP Y CG**

| ESFUERZO APLICADO (kPa) | RIGIDEZ CG (MPa) | RIGIDEZ RAP (Mpa) | TASA DE RIGIDEZ ENTRE RAP Y CG |
|-------------------------|------------------|-------------------|--------------------------------|
| 25                      | 81               | 196               | 2,4                            |
| 50                      | 44               | 171               | 3,9                            |
| 100                     | 21               | 132               | 6,3                            |
| 200                     | 9                | 86                | 9,6                            |
| 400                     | -                | 40                | -                              |
| 600                     | -                | 18                | -                              |

**Tabla 7** Comparación y relación entre rigideces de RAP y CG (White & Wismann et. al 2012)

### 3.3.2 Redistribución de Esfuerzos de corte

“La instalación de pilas de agregado apisonado en depósitos de arena suelta o saturada puede mitigar potencialmente el riesgo de licuación disminuyendo la demanda sísmica del suelo y redistribuyendo los esfuerzos de corte de la arena hacia las columnas o pilas de agregado compactado” (Green et al. 2008).

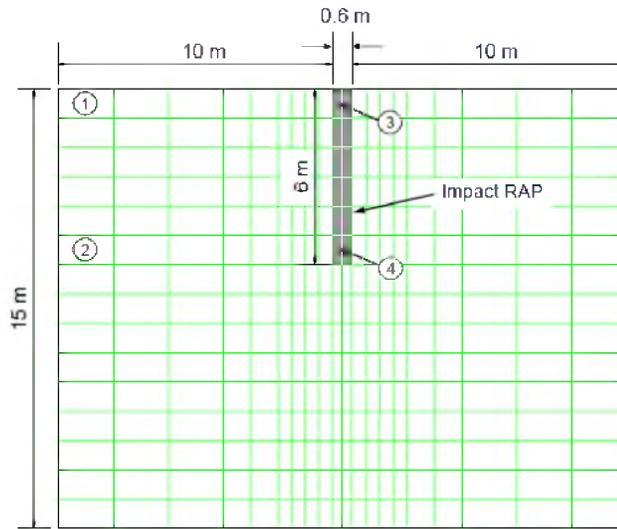
La instalación de pilas de agregados apisonados en depósitos de arena suelta y saturada puede mitigar el riesgo de licuación mediante varios mecanismos.

- Incrementando la densidad del suelo durante la instalación
- Incrementando el esfuerzo de confinamiento lateral en el suelo
- Proporcionando un mecanismo para una rápida disipación de presión de poros

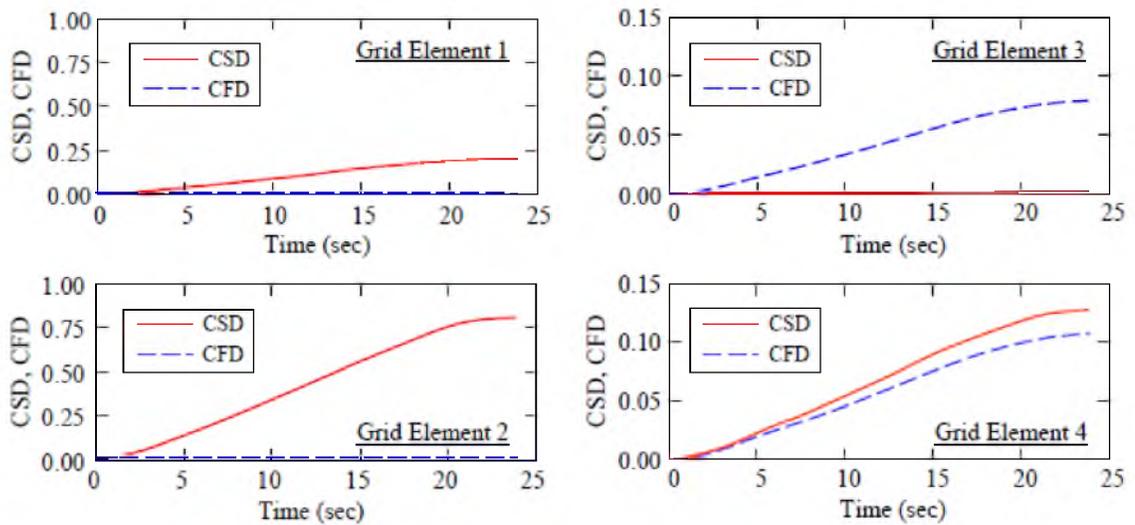
Adicionalmente la carga sísmica en el suelo se puede reducir potencialmente redistribuyendo los esfuerzos de corte hacia las pilas de grava apisonada.

Acerca del comportamiento del suelo es comúnmente asumido que las pilas de agregado apisonado se comportaran como vigas de corte (Priebe et.al .1995) mientras que otras asunciones tienen al suelo con un comportamiento de viga de corte, mientras que la pila comportándose como una viga a flexión (Goughnour y Pestana, 1998).

Para cuantificar de mejor manera el comportamiento de las pilas de agregado apisonado, y su efectividad para mitigar los riesgos de licuación, Green et. al. (2008) modela utilizando elementos finitos un depósito de arena licuable reforzada con una pila de agregado apisonado RAP IMPACT sujeta a movimientos sísmicos y se registraron los porcentajes de aportación por cortante y aportación de flexión en función de la profundidad de la pila.



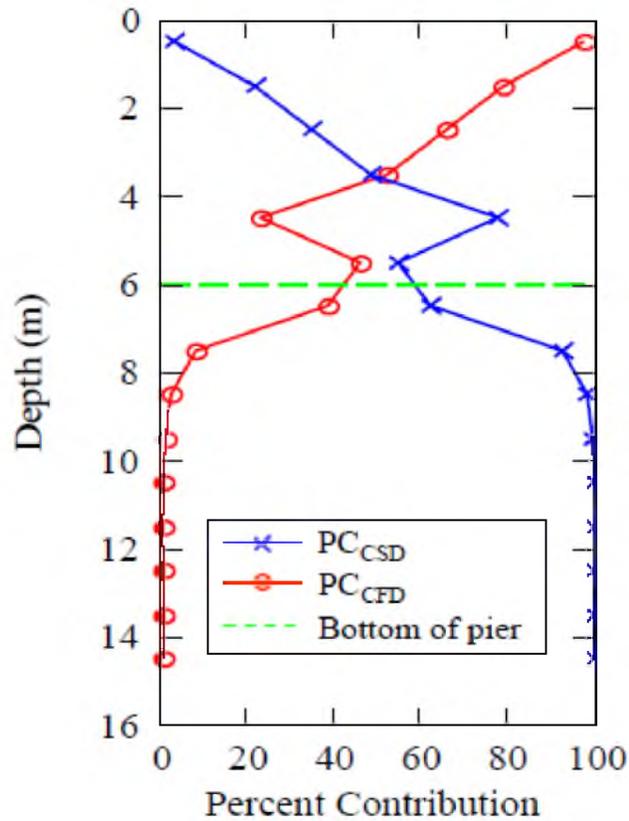
**Figura. 20** Malla súper impuesta en la discretización de elementos finitos mostrando zonas de análisis (Green, 2008)



**Figura. 21** Deformación acumulativa cortante y por flexión para los elementos de rejilla 1 a 4 (Green, 2008)

Para los elementos 1 y 2 (Figura. 21) se encuentran deformándose completamente en cortante, que es lo esperado para condiciones de campo

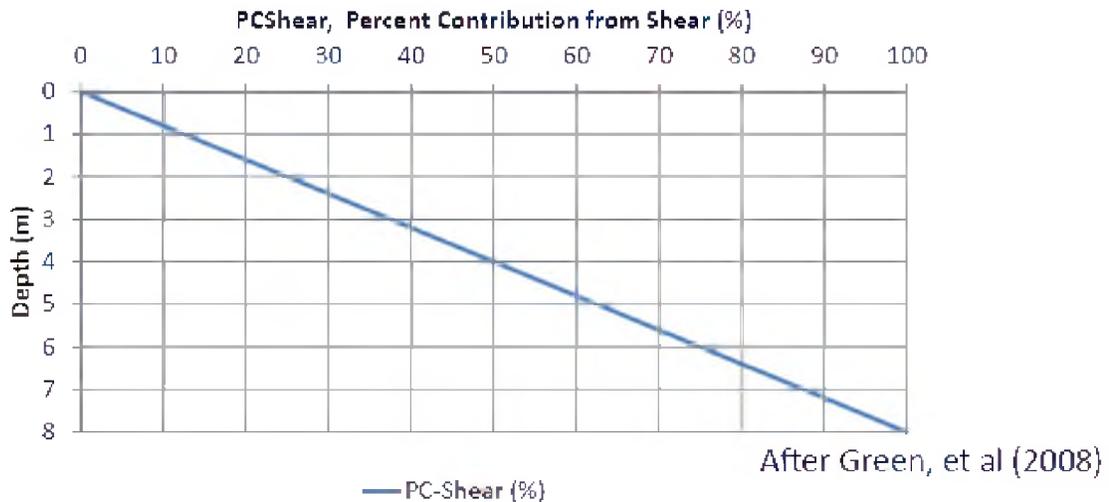
libre. En el elemento 2 que se encuentra a una profundidad de 6 m. a la altura del fondo de la pila, se observa mayor deformación acumulativa por cortante. Sin embargo, el elemento 3 se de forma predominantemente en flexión y el elemento 4 se deforma en una combinación de cortante y de flexión.



**Figura. 22** Contribuciones porcentuales de deformación por flexión y por cortante para un IMPACT RAP en función de profundidad (Green, 2008)

Mediante la gráfica realizada por Green (2008) se puede observar que el porcentaje de contribución de cortante para una pila de agregado apisonado RAP IMPACT aumenta con la profundidad, alcanzando su máximo porcentaje de contribución a una profundidad aproximada de 8 metros (Figura. 22). Esto quiere decir que a medida que aumenta la profundidad, la pila de agregado apisonado redistribuirá los esfuerzos cortantes en el suelo llegando a tomar todos los esfuerzos cortantes del suelo a partir de los 8 metros de profundidad,

y de esta manera liberar al suelo circundante de los esfuerzos cortantes producto de la actividad sísmica. De manera simplificada Green (2008) asume que el comportamiento del porcentaje de aportación de cortante variara linealmente hasta los 8 m. de profundidad



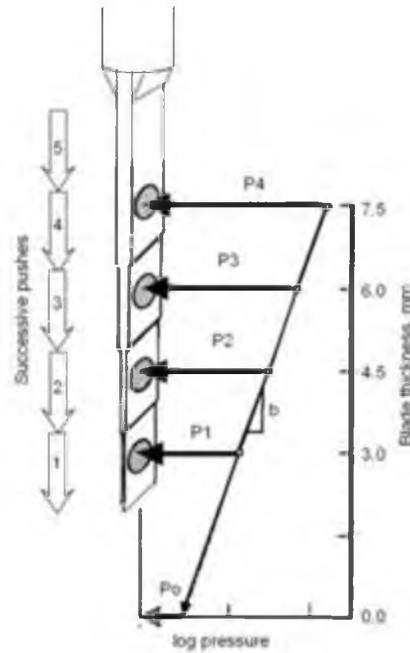
**Figura. 23** Porcentaje de aportación de cortante en función de la profundidad (Geopier, 2015)

### 3.3.3 Confinamiento Lateral

Las pilas de agregado apisonado durante su construcción experimentan, como ya dicho anteriormente, un gran desarrollo de presiones laterales que aportan no solo a la estabilidad sino también a la resistencia y mejoramiento del suelo circundante a la inclusión. Esta es una característica ventajosa experimentada para este tipo de inclusión.

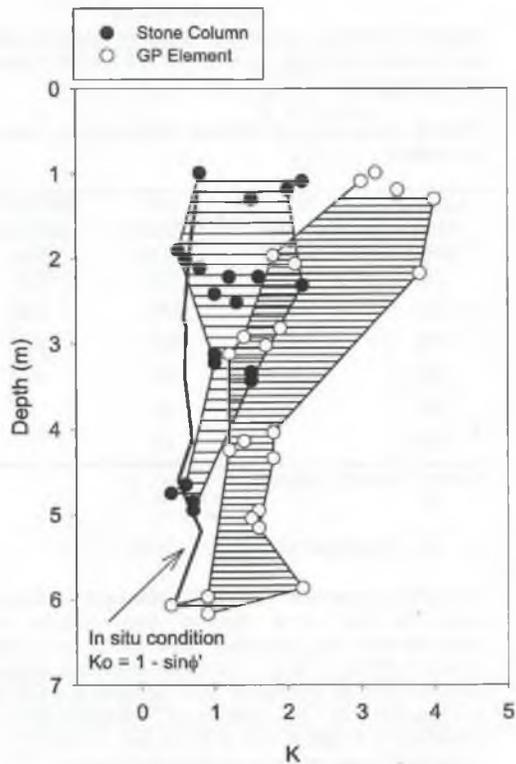
Para tener como referencia cuanto sería la ganancia de esfuerzos o presiones laterales en el suelo utilizando las pilas de agregado apisonado, se llevaron a cabo estudios comparativos con otro tipo de inclusión rígida como lo son las columnas de grava. Pruebas in situ utilizando el método KSB (Ko Stepped

Blade) se llevaron a cabo a diferentes distancias radiales del sitio de inclusión. Este método KSB (Figura. 24) registra in situ la presión lateral del suelo mediante celdas incrustadas en la hoja del instrumento.



**Figura. 24** Esquema general de medición de presión lateral por KSB (Handy et al. 1982)

La medición se realizó a una distancia radial de 70 cm para las columnas de grava y a 85 cm para las pilas de agregado apisonado (Tabla 8). El resultado de la prueba demostró que los valores del coeficiente de presión lateral post-instalación de la inclusión de la pila de agregado apisonado es superior al de las columnas de grava, es decir tiene mejor efecto en el aumento de presiones laterales en el suelo (Figura. 25). Por otro lado el valor en promedio del coeficiente de presión lateral obtenido para las pilas de agregado apisonado fue de 2.4, valor muy cercano al coeficiente de Rankine de presión lateral.



**Figura. 25** Comparación entre coeficiente de presión lateral para Columnas de grava y pilas de agregado apisonado (White & Wissmann et. al, 2012)

#### COEFICIENTE DE PRESION LATERAL K

| COEFICIENTE DE PRESION LATERAL K | CG (70 cm distancia radial) | RAP (85 cm distancia radial) |
|----------------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| Rango de valores                 | 0,4 a 2,2                   | 0,4 a 4,0                    |
| Promedio de valores              | 1,2                         | 2,1                          |

**Tabla 8** Comparación de coeficientes de presión lateral (White & Wissmann et. al, 2012)

#### 3.3.4 Capacidad de carga

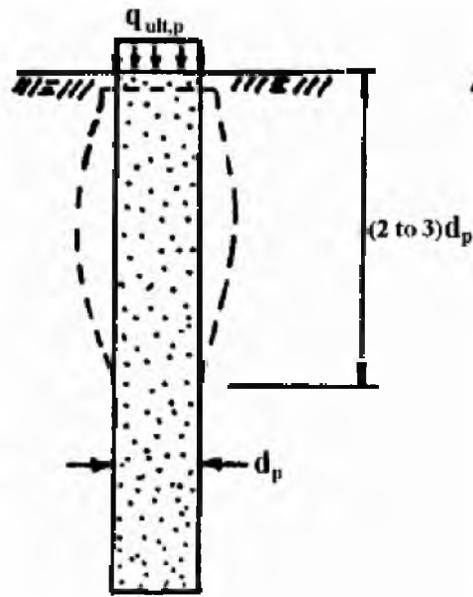
La capacidad de carga para una pila de agregado apisonado se podría definir como la máxima presión de carga admisible antes de llegar a la falla. Sin embargo, la presión de carga admisible para el diseño de pilas de agregado apisonado está casi siempre ligada en función de su asentamiento. Sin

embargo, también es posible aplicar carga más allá de la de diseño hasta alcanzar el límite elástico en la pila de agregado apisonado. La capacidad total de carga es asociada con la resistencia al corte “completamente movilizado” y se define como el estado límite de equilibrio de capacidad de carga. Los tipos de falla para el límite de equilibrio de una pila de agregado apisonado son:

- Falla por abultamiento
- Falla por corte debajo de las pilas
- Falla por corte entre suelo reforzado por pilas de agregados apisonado
- Falla por corte por debajo de las pilas de agregado apisonado

#### **3.3.4.1 Falla por abultamiento**

El abultamiento es una falla de carácter individual para cada pila de agregado apisonado, no es una falla en sistema sino propia de cada pila y su suelo matriz circundante. Este tipo de falla es común hallarse en suelos cohesivos blandos, muy compresibles y de gran saturación. Al ejercer una presión (carga) sobre la pila esta la traducirá en tensiones horizontales a lo largo de su estructura. Siendo más bajas las presiones laterales de los suelos cerca de la superficie, el suelo matriz circundante no resistirá estas presiones laterales generadas por la pila de modo que esta se comenzara a abultar hacia afuera, generando el efecto ya conocido como abultamiento o bulging. (Figura. 26)



**Figura. 26** Esquema general de falla por abultamiento

El esfuerzo último de abultamiento para una pila de agregado apisonado se obtiene de la siguiente manera:

$$q_{ult} = \sigma_{r,lim} k_{pp} = \sigma_{r,lim} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_p}{2} \right) \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

$\sigma_{r,lim}$ : Esfuerzo radial limitante

$k_{pp}$ : Coeficiente de presión pasiva de Rankine

$\phi_p$ : Angulo de fricción del agregado de la pila

La tensión radial limitante para la pila puede ser estimada utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_{r,lim} = \sigma_{r,o} + c \left[ 1 + \ln \left[ \frac{E}{2c(1 + \mu)} \right] \right] \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde:

$\sigma_r$ ,  $\sigma_r$ : es el esfuerzo radial total después de la instalación de la pila de agregado apisonado y antes de la aplicación de la carga base

C: es la resistencia al corte no drenado del suelo matriz,

E: es el módulo no drenado del suelo matriz

$\mu$ : es la relación de Poisson del suelo matriz

El esfuerzo radial total después de la instalación de la pila de agregado apisonado será suma del esfuerzo radial efectivo y la presión de poros.

Suponiendo un esfuerzo efectivo con un ángulo de fricción de 20 grados para la arcilla saturada, y no considerando los efectos adicionales de la presión de poros, esfuerzo radial total después de la instalación de la pila de agregado apisonado es aproximadamente el doble del esfuerzo efectivo vertical en el tope de la pilas

Debido a que la relación del módulo sin escurrir (E) para la resistencia al corte no drenada (c) de la arcilla puede ser conservadoramente estimada en cerca de 200 y porque el coeficiente de Poisson para condiciones no drenadas es de 0,5, la ecuación 2 puede simplificarse como:

$$\sigma_{r,lim} = 2\sigma_v + 5.2 c. \quad (\text{Ec. 39})$$

La combinación de la primera (Ec. 40) y la tercera ecuación (Ec. 41), y la incorporación de un ángulo de fricción de 50 grados para la pila de agregado apisonado, que es sustentada mediante de los resultados de corte directo a gran escala la capacidad de carga última para la pila de agregado apisonado antes de la falla de abultamiento, será:

$$q_{ult,g} = 15.1\sigma_v + 39.3 c. \quad (\text{Ec. 42})$$

### 3.3.4.2 Falla por corte debajo de las pilas

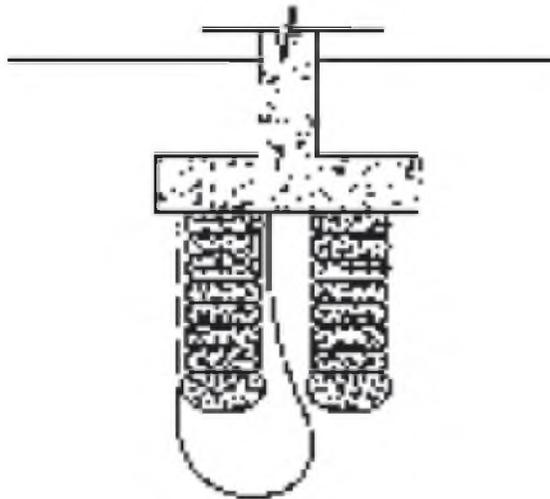
El potencial de falla por corte debajo de la parte inferior de las pilas de agregado apisonado se representa en la Figura. 27. Despreciando el peso propio de la pila, y considerando la carga total aplicada en el tope de la pila la cual es resistida por tanto el eje de fricción de la pila (longitud de fricción) y por el soporte extremo de la punta de la pila de agregado apisonado.

$$Q_{g\ top} = Q_s + Q_{tip} \quad (Ec. 43)$$

La cual puede ser re escrita de la siguiente manera:

$$q_{ult}A_g = f_sA_s + q_{tip}A_g \quad (Ec. 44)$$

Donde  $q_{ult}$  es la carga última aplicada en la parte superior de la pila,  $A_g$  el área de la sección transversal de la pila,  $f_s$  es la fricción unitaria promedio a lo largo del eje de la pila,  $A_s$  el área de la pila donde se desarrolla la fricción,  $q_{tip}$  es el esfuerzo resistido en la punta de la pila de agregado apisonado.



**Figura. 27** Esquema de Falla por corte debajo de las pilas

### 3.3.4.3 Falla por corte entre suelo reforzado por pilas de agregado apisonado

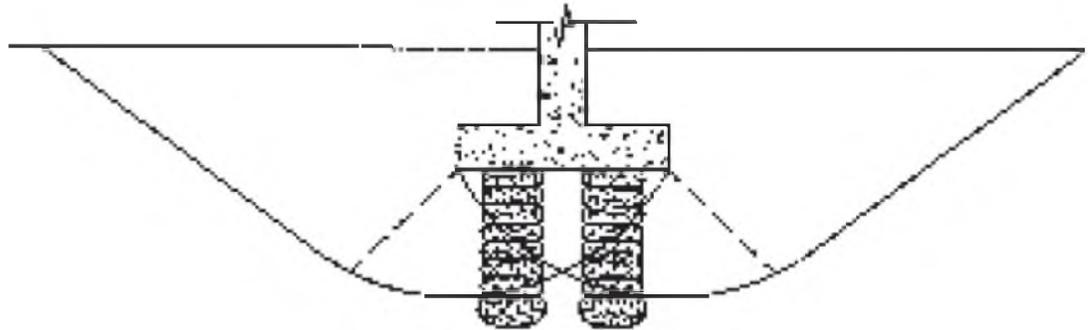
El potencial de cortante dentro de la matriz del suelo reforzado con pilas de agregado apisonado se representa en la Figura. 28. Para este modo de falla, los planos de corte se supone que pasan a través de los elementos de las pilas y los suelos de la matriz, y luego hacia arriba a través de los suelos circundantes. La resistencia al corte de los materiales a lo largo del plano de falla asumido depende de la resistencia de fricción al corte dentro del suelo matriz ( $t_s$ ) y la resistencia de fricción al corte ofrecido por los elementos de pila de agregado apisonado ( $TG$ ). Una vez que se desarrollan los parámetros de fuerza de cizallamiento de material compuesto, la capacidad de soporte de la matriz del suelo compuesto puede estimarse usando la ecuación de capacidad de soporte convencional Terzaghi-Buisman. Priebe (1978) recomienda que el ángulo de fricción compuesto del suelo reforzado ( $\phi_{comp}$ ) y la intersección de cohesión compuesta ( $c_{comp}$ ) estimarse con las expresiones:

$$\phi_{comp} = \tan^{-1}[Ra \cdot n \cdot \tan(\phi_g) + (1 - Ra \cdot n) \tan \phi_s] \quad (Ec. 45)$$

$$C_{comp} = (1 - Ra \cdot n)c \quad (Ec. 46)$$

Donde  $Ra$  es la relación entre el área de cobertura de las pilas de agregado apisonado frente a la superficie total de la matriz del suelo en el área de corte,  $n$  es la relación de la tensión aplicada a los elementos Geopier a la tensión aplicada al suelo de la matriz,  $\phi_g$  es el ángulo de fricción de las pilas de agregado apisonado,  $\phi_s$  es el ángulo de fricción del suelo de la matriz, y  $c$  es la intersección de cohesión del suelo matriz. Aboshi et al. (1979) proporcionan una solución similar, pero recomiendan que la resistencia al cizallamiento del elemento columnar ser modificado por el coseno del ángulo del plano de cizallamiento interceptando con respecto a la horizontal. Esto es para tener en cuenta las diferencias entre la tensión vertical que

actúa sobre planos verticales dentro del elemento columnar y la tensión normal que actúa sobre el plano de corte.



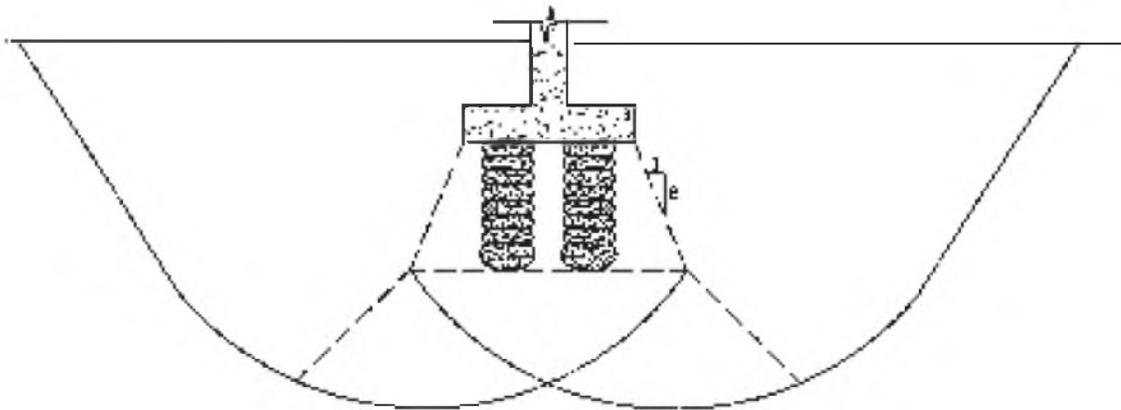
**Figura. 28** Esquema de falla por corte entre suelo reforzado por pilas de agregado apisonado

#### 3.3.4.4 Falla por corte por debajo de las pilas de agregado apisonado

El potencial de corte por debajo de la parte inferior del suelo matriz reforzado con pilas de agregado apisonado se representa en la Figura. 29. Una solución conservadora para este problema se puede lograr mediante la comparación de las tensiones inducidas en la parte inferior de la capa de suelo mejorada las pilas de agregado apisonado con la presión de apoyo permitido calculado usando la Ecuación 47. La tensión inducida en la parte inferior de la capa mejorada con pilas de agregado apisonado (abajo) se puede estimar por la suposición de que la difusión de carga aumenta a un ritmo de 2: 1 (vertical a la horizontal) por debajo de la parte inferior de la zapata:

$$Q_{bottom} = q \left\{ \frac{BL}{[(B + H)(L + H)]} \right\} \quad (Ec. 47)$$

Donde  $q$  es la presión de carga última de la zapata,  $B$  es el ancho de la zapata,  $L$  es la longitud de equilibrio, y  $H$  es el espesor de la capa de suelo mejorada con pilas de agregado apisonado. La presión última de apoyo de la zapata se puede estimar mediante el cálculo de la presión de carga última en la parte inferior de la matriz de suelo reforzado y multiplicando este valor por la inversa de la relación se muestra entre paréntesis en la Ecuación 47.



**Figura. 29** Esquema de falla por corte debajo de las pilas de agregado apisonado

## 4 CASO “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Exclusas” (PTAR Exclusas)

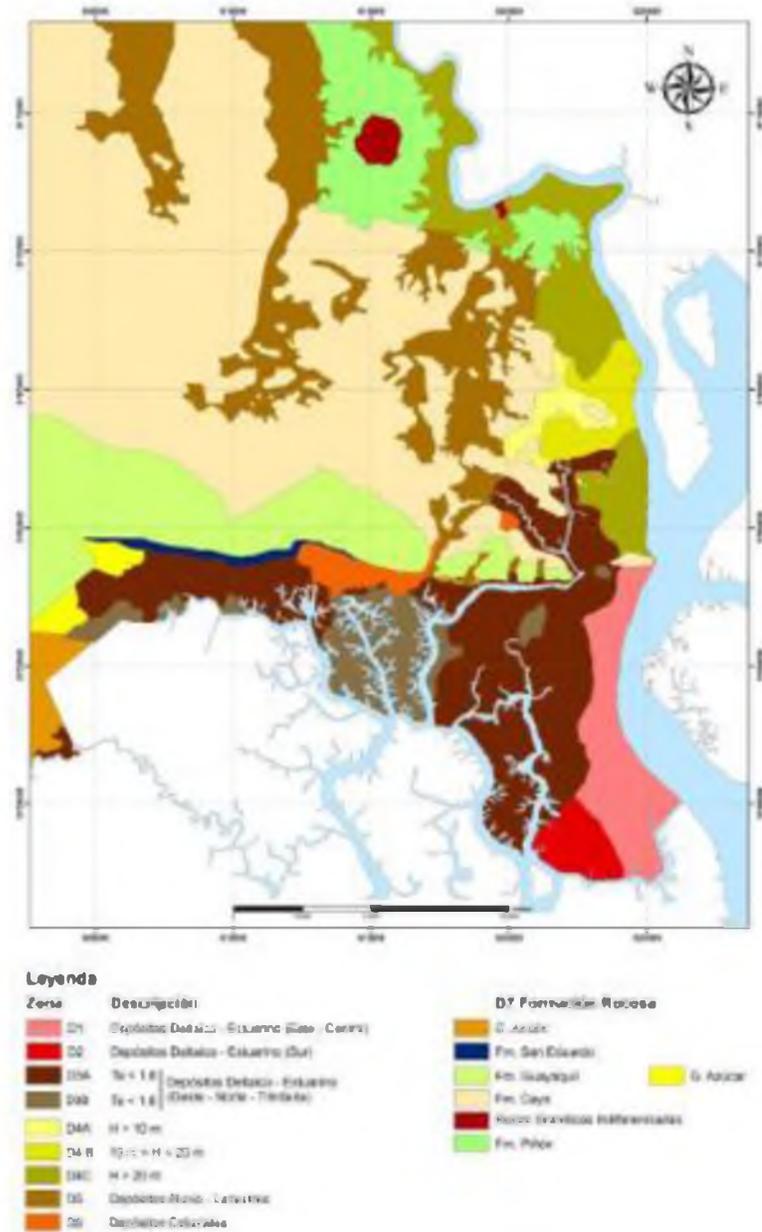
### 4.1 Descripción del caso PTAR Exclusas

El proyecto para la futura construcción de la “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Las Exclusas” (PTAR EXCLUSAS) como parte de su fase de estudios previos contrataron a la empresa GEOESTUDIOS S.A. para el diseño detallado de los estudios geotécnicos necesarios. El lugar de proyecto se encuentra ubicado al sur – este de la ciudad en el sector de las Exclusas del Guasmo, al sur del Estero Cobina y junto a la subestación eléctrica Transelectric.



**Figura. 30 .** Ubicación referencial del proyecto en Google Earth

El sitio de proyecto se encuentra fuera del alcance del mapa de microzonificación sísmica y geotécnica, sin embargo tomando como referencia los tipos de suelos depositados en los sectores aledaños al proyecto se puede considerar que corresponden a suelos deltaicos estuarinos los cuales forman parte de la zona geotécnica D1 (Figura. 31).



**Figura. 31** Ubicación del proyecto sobre el Mapa de zonificación geotécnica (Vera Grunauer, 2013)

#### 4.1.1 Descripción de los Sondeos Realizados

Como parte del estudio geotécnico a llevarse a cabo se realizó una campaña de exploración geotécnica en el sitio de proyecto la cual consistió en sondeos mediante perforaciones del tipo percusión y lavado, además de ensayos CPTu (Figura. 32)



**Figura. 32.** Campaña de exploración geotécnica (PTAR EXCLUSAS) (GEOESTUDIOS 2013)

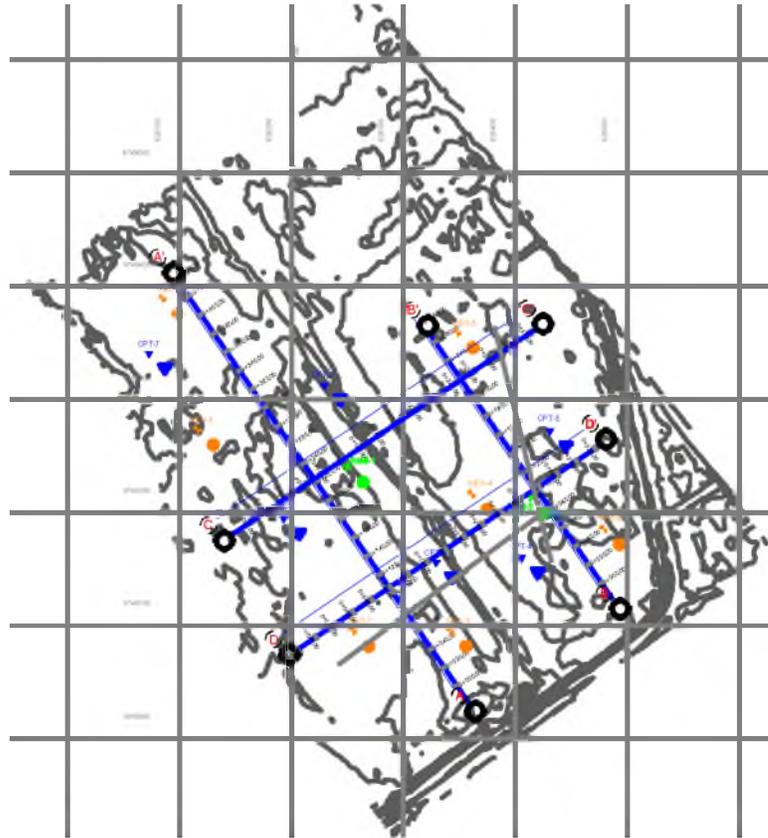
Con la finalidad de obtener los parámetros y datos geotécnicos suficientes para la elaboración de perfiles estratigráficos del suelo con sus características en el sitio de proyecto, se llevaron a cabo:

- 7 perforaciones mediante la técnica de percusión y lavado (**Tabla 16**)
- 7 ensayos CPTu (Tabla 17)

- 2 ensayos geofísicos del tipo REMI+MASW con la finalidad de medir la velocidad de onda de corte  $V_s$  en sitio.

#### 4.1.2 Parámetros obtenidos para el perfil de suelo

A partir de las perforaciones y ensayos realizados en campo se obtuvo los parámetros de suelo (Ver ANEXOS), en el sitio de proyecto, respectivos para la elaboración de una caracterización geotécnica mediante perfiles estratigráficos. Se elaboraron 4 perfiles estratigráficos para la zona de proyecto (A –B –C – D) 2 perfiles longitudinales a la planta proyecto (A-B) y 2 transversales (C-D) (Figura. 33). Para describir de manera generalizada las condiciones de sitio el autor de esta tesis procedió a elegir el perfil Longitudinal A debido a que es el que abarca la mayor cantidad de perforaciones realizadas en el sitio y mayor número de ensayos CPTu. (Ver Anexos)



**Figura. 33.** Trazado de perfiles estratigráficos visto en planta (GEOESTUDIOS, 2015)

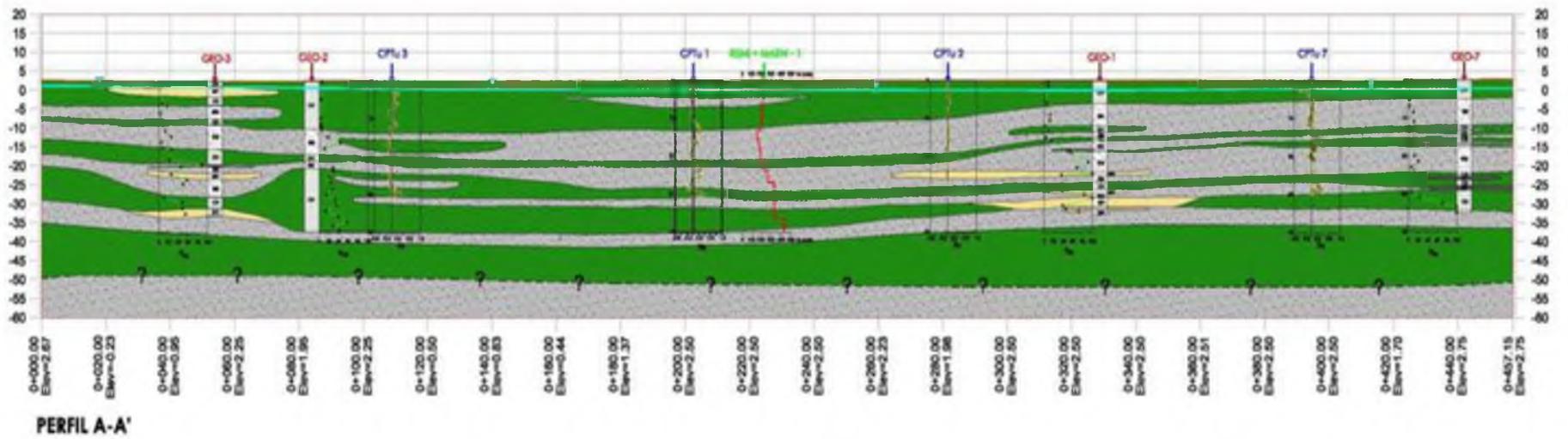


Figura. 34 Perfil estratigráfico A-A' vista frontal (GEOESTUDIOS, 2015)

### 4.1.3 Conclusiones del estudio geotécnico

Como resultados de los estudios geotécnicos realizados para el proyecto, se concluyó que para la carga proyectada de relleno (2.5m de relleno) se manifestarían asentamientos por consolidación importantes. Adicional a esto, los análisis de potencial de licuación, realizados mediante 3 metodologías distintas, para dichos suelos revelaron que existe efectivamente la posibilidad de ocurrencia de licuación ante un evento sísmico de consideración en la zona producto de las arenas limosas encontradas mediante los sondeos realizados.

#### 4.1.3.1 ASENTAMIENTOS:

Para el análisis de asentamientos en la zona de proyecto se empleó una modelación mediante elementos finitos, utilizando los parámetros de suelo obtenidos por cada perforación. La cota final de proyectada para la zona se encuentra en el nivel +5.0 m., esto es considerando la colocación de 2.50 metros de relleno aportando con una carga de servicio de 50 kPa. Se determinó como resultado de la modelación que existirán deformaciones inmediatas en el orden de 2 a 7 cm. Además, para los asentamientos por consolidación de las arcillas se manifiestan asentamientos que varían espacialmente entre 50 a 115 cm. Estas consolidaciones alcanzarían el 95% de consolidación primaria en un tiempo aproximado de 60 meses, es decir estos asentamientos de gran magnitud ocurrirían por completo en periodo de 5 años. (Ver Anexos)

Para poder tomar el esfuerzo total inducido por el relleno proyectado, se consideró el uso de un enmallado de columnas de agregado apisonado en forma de tres bollitos en planta. El espaciamiento y profundidad del Geopier esta condicionado al tiempo de espera que se requiere para se desarrollen los asentamientos y la profundidad de las columnas de agregado apisonada.

#### **4.1.3.2 ANÁLISIS DE LICUACIÓN:**

Para evaluar el potencial de ocurrencia del fenómeno de licuación, se utilizaron diferentes metodologías probabilísticas con el fin de comprobar cuan susceptible sería el suelo en la zona de proyecto de licuarse en el caso de un evento sísmico. Las metodologías probabilísticas utilizadas para este análisis son las mencionadas en el capítulo 2, y utilizan correlaciones a partir de ensayos de campo realizados como lo son: SPT, CPT, y ensayos REMI+MASW.

##### **4.1.3.2.1 Análisis del potencial de licuación utilizando datos de SPT**

Uno de los métodos utilizados para el cálculo del potencial de licuación es el procedimiento probabilístico de Cetin (2008) en el que se evalúa el potencial de licuación en términos del factor de seguridad. Se utilizó esta metodología para el análisis de licuación para los estratos arenosos limosos de las 7 perforaciones llevadas a cabo en el sitio de proyecto. Para estos análisis se consideró un sismo de diseño  $M_w$  igual a 6.7 y un valor de PGA de 0.34g según los estudios de peligro sísmico realizado en el proyecto PTAR Esclusas. (ver Anexos)

Para todas las perforaciones evaluadas el factor de seguridad contra licuación de las arenas limosas se encuentran por debajo de 1.2 que es lo aceptable, demostrando de esta manera que ocurrirá licuación ante un evento sísmico de una magnitud 6.7. Adicional a la información presentada, el autor de este trabajo de titulación procedió a realizar un cálculo del potencial de licuación para la perforación P-1. Dicha perforación fue realizada en el sitio de colocación de las inclusiones de pilas de agregado apisonado rígidas de prueba.

| SUCS | Profundidad (m) | % FINOS | $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) | N  | CE   | Factores de |     |     | Esfuerzo Efectivo | N <sub>1,60</sub> es | CSR  | MSF  | C <sub>z</sub> | K <sub>o</sub> | CRR 7,5 | CRR  | FS   |
|------|-----------------|---------|-------------------------------|----|------|-------------|-----|-----|-------------------|----------------------|------|------|----------------|----------------|---------|------|------|
|      |                 |         |                               |    |      | CB          | CR  | CS  |                   |                      |      |      |                |                |         |      |      |
| CL   | 0,15            | 99,00   | 16,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 0,8 | 1,0 | 2,40              | N.A.                 | 0,22 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. |      |
| CL   | 0,45            | 99,00   | 16,00                         | 9  | 1,00 | 1,0         | 0,8 | 1,0 | 7,20              | N.A.                 | 0,22 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. |      |
| CH   | 0,80            | 97,00   | 16,00                         | 9  | 1,00 | 1,0         | 0,8 | 1,0 | 14,40             | N.A.                 | 0,22 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. |      |
| CH   | 1,35            | 97,00   | 16,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 0,8 | 1,0 | 21,10             | N.A.                 | 0,22 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. |      |
| CH   | 1,80            | 81,00   | 16,00                         | 2  | 1,00 | 1,0         | 0,8 | 1,0 | 23,80             | N.A.                 | 0,26 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. |      |
| CH   | 2,25            | 58,00   | 16,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 0,8 | 1,0 | 27,40             | N.A.                 | 0,29 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. |      |
| SM   | 2,70            | 17,00   | 18,00                         | 12 | 1,00 | 1,0         | 0,9 | 1,0 | 31,00             | 22,25                | 0,31 | 1,23 | 0,15           | 1,10           | 0,24    | 0,32 | 1,03 |
| SM   | 3,15            | 17,00   | 18,00                         | 12 | 1,00 | 1,0         | 0,9 | 1,0 | 34,60             | 22,25                | 0,33 | 1,23 | 0,15           | 1,10           | 0,24    | 0,32 | 0,98 |
| SM   | 3,60            | 17,00   | 18,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 0,9 | 1,0 | 38,20             | 11,17                | 0,34 | 1,23 | 0,10           | 1,09           | 0,13    | 0,17 | 0,50 |
| SM   | 4,05            | 23,00   | 18,00                         | 6  | 1,00 | 1,0         | 0,9 | 1,0 | 41,80             | 13,28                | 0,35 | 1,23 | 0,10           | 1,09           | 0,14    | 0,19 | 0,55 |
| SM   | 4,50            | 23,00   | 18,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 45,40             | 12,35                | 0,36 | 1,23 | 0,10           | 1,08           | 0,14    | 0,18 | 0,50 |
| SM   | 4,95            | 24,00   | 18,00                         | 12 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 49,00             | 22,18                | 0,36 | 1,23 | 0,15           | 1,10           | 0,24    | 0,32 | 0,88 |
| SM   | 5,40            | 24,00   | 18,00                         | 12 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 52,60             | 21,59                | 0,37 | 1,23 | 0,14           | 1,09           | 0,23    | 0,31 | 0,93 |
| SM   | 5,85            | 15,00   | 18,00                         | 19 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 56,20             | 29,64                | 0,37 | 1,23 | 0,19           | 1,10           | 0,41    | 0,56 | 1,51 |
| SM   | 6,20            | 15,00   | 18,00                         | 17 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 59,80             | 25,43                | 0,37 | 1,23 | 0,17           | 1,09           | 0,30    | 0,40 | 1,09 |
| SM   | 6,65            | 20,00   | 18,00                         | 14 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 62,60             | 22,22                | 0,37 | 1,23 | 0,15           | 1,07           | 0,24    | 0,31 | 0,84 |
| SM   | 7,10            | 20,00   | 18,00                         | 10 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 66,20             | 16,81                | 0,37 | 1,23 | 0,12           | 1,05           | 0,17    | 0,22 | 0,60 |
| SM   | 7,55            | 16,00   | 18,00                         | 8  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 69,80             | 13,19                | 0,37 | 1,23 | 0,10           | 1,04           | 0,14    | 0,18 | 0,49 |
| SM   | 8,00            | 16,00   | 18,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 73,40             | 7,11                 | 0,37 | 1,23 | 0,08           | 1,03           | 0,10    | 0,13 | 0,34 |
| CH   | 8,45            | 84,00   | 16,00                         | 16 | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 76,10             | N.A.                 | 0,37 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| SM   | 8,78            | 16      | 18,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 78,74             | 8,25                 | 0,37 | 1,23 | 0,09           | 1,02           | 0,11    | 0,14 | 0,38 |
| SM   | 8,90            | 16      | 18,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 79,70             | 6,97                 | 0,37 | 1,23 | 0,08           | 1,02           | 0,10    | 0,12 | 0,33 |
| CH   | 9,35            | 84      | 16,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 82,40             | N.A.                 | 0,37 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| CH   | 9,80            | 84      | 16,00                         | 4  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 85,10             | N.A.                 | 0,37 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| SC   | 10,25           | 47,00   | 17,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 88,25             | 8,86                 | 0,37 | 1,23 | 0,09           | 1,01           | 0,11    | 0,14 | 0,37 |
| SC   | 10,70           | 47,00   | 17,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 91,40             | 8,81                 | 0,37 | 1,23 | 0,09           | 1,01           | 0,11    | 0,14 | 0,37 |
| SM   | 11,15           | 19,00   | 18,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 95,00             | 7,42                 | 0,37 | 1,23 | 0,08           | 1,00           | 0,10    | 0,13 | 0,34 |
| CH   | 11,50           | 82      | 16,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 97,10             | N.A.                 | 0,37 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| CH   | 11,60           | 82      | 16,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 97,70             | N.A.                 | 0,37 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| SM   | 12,05           | 19      | 18,00                         | 5  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 101,30            | 9,31                 | 0,37 | 1,23 | 0,09           | 1,00           | 0,11    | 0,14 | 0,38 |
| SM   | 12,50           | 19      | 18,00                         | 4  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 104,90            | 8,25                 | 0,36 | 1,23 | 0,09           | 1,00           | 0,11    | 0,13 | 0,36 |
| CH   | 12,95           | 91      | 16,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 107,60            | N.A.                 | 0,36 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| CH   | 13,40           | 91      | 16,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 110,30            | N.A.                 | 0,36 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| CH   | 13,85           | 96      | 16,00                         | 2  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 113,00            | N.A.                 | 0,36 | N.A. | N.A.           | N.A.           | N.A.    | N.A. | N.A. |
| CH   | 14,30           | 96      | 16,00                         | 3  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 115,70            | 8,34                 | 0,35 | 1,23 | 0,09           | 0,99           | 0,11    | 0,13 | N.A. |
| CH   | 14,75           | 92      | 16,00                         | 2  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 118,40            | 7,40                 | 0,35 | 1,23 | 0,08           | 0,99           | 0,10    | 0,12 | N.A. |
| CH   | 15,20           | 92      | 16,00                         | 4  | 1,00 | 1,0         | 1,0 | 1,0 | 121,10            | 8,20                 | 0,35 | 1,23 | 0,09           | 0,98           | 0,11    | 0,14 | N.A. |

Tabla 9 Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo P-1

### CSR vs CRR

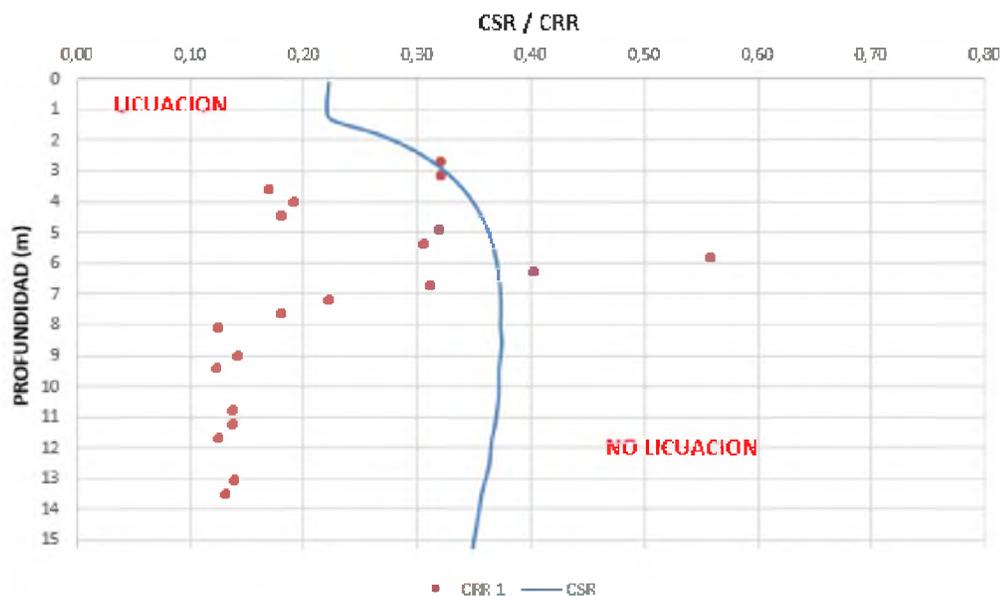


Figura. 35 Grafica esquemática del CRR y CSR para la perforación P-1

#### 4.1.3.2.2 Análisis del potencial de licuación utilizando datos de CPT

Para el análisis del potencial de licuación se utilizó la información recogida por los diferentes ensayos CPT realizados en la zona de proyecto. Utilizando la metodología propuesta por Robertson (2004) el software “Cliq” evalúa e interpreta los datos básicos y determina resultados como: Gráficas del factor de seguridad contra licuación, índice potencial de licuación, asentamientos verticales y desplazamientos laterales, etc.

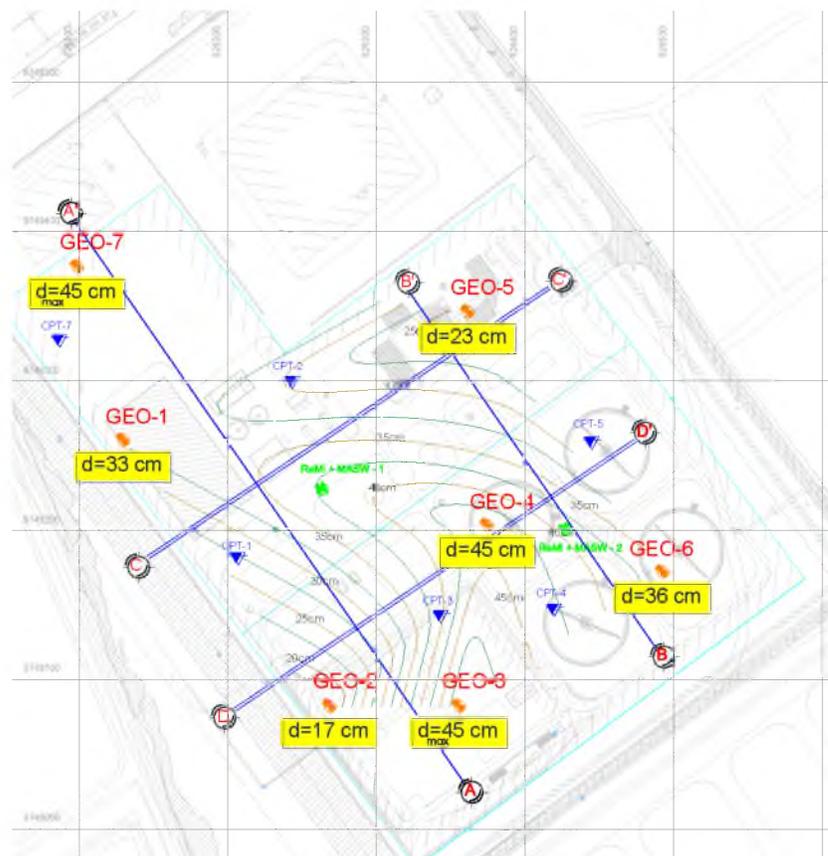
Como resultado del análisis en Cliq se obtuvieron gráficas de CSR y CRR. La tasa de resistencia cíclica (línea violeta) cuando es menor que la tasa de esfuerzo cíclico CSR (línea roja) se evidencia en el gráfico a la derecha valores de factor de seguridad menor a uno, es decir se producirá la licuación en estas zonas del suelo producto de sus geomateriales existentes en sitio. (Ver Anexos)

#### 4.1.3.2.3 Análisis del potencial de licuación utilizando datos de REMI+MASW

Para la estimación de la susceptibilidad de licuación a partir de los resultados de los ensayos REMI+MASW se ha considerado el procedimiento probabilístico de Kayen et al (2013) evaluada en términos de factor de seguridad (FS menores a 1) y probabilidad de licuación (probabilidad mayores al 15%) para los estratos arenosos estimados mediante los perfiles geotécnicos.

Los resultados cuantitativos obtenidos del análisis probabilista de licuación se presentan (Ver Anexos) para cada REMI+MASW respectivamente. Solamente se determinó la probabilidad de licuación para las arenas y limos, dado que es en éste tipo de materiales en los cuales se presenta el fenómeno de licuación (Ver Anexos).

Como resultado de los análisis del potencial de licuación realizados mediante 3 metodologías distintas (Boulanger & Idriss, Robertson, Kayen) utilizando 3 ensayos de campo distintos (SPT, CPT, REMI+MASW) se halló que para cada uno de los métodos existirá el fenómeno de licuación para las arenas del sitio. Por lo tanto, se concluye que se debería aplicar una metodología de mejoramiento que mitigue los efectos de licuación en el sitio de proyecto.



**Figura. 36** Plano de iso-asentamientos post-licuación

## 4.2 Mitigación y mejoramiento de suelos potencialmente licuables y altamente compresibles utilizando pilas de agregado apisonado RAP IMPACT

Una de las metodologías propuestas para el mejoramiento masivo de suelos en el proyecto “PTAR Exclusas” donde encontramos arenas del tipo licuable y suelos muy compresibles (arcillas blandas), denominados por la NEC-15 como suelo tipo F, es la implementación de inclusiones rígidas de pilas de agregado apisonado (RAP IMPACT). Mediante la instalación de estas pilas se pretende mejorar las condiciones de sitio, reducir los asentamientos, y potencialmente mitigar la amenaza del fenómeno de licuación existente para estos suelos. Para el estudio de los efectos de mejoramiento mediante las inclusiones rígidas de pilas de agregado apisonado, se procedió a instalar un arreglo conformado por 7 pilas de prueba para el sitio de proyecto (Figura. 37). Visto en planta la instalación de estas pilas se realizó en la zona proyectada para la cimentación de tanques (Figura. 38). Las pilas de agregado apisonado se instalaron utilizando la metodología de inclusión por desplazamiento RAP IMPACT desarrollada por la empresa GEOPIER. Las 7 pilas de prueba instaladas cuentan con un diámetro de 55cm y se prolongan a una longitud de 13m. Las pilas de agregado apisonado serian instaladas utilizando la metodología de desplazamiento RAP IMPACT desarrollada por la empresa Geopier. Las 7 columnas de prueba instaladas tendrían un diámetro de 55 cm y una longitud de 13 m. instaladas con una separación promedio de 2 m. formando un arreglo hexagonal (Figura. 37)



**Figura. 37** Esquema del arreglo de pilas de agregado apisonado RAP IMPACT de prueba instaladas.



**Figura. 38** Implantación de ubicación de pilas de agregado apisonado en zona de proyecto.



**Figura. 39** Instalación de pila en sitio de proyecto

La técnica de mejoramiento con GEOPIER IMPACT RAP se basa en una combinación de 3 factores clave:

- Densificación de arenas
- Re-distribución de los esfuerzos de corte
- Aumento de confinamiento lateral

La instalación de una pila de agregado apisonado (IMPACT displacement) engloba estos tres efectos que ocurren simultáneamente en el suelo matriz. Además, cabe señalar que la instalación de una pila de agregado apisonado, debido a su granulometría y capacidad permeable, tendrá un efecto drenante y permitirá disipar rápidamente la presión de poros en caso de un evento sísmico. Este efecto de drenaje radial ayuda a mitigar el potencial de licuación, sin embargo para ser conservadores no se lo considera como parte de la metodología de mitigación de licuación.

La densificación de la arena después de la instalación del sistema IMPACT Geopier se ve reflejado mediante un aumento en valores N SPT. Se podría concluir en que si el área de prueba desarrollo una gran mejora en el suelo antes que se cumpla con el tiempo de diseño, entonces los resultados para densificación de arenas en la zona total de proyecto serán mucho mejores. Para comprobar el aumento en la resistencia de la matriz de suelo se realizaron cuatro ensayos de penetración estándar SPT obteniendo el valor de N60 en cuatro fechas diferentes. El SPT-1 fue realizado el 19 de Agosto del 2015 antes de la construcción de las columnas (21 de Agosto del 2015). El SPT-1A, 1B y 1C fueron realizadas el 26 de Agosto (5 días después de construidos los RAP), 5 de Septiembre (15 días después de construidos los RAP) y 16 de Octubre del 2015 (57 días después de construidos los RAP), respetivamente. Como se puede observar en la Figura. 40, en las 2 primeras fechas posteriores a la instalación (1A y 1B) no se evidencia ganancia en la resistencia, pero en el último ensayo realizado aproximadamente 2 meses posterior a la instalación se observa un aumento en el número de golpes a partir de los 5 metros de profundidad. En la (Figura. 41) se muestra la relación de incremento del N60 producto de la densificación del suelo, luego de 2 meses de la colocación de las columnas de agregado apisonado.

Utilizando los valores de la relación entre el ensayo SPT-1 y SPT-1C (relación de incremento del N60), graficando contra los valores del SPT-1 (condición previa a mejoramiento) e incluyendo los datos presentados en el libro de Han (2015) para casos de columnas de grava. Los valores mostrados en el cuadro de la Figura 45 representan la relación de área remplazada  $a_s$  o  $R_a$  ( $a_s = a_c/a_e$ ,  $A_c$  es el área de la columna,  $A_e$  es el área tributaria de la columna) utilizadas. Han (2015) presenta los resultados para mejoramiento con columnas de grava, similar a las planteadas por el estudio realizado en PTAR Esclusas, es decir, la

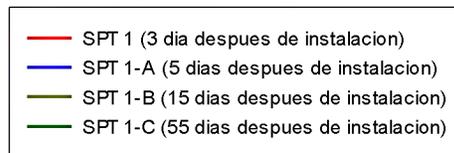
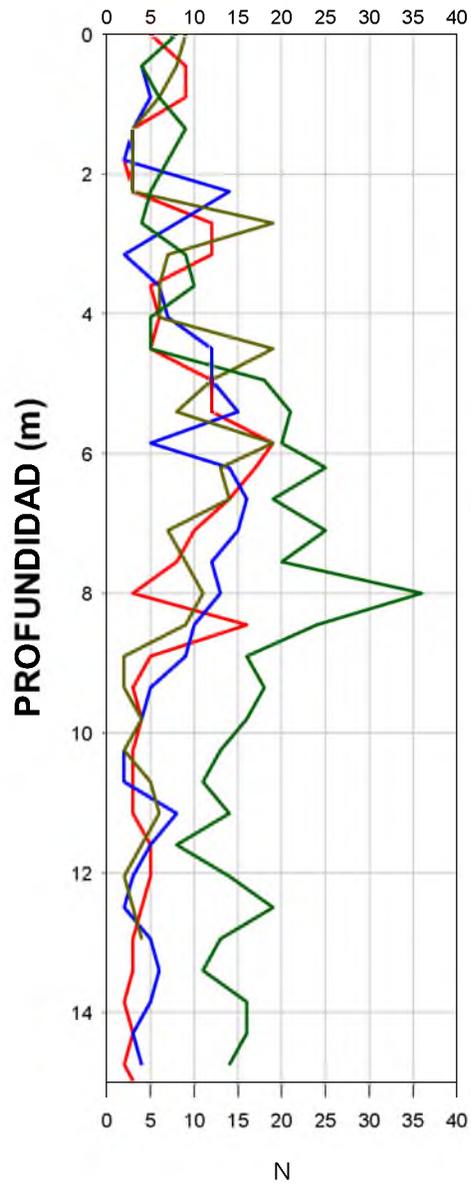
vibración de la camisa metálica generaría una densificación en la arena limosa. Para el caso de las columnas de grava de 800 mm de diámetro y una separación de 2m se tendría un  $R_a$  de 0.13. Para el caso de las columnas de agregado apisonado construidas en el sitio de la obra de 550 mm de diámetro y una separación de 2m se tendría un valor de  $R_a$  de 0.06. De los resultados medidos de la prueba de SPT y mostrados en la Figura 45, se puede concluir que el sistema de columna de agregado apisonado (GEOPIER®) es más eficiente en términos de área de remplazo, ya que con una menor área de remplazo se tendrían resultados similares a la de una columna de grava de mayor diámetro. Esto es debido a su sistema constructivo, de apisonamiento por capas, generando altos incrementos de esfuerzo horizontal, como resultado mayor confinamiento y densificación de suelo.

También se realizaron 2 ensayos CPTu en la zona de instalación de las pilas de agregado apisonado para evaluar la resistencia a la punta de cono, y la conductividad hidráulica en el suelo. Para poder realizar una comparación se realizó un ensayo CPTu-1 fuera del arreglo de las pilas de agregado apisonado, y otro ensayo CPTu-2 dentro del arreglo. También se evaluó la resistencia dinámica de la punta del cono a partir de un ensayo a percusión DPT. A partir de los 5 m. de profundidad (Figura. 43) se observa una ganancia en los valores de  $Q_c$  (CPTu) y  $Q_d$  (DPT) la cual es la zona donde se encuentran las arenas limosas medianamente densas. Adicionalmente, a partir de la medición de la presión de poro durante el ensayo de CPTu fuera y dentro de la zona de las columnas de agregado apisonado, se pudo observar, en la Figura. 44, como la presión de poro dentro de la zona de columnas fue menor que la zona fuera, es decir, la matriz de suelo tiene una mayor conductividad hidráulica producto de la presencia de las pilas de agregado apisonado. En la zona de 2 a 12 m de profundidad el valor del parámetro normalizado de presión de poro  $B_q$  (Robertson, 2012) es muy cercano a 0, comportándose como un suelo de

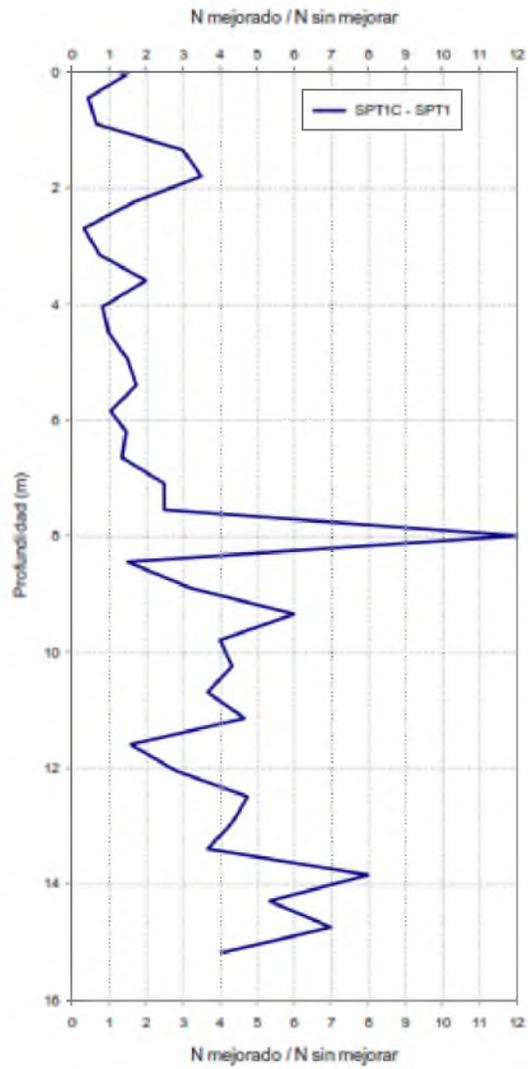
comportamiento tipo- transicional a drenado. Los resultados obtenidos aportarían a un mejor comportamiento estático y cíclico de los suelos areno limosos.

Por otro lado, también se pudo comprobar la presencia del estrato arenoso potencialmente licuables, mediante el índice de comportamiento de suelo  $I_c$  propuesto por Robertson (Robertson, 2012) para el cual los valores menores a 2.6 son estratos con comportamiento no cohesivo corroborado lo obtenido en la perforación. Es importante mencionar, que en la obtención de muestras alteradas de las cucharas partidas en el ensayo SPT (ensayo continuo cada 45cm) se observó que el estrato areno limoso estaría a partir de los 2.8 m a 13m de profundidad, con intercalaciones de arcillas a partir de los 8.5m de profundidad como se muestra en la Figura. 45

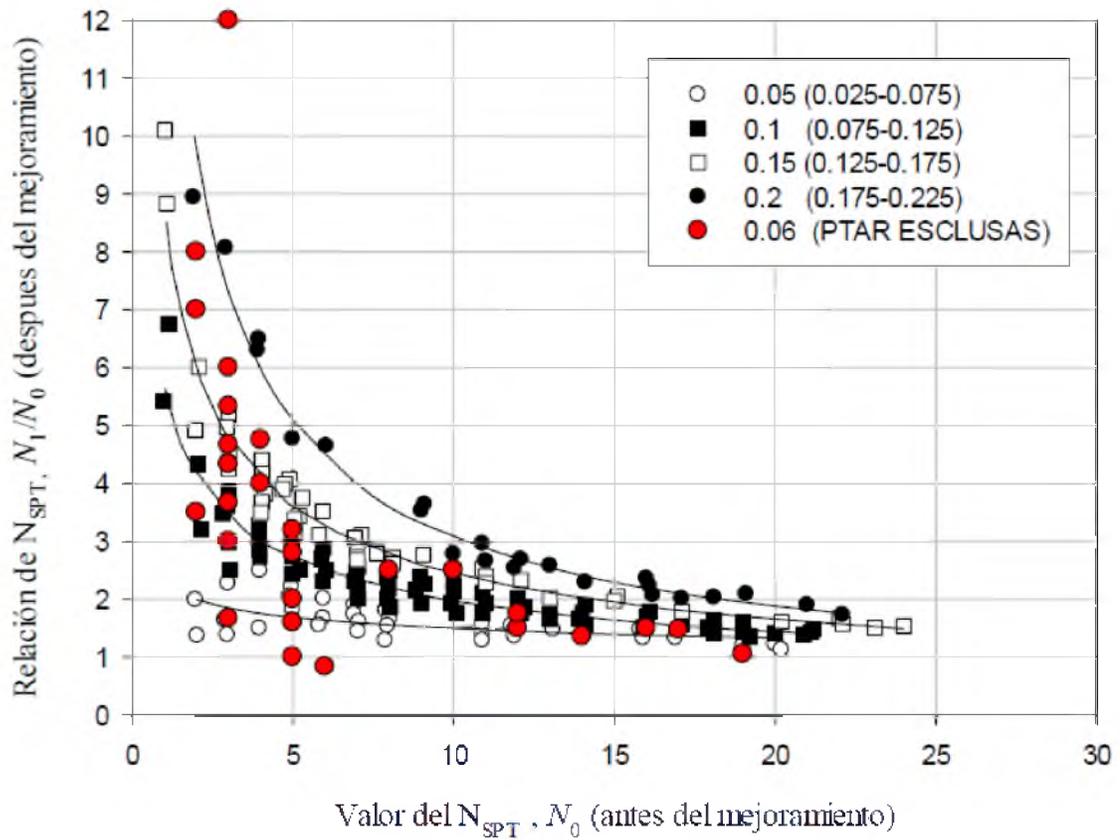
## SPT



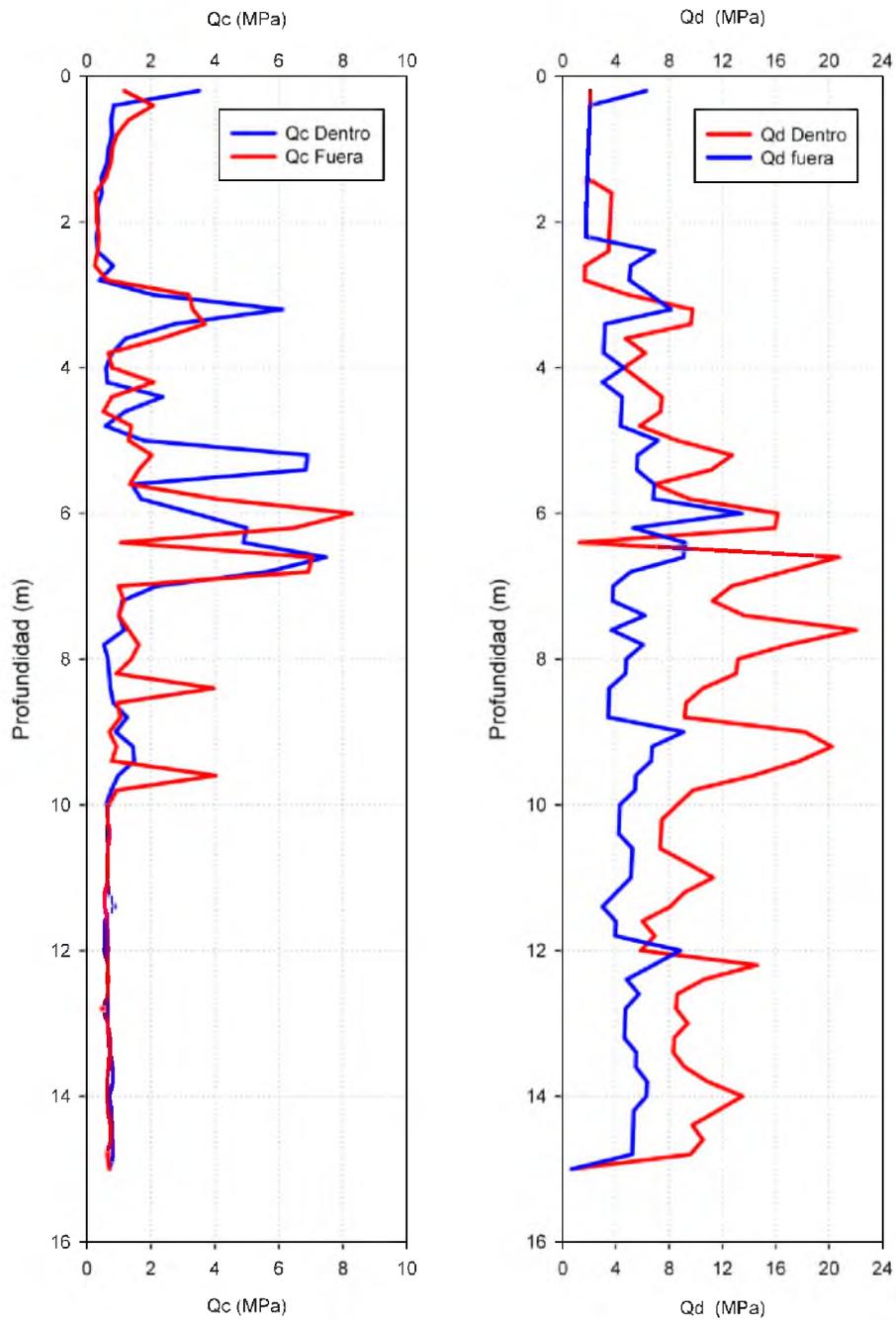
**Figura. 40** Valores de mejora en NSPT vs profundidad con tiempos posteriores a instalación



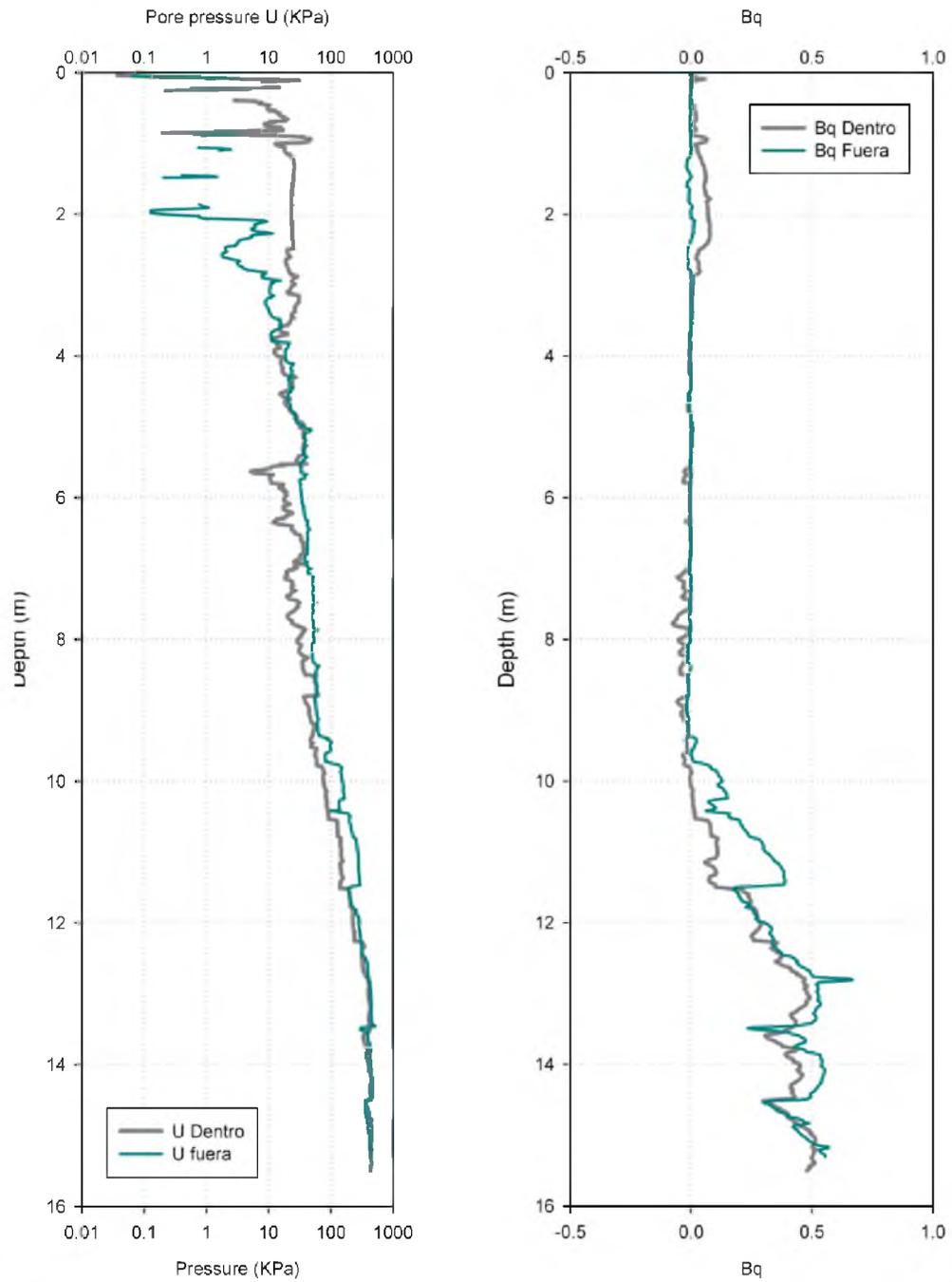
**Figura. 41** Relación del N60 en el suelo después de 2 meses de colocado el mejoramiento del sitio con columnas de agregado apisonado



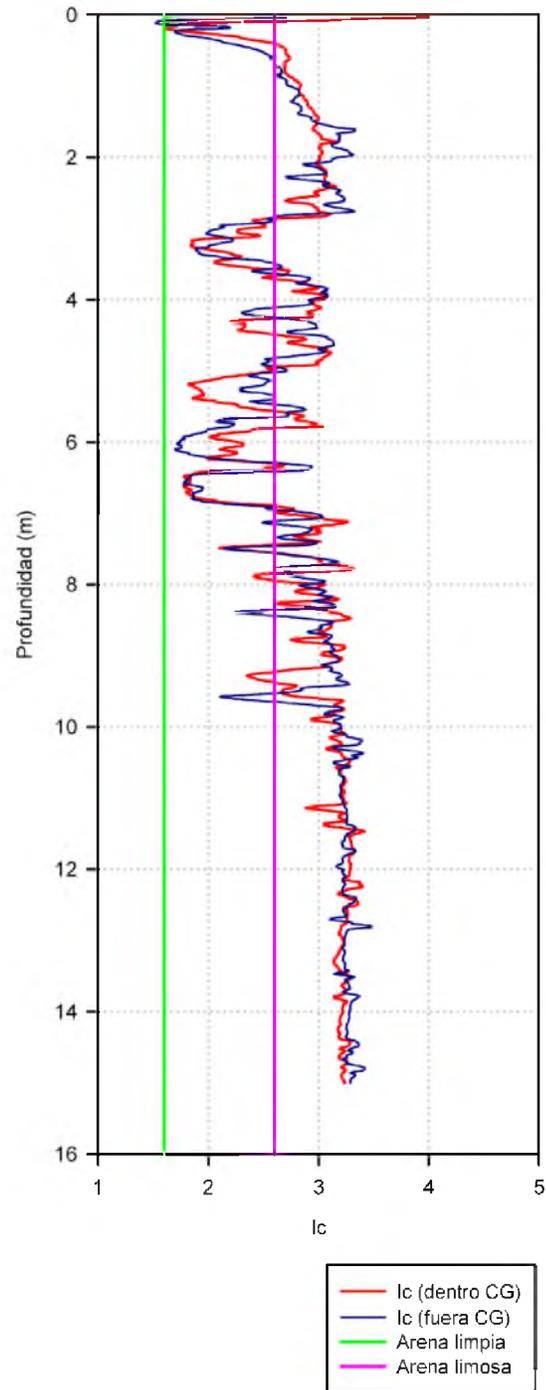
**Figura. 42** Incremento de la resistencia del NSPT luego de la instalación de las Pilas de agregado apisonado, datos modificados de Han (2015) y los resultados de la prueba en PTAR Esclusas mediante pilas de agregado apisonado (los valores en el cuadro representan la relación de área de reemplazo  $A_s$ )



**Figura. 43** Variación del Qc (ensayo CPTu) y Qd (ensayo DPT) con la profundidad, realizadas afuera y dentro de la zona de las columnas de agregado apisonado



**Figura. 44** Variación de la presión de poro en el ensayo CPTu (U) y de Bq con la profundidad.



**Figura. 45** Variación del índice de comportamiento de suelo  $I_c$  propuesto por Robertson (2012)

#### 4.2.1 Cálculo de mitigación de licuación y asentamientos con suelo mejorado

Una vez instaladas las pilas de agregado apisonado en el sitio de proyecto, se realizó un cálculo tanto de potencial de licuación (Boulanger & Idriss) y deformaciones volumétricas por licuación (Cetin 2008). Para el cálculo del potencial de licuación mediante la estimación de un factor de seguridad, se añade el criterio de redistribución de esfuerzos de corte (Green, 2008) el cual toma en consideración la aportación de las inclusiones rígidas de pilas de agregado apisonado.

Para explicarlo de mejor manera, se muestra el procedimiento de cálculo para estas estimaciones en un estrato de suelo definido. Se procederá, para el cálculo, utilizar los datos de SPT de la perforación P-1 realizada posterior a la colocación de las pilas de agregado apisonado

##### **Paso #1: Datos Generales**

Para la muestra #10:

Clasificación SUCS: SM

Profundidad: 4.05 m.

Espesor de muestra: 0.45 m.

% Finos: 23

Peso específico:  $18 \text{ kN/m}^3$  – (Asumido para una arena limosa)

Tasa de rigidez (Rs): 15

Tasa de área de remplazo (Ra): 0.073

N SPT: 10

## Paso #2: Corrección de los valores N

Para el número de golpes N de campo se proceden a aplicar las correcciones por energía, muestreador, perforación y martillo para obtener el  $N_{60}$

$$C_E = 1; C_B = 1; C_R = 0.9; C_S = 1$$

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (\text{Ec. 48})$$

$$N_{60} = 10 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 1 = 9$$

## Paso #3: Calculo de esfuerzos totales, efectivos y presión de poros

Calculando el esfuerzo total en el suelo para la profundidad de 4.05 m. Para calcular el esfuerzo total se multiplica el peso específico del geo material por su espesor o altura, y se debe considerar la suma de los esfuerzos de los estratos superiores

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (\gamma \cdot h) + \sigma_{vz} & (\text{Ec. 49}) \\ \sigma_v &= (18 \cdot 0.45) + 61.20 = 69.30 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Calculo de presión de poros a una profundidad de 4.05, considerando el nivel freático a una profundidad de 1.3 m de la superficie.

$$\begin{aligned} u &= (h - h_w) \cdot \gamma_w & (\text{Ec. 50}) \\ u &= (4.05 - 1.3) \cdot 10 = 27.50 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Calculando el esfuerzo efectivo considerando la influencia de la presión de poros

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \sigma_v - u & (\text{Ec. 51}) \\ \sigma'_{v0} &= 69.30 - 27.50 = 41.80 \text{ kPa} \end{aligned}$$

#### **Paso #4: Factor de corrección CN y cálculo de $(N_1)_{60}$**

Calculando el factor de corrección por profundidad

$$CN = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{vo}}} \quad (\text{Ec. 52})$$
$$CN = \sqrt{\frac{100}{41.80}} = 1.55$$

Calculando ahora el  $(N_1)_{60}$  aplicando el factor de corrección CN

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot CN \quad (\text{Ec. 53})$$
$$(N_1)_{60} = 9 \cdot 1.55 = 13.92$$

#### **Paso #5: Corrección del $(N_1)_{60}$ por finos y $(N_1)_{60cs}$ normalizado para arenas limpias**

Como indica Boulanger & Idriss el  $(N_1)_{60}$  se debe corregir por efecto de finos, por ello calculamos un valor de  $\Delta N$

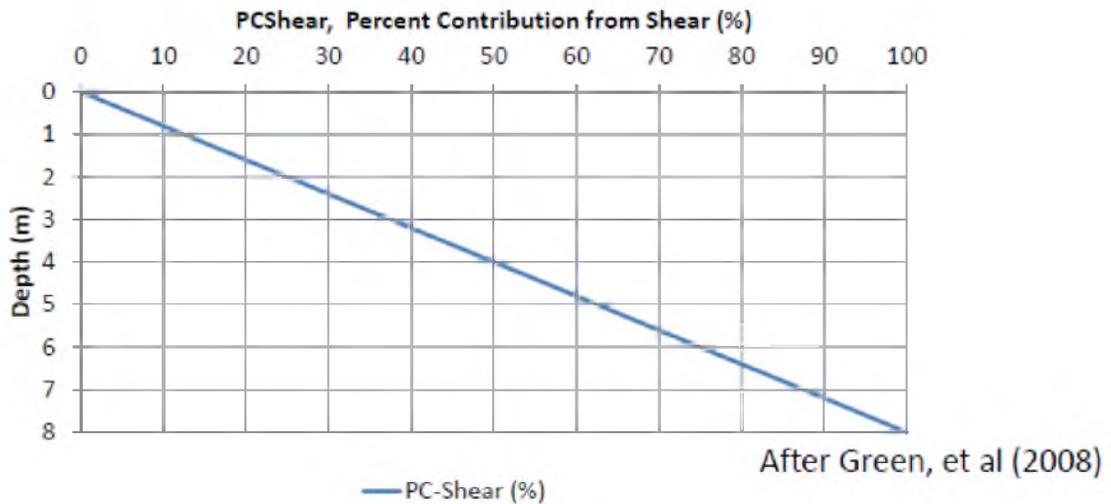
$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left( \frac{15.7}{FC} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 54})$$
$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{23} - \left( \frac{15.7}{23} \right)^2 \right] = 4.93$$

Una vez corregidos el número de golpes por efecto de finos se calcula el  $(N_1)_{60cs}$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (\text{Ec. 55})$$
$$(N_1)_{60cs} = 13.92 + 4.93 = 18.85$$

**Paso #6: Cálculo de factor de reducción de esfuerzo cortante, y factor de incremento de confinamiento lateral**

Obtener el Porcentaje de contribución de cortante para las pilas (Green, 2008), en este caso el porcentaje de contribución a una profundidad de 4.50 m.



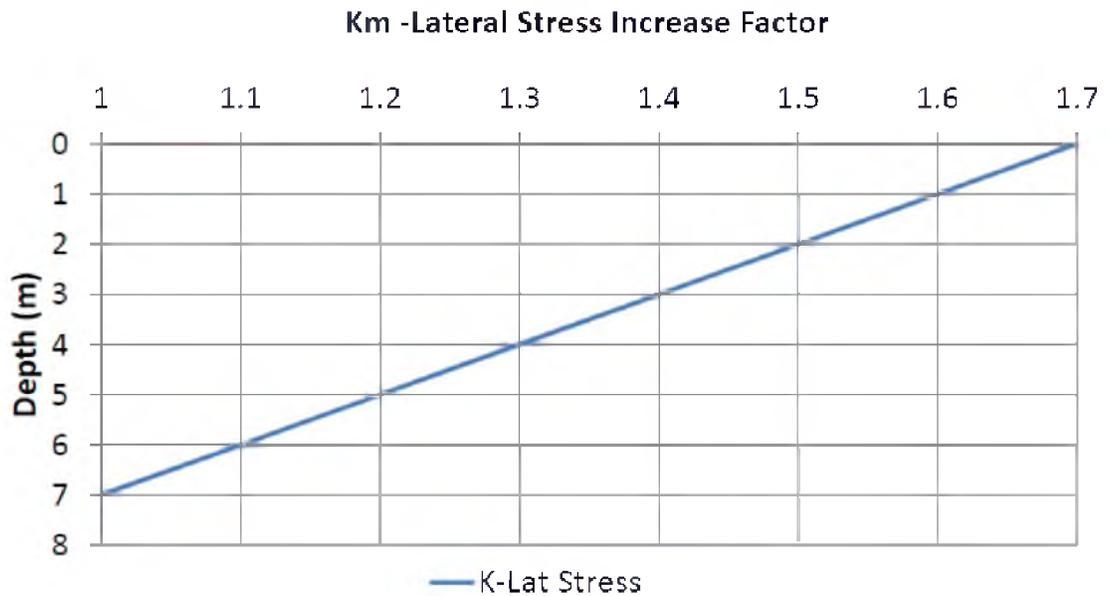
El porcentaje de contribución de cortante aproximado para una profundidad de 4.5 m será de 51%.

Obtenido el porcentaje de contribución de cortante, se procede a calcular el factor de reducción para esfuerzos cortantes, producto únicamente de la instalación de la pila de agregado apisonado. Este factor de reducción esta dado de la siguiente manera:

$$KG = \frac{1}{(1 - Ra + (Ra \cdot Rs \cdot PC_S))} \quad (Ec. 56)$$

$$KG = \frac{1}{(1 - 0.076 + (0.076 \cdot 15 \cdot 0.51))} = 0.67$$

Por otro lado también se debe de obtener el factor de incremento de esfuerzos laterales producto de la inclusión de la pila de agregado apisonado.



Por tanto, para una profundidad de 4.05 m. el factor Km estará alrededor de 1.3  
 Los factores de incremento de confinamiento lateral y reducción de esfuerzos cortantes serán claves al momento de calcular un nuevo factor de seguridad para una condición de suelo mejorado.

**Paso #7: Cálculo de factor de reducción de esfuerzo**

Calculo de rd:

$$rd = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73+5.133} \right) + MW \left( 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28+5.142} \right) \right) \right] \quad (Ec. 57)$$

Siendo el sismo de diseño uno de magnitud 6.7

$$rd = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{4.05}{11.73 + 5.133} \right) + 6.7 \left( 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{4.05}{11.28 + 5.142} \right) \right) \right] = 0.95$$

### Paso #8: Cálculo CSR y CRR para Mw = 7.5

Calculando la tasa de esfuerzos cíclicos CSR, con una aceleración máxima en roca de 0.34g.

$$CSR = 0.65 r_d \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \quad (Ec. 58)$$

$$CSR = 0.65 (0.95) \left( \frac{69.30}{41.80} \right) (0.34) = 0.35$$

Se procede a calcular el CRR 7.5 utilizando la expresión obtenida por Boulanger & Idriss (2008)

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right]^2 - \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right]^3 + \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\} \quad (Ec. 59)$$

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left\{ \frac{18.85}{14.1} + \left[ \frac{18.85}{126} \right]^2 - \left[ \frac{18.85}{23.6} \right]^3 + \left[ \frac{18.85}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\} = 0.19$$

### Paso #9: Corrección por sismo de diferente magnitud Mw = 6.7

En vista que el sismo de diseño no es de magnitud 7.5 sino 6.7, se debe corregir con un factor de escala de magnitud MSF y un factor de corrección por sobrecarga  $K_\alpha$ .

$$MSF = 6.9 \exp \left( -\frac{Mw}{4} \right) - 0.06, \quad \text{para } Mw > 5.2 \quad (Ec. 60)$$

$$MSF = 6.9 \exp \left( -\frac{6.7}{4} \right) - 0.06 = 1.23$$

### Paso #10: Cálculo del CRR corregido y factor de seguridad

$$CRR = CRR_{M=7.5} MSF K_\sigma \quad (Ec. 61)$$

$$CRR = 0.19 \cdot 1.23 \cdot 1.10 = 0.26$$

Para el cálculo del factor de seguridad, se debe afectar el CRR por los valores del coeficiente de redistribución de esfuerzos cortantes, y el coeficiente de aumento de confinamiento lateral.

$$FS = \frac{K_m CRR}{K_G CSR} \quad (Ec. 62)$$

Donde un factor de seguridad considerado aceptable debe superar a 1.2

$$FS = \frac{1.3(0.26)}{0.67(0.35)} = 1.44$$

El factor de seguridad registra un valor superior a 1.2 por lo tanto es un valor aceptable y se puede interpretar como que no se licuara dicho estrato analizado. Con el cálculo del factor de seguridad concluye la primera parte del ejercicio, sin embargo aún se deben realizar el cálculo de las deformaciones post licuación que podrían existir en caso de la ocurrencia de este fenómeno.

### **Paso #11: Cálculo del CRR mejorado e iteración del nuevo valor de $(N_1)_{60cs}$**

En la segunda parte procedemos a empezar el cálculo de un nuevo valor de  $(N_1)_{60cs}$  a partir de un proceso de iteración, de modo que el valor de CRR sea el mejorado.

$$CRR \text{ mejorado} = \frac{CRR \cdot K_m}{K_G} \quad (Ec. 63)$$

$$CRR \text{ mejorado} = \frac{0.26 \cdot 1.3}{0.67} = 0.505$$

Alternativamente:

$$CRR = CRR_{M=7.5} MSF K_\sigma \quad (Ec. 64)$$

Y:

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right]^2 - \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right]^2 + \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\} \quad (\text{Ec. 65})$$

Por medio de un proceso de iteración para un  $(N_1)_{60CS}$  de 27.75 se obtiene el CRR mejorado.

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left\{ \frac{27.75}{14.1} + \left[ \frac{27.75}{126} \right]^2 - \left[ \frac{27.75}{23.6} \right]^2 + \left[ \frac{27.75}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\} = 0.374$$

$$CRR = 0.374 \cdot 1.23 \cdot 1.10 = 0.507 \therefore OK$$

### **Paso #12: Cálculo de la Densidad relativa a partir del nuevo $(N_1)_{60CS}$**

Con el nuevo valor de  $(N_1)_{60CS}$  se procede a calcular la densidad relativa de la siguiente manera:

$$Dr \% = \sqrt{\frac{(N_1)_{60CS}}{60}} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 66})$$

$$Dr \% = \sqrt{\frac{27.75}{60}} \cdot 100 = 68.01$$

### **Paso #13: Cálculo de factores de corrección $K_{md}$ , $K_{mw}$**

A partir de la densidad relativa podemos calcular el factor  $K_{md}$ :

$$K_{md} = 0.361 \ln(Dr) - 0.579 \quad (\text{Ec. 67})$$

$$K_{md} = 0.361 \ln(0.68) - 0.579 = 0.94$$

Se calcula el factor  $K_{mw}$

$$K_{MW} = \frac{87.1}{M_W^{2.217}} \quad (\text{Ec. 68})$$

$$K_{MW} = \frac{87.1}{6.7^{2.217}} = 1.28$$

**Paso #14: Cálculo de  $CSR_{SS,20,1D,1atm}$**

Se calcula el CSR corregido por los factores  $K_{md}$ ,  $K_{mw}$ ,  $K_{\sigma}$

$$CSR_{SS,20,1D,1atm} = \frac{CSR_{FIELD}}{K_{md}K_{MW}K_{\sigma}} \quad (\text{Ec. 69})$$

$$CSR_{SS,20,1D,1atm} = \frac{0.35}{0.94 \cdot 1.28 \cdot 1.10} = 0.18$$

**Paso #15: Cálculo de la deformación volumétrica porcentual (desviación estándar)**

Con los nuevos valores corregidos de  $CSR_{SS,20,1D,1atm}$  y  $N_{1,60,CS}$  se procede a calcular la deformación volumétrica porcentual en forma de una desviación estándar dada por el termino  $\pm 0.689$

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln \left[ 1.879 \ln \left[ \frac{780.416 \ln(CSR_{SS,20,1D,1atm}) - N_{1,60,CS} + 2442.465}{636.613 N_{1,60,CS} + 306.732} \right] + 5.583 \right] \pm 0.689 \quad (\text{Ec. 70})$$

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln \left[ 1.879 \ln \left[ \frac{780.416 \ln(0.18) - 27.75 + 2442.465}{636.613(27.75) + 306.732} \right] + 5.583 \right] \pm 0.689$$

Para los extremos de la desviación tenemos:

$$(\varepsilon v) - 0.689 = 0.30$$

$$(\varepsilon v) + 0.689 = 0.95$$

**Paso #16: Cálculo de factor de profundidad y deformación volumétrica equivalente**

Se calcula el Dfi para la muestra correspondiente a 4.05 m de profundidad

$$DFi = 1 - \frac{d_i}{18 m} \quad (Ec. 71)$$

$$DFi = 1 - \frac{4.05}{18 m} = 0.78$$

Posteriormente se calcula la deformación volumétrica equivalente, como producto de la suma de todas las deformaciones volumétricas ocurrientes en casa estrato o muestra considerada licuable y analizada de esta manera, para la muestra a 4.05 m de profundidad.

$$\varepsilon v = \varepsilon_{ti} DFi \quad (Ec. 72)$$

$$(\varepsilon v) - 0.689 = 0.30 \cdot 0.45 \cdot 0.78 = 0.1053$$

$$(\varepsilon v) + 0.689 = 0.95 \cdot 0.45 \cdot 0.78 = 0.3334$$

$$\varepsilon v, eq = \frac{\sum \varepsilon v_{ti} DFi}{\sum DFi} \quad (Ec. 73)$$

$$(\varepsilon v) - 0.689 =$$

$$(\varepsilon v) + 0.689 =$$

### Paso #17: Cálculo de asentamiento

Para el cálculo de asentamientos (según la distribución estándar) utilizamos los valores de la deformación volumétrica obtenidos y calculamos contra el espesor de la muestra.

$$S = \varepsilon_{v, eqv} \sum t_i \quad (Ec. 74)$$

$$S = 0.12 \cdot 9 = 1.07 \text{ cm}$$

|  |             |     |
|--|-------------|-----|
| <b><math>\varepsilon_{vequi} +0,689</math></b> | 0.82        |     |
| <b><math>\varepsilon_{vequi} +0,689</math></b> | 0.12        |     |
| <b>Asentamientos</b>                           | <b>7.39</b> | cms |
| <b>Asentamientos estimados</b>                 | <b>1.07</b> | cms |

Los asentamientos calculados para la condición mejorada con pilas de agregado apisonado por licuación (Figura. 46), estarán según la desviación estándar propuesta por Cetin para la deformación volumétrica, entre 1 a 7 cm. Reduciendo considerablemente los valores de los posibles asentamientos post licuación para la condición de suelo no mejorada.

Es importante mencionar que las deformaciones verticales o asentamientos estimados son para la condición de campo libre, no se considera el efecto de interacción entre el relleno de gran espesor, las columnas o elementos de agregado apisonado y las cimentaciones superficiales. Estos análisis de interacción dinámica fueron realizados para el estudio de PTAR Esclusas y no se incluyen en el desarrollo de la presente tesis.

| Potencial de licuacion |      |                 |             |              |                               |       |      |          |    |      |                        |     |        |                |        |                   |      |       |       |            |          |      |      |
|------------------------|------|-----------------|-------------|--------------|-------------------------------|-------|------|----------|----|------|------------------------|-----|--------|----------------|--------|-------------------|------|-------|-------|------------|----------|------|------|
| SPT muestra            | SUCS | Profundidad (m) | Espesor (m) | % FINOS (FC) | $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) | Rs    | Ra   | PC SHEAR | N  | CE   | Factores de correccion |     |        | Esfuerzo Total | u      | Esfuerzo Efectivo | N60  | CN    | N1,60 | $\Delta N$ | N1,60 cs | KG   | Km   |
|                        |      |                 |             |              |                               |       |      |          |    |      | CB                     | CR  | CS     |                |        |                   |      |       |       |            |          |      |      |
| 1.00                   | CL   | 0.15            | 0.15        | 99.00        | 16.00                         |       | 0.07 | 2.00%    | 8  | 1.00 | 1.0                    | 0.8 | 1.0    | 2.40           | 0.00   | 2.40              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | N.A.     | 1.08 | 1.69 |
| 2.00                   | CL   | 0.45            | 0.30        | 99.00        | 16.00                         |       | 0.07 | 6.00%    | 8  | 1.00 | 1.0                    | 0.8 | 1.0    | 7.20           | 0.00   | 7.20              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | N.A.     | 1.08 | 1.66 |
| 3.00                   | CH   | 0.90            | 0.45        | 97.00        | 16.00                         |       | 0.07 | 11.00%   | 4  | 1.00 | 1.0                    | 0.8 | 1.0    | 14.40          | 0.00   | 14.40             | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | N.A.     | 1.08 | 1.61 |
| 4.00                   | CH   | 1.35            | 0.45        | 97.00        | 16.00                         |       | 0.07 | 17.00%   | 6  | 1.00 | 1.0                    | 0.8 | 1.0    | 21.60          | 0.50   | 21.10             | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | N.A.     | 1.08 | 1.57 |
| 5.00                   | CH   | 1.80            | 0.45        | 81.00        | 16.00                         |       | 0.07 | 23.00%   | 9  | 1.00 | 1.0                    | 0.8 | 1.0    | 28.80          | 5.00   | 23.80             | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | N.A.     | 1.08 | 1.52 |
| 6.00                   | CH   | 2.25            | 0.45        | 58.00        | 18.00                         |       | 0.07 | 28.00%   | 7  | 1.00 | 1.0                    | 0.8 | 1.0    | 36.90          | 9.50   | 27.40             | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | N.A.     | 1.08 | 1.48 |
| 7.00                   | SM   | 2.70            | 0.45        | 17.00        | 18.00                         | 10.00 | 0.07 | 34.00%   | 5  | 1.00 | 1.0                    | 0.9 | 1.0    | 45.00          | 14.00  | 31.00             | 4.50 | 1.70  | 7.65  | 3.89       | 11.54    | 0.85 | 1.43 |
| 8.00                   | SM   | 3.15            | 0.45        | 17.00        | 18.00                         | 10.00 | 0.07 | 39.00%   | 4  | 1.00 | 1.0                    | 0.9 | 1.0    | 53.10          | 18.50  | 34.60             | 3.60 | 1.70  | 6.12  | 3.89       | 10.01    | 0.83 | 1.39 |
| 9.00                   | SM   | 3.60            | 0.45        | 17.00        | 18.00                         | 15.00 | 0.07 | 45.00%   | 9  | 1.00 | 1.0                    | 0.9 | 1.0    | 61.20          | 23.00  | 38.20             | 8.10 | 1.62  | 13.11 | 3.89       | 17.00    | 0.70 | 1.34 |
| 10.00                  | SM   | 4.05            | 0.45        | 23.00        | 18.00                         | 15.00 | 0.07 | 51.00%   | 10 | 1.00 | 1.0                    | 0.9 | 1.0    | 69.30          | 27.50  | 41.80             | 9.00 | 1.55  | 13.92 | 4.93       | 18.85    | 0.67 | 1.30 |
| 11.00                  | SM   | 4.50            | 0.45        | 23.00        | 18.00                         | 15.00 | 0.07 | 56.00%   | 5  | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 77.40  | 32.00          | 45.40  | 5.00              | 1.48 | 7.42  | 4.93  | 12.35      | 0.65     | 1.25 |      |
| 12.00                  | SM   | 4.95            | 0.45        | 24.00        | 18.00                         | 10.00 | 0.07 | 62.00%   | 5  | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 85.50  | 36.50          | 49.00  | 5.00              | 1.43 | 7.14  | 5.04  | 12.18      | 0.72     | 1.21 |      |
| 13.00                  | SM   | 5.40            | 0.45        | 24.00        | 18.00                         | 10.00 | 0.07 | 68.00%   | 18 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 93.60  | 41.00          | 52.60  | 18.00             | 1.38 | 24.82 | 5.04  | 29.85      | 0.70     | 1.16 |      |
| 14.00                  | SM   | 5.85            | 0.45        | 15.00        | 18.00                         | 9.00  | 0.07 | 73.00%   | 21 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 101.70 | 45.50          | 56.20  | 21.00             | 1.33 | 28.01 | 3.30  | 31.31      | 0.71     | 1.12 |      |
| 15.00                  | SM   | 6.30            | 0.45        | 15.00        | 18.00                         | 9.00  | 0.07 | 79.00%   | 20 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 109.80 | 50.00          | 59.80  | 20.00             | 1.29 | 25.86 | 3.30  | 29.16      | 0.69     | 1.08 |      |
| 16.00                  | SM   | 6.75            | 0.45        | 20.00        | 18.00                         | 9.00  | 0.07 | 84.00%   | 25 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 117.90 | 54.50          | 63.40  | 25.00             | 1.26 | 31.40 | 4.52  | 35.92      | 0.68     | 1.04 |      |
| 19.00                  | SM   | 7.20            | 0.45        | 20.00        | 18.00                         | 10.00 | 0.07 | 90.00%   | 19 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 126.00 | 59.00          | 67.00  | 19.00             | 1.22 | 23.21 | 4.52  | 27.74      | 0.63     | 1.00 |      |
| 20.00                  | SM   | 7.65            | 0.45        | 16.00        | 18.00                         | 12.00 | 0.07 | 94.00%   | 25 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 134.10 | 63.50          | 70.60  | 25.00             | 1.19 | 29.75 | 3.61  | 33.37      | 0.57     | 1.00 |      |
| 21.00                  | SM   | 8.10            | 0.45        | 16.00        | 18.00                         | 21.00 | 0.07 | 100.00%  | 20 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 142.20 | 68.00          | 74.20  | 20.00             | 1.16 | 23.22 | 3.61  | 26.83      | 0.41     | 1.00 |      |
| 22.00                  | CH   | 8.55            | 0.45        | 84.00        | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 36 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 149.40 | 72.50          | 76.90  | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 23.00                  | SM   | 9.00            | 0.45        | 16           | 18.00                         | 15.00 | 0.07 | 100.00%  | 24 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 157.50 | 77.00          | 80.50  | 24.00             | 1.11 | 26.75 | 3.61  | 30.36      | 0.49     | 1.00 |      |
| 24.00                  | SM   | 9.45            | 0.45        | 16           | 18.00                         | 21.00 | 0.07 | 100.00%  | 16 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 165.60 | 81.50          | 84.10  | 16.00             | 1.09 | 17.45 | 3.61  | 21.06      | 0.41     | 1.00 |      |
| 25.00                  | CH   | 9.90            | 0.45        | 84           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 18 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 172.80 | 86.00          | 86.80  | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 26.00                  | CH   | 10.35           | 0.45        | 84           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 16 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 180.00 | 90.50          | 89.50  | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 27.00                  | SC   | 10.80           | 0.45        | 47.00        | 17.00                         | 15.00 | 0.07 | 100.00%  | 13 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 187.65 | 95.00          | 92.65  | 13.00             | 1.04 | 13.51 | 5.67  | 19.17      | 0.49     | 1.00 |      |
| 28.00                  | SC   | 11.25           | 0.45        | 47.00        | 17.00                         | 15.00 | 0.07 | 100.00%  | 11 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 195.30 | 99.50          | 95.80  | 11.00             | 1.02 | 11.24 | 5.67  | 16.91      | 0.49     | 1.00 |      |
| 29.00                  | SM   | 11.70           | 0.45        | 19.00        | 18.00                         | 21.00 | 0.07 | 100.00%  | 14 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 203.40 | 104.00         | 99.40  | 14.00             | 1.00 | 14.04 | 4.34  | 18.38      | 0.41     | 1.00 |      |
| 30.00                  | CH   | 12.15           | 0.45        | 82           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 7  | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 210.60 | 108.50         | 102.10 | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 31.00                  | CH   | 12.60           | 0.45        | 82           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 14 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 217.80 | 113.00         | 104.80 | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 32.00                  | SM   | 13.05           | 0.45        | 19           | 18.00                         | 15.00 | 0.07 | 100.00%  | 19 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 225.90 | 117.50         | 108.40 | 19.00             | 0.96 | 18.25 | 4.34  | 22.59      | 0.49     | 1.00 |      |
| 33.00                  | SM   | 13.50           | 0.45        | 19           | 18.00                         | 15.00 | 0.07 | 100.00%  | 13 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 234.00 | 122.00         | 112.00 | 13.00             | 0.94 | 12.28 | 4.34  | 16.63      | 0.49     | 1.00 |      |
| 34.00                  | CH   | 13.95           | 0.45        | 91           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 11 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 241.20 | 126.50         | 114.70 | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 35.00                  | CH   | 14.40           | 0.45        | 91           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 16 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 248.40 | 131.00         | 117.40 | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 36.00                  | CH   | 14.85           | 0.45        | 96           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 16 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 255.60 | 135.50         | 120.10 | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |
| 38.00                  | CH   | 15.30           | 0.45        | 96           | 16.00                         |       | 0.07 | 100.00%  | 14 | 1.00 | 1.0                    | 1.0 | 262.80 | 140.00         | 122.80 | N.A.              | N.A. | N.A.  | N.A.  | N.A.       | 1.08     | 1.00 |      |

Figura. 46 Cálculo de asentamientos y potencial de licuación para condición de suelo mejorado con pilas de agregado apisonado

| rd   | CSR  | MSF  | C $\sigma$ | K $\sigma$ | CRR 7,5 | CRR  | CRR CORREGI | FS   | N1,60 cs (ITERADO) | CRR 7,5    | CRR (ITERADO) | Kmd  | Kmw  | DR%   | CSR <sub>20,1 1AT</sub> | Ev+0,689 | Ev-0,689 | f    | Dfi  | v+0,689 ti d | v-0,689 ti d | ti d fi (m) |      |
|------|------|------|------------|------------|---------|------|-------------|------|--------------------|------------|---------------|------|------|-------|-------------------------|----------|----------|------|------|--------------|--------------|-------------|------|
| 1.01 | 0.22 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 1.00 | 0.22 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 1.00 | 0.22 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.99 | 0.22 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.99 | 0.26 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.98 | 0.29 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.97 | 0.31 | 1.23 | 0.10       | 1.10       | 0.13    | 0.18 | 0.295       | 0.94 | 21.20              | 0.22141079 | 28.787        | 0.90 | 1.28 | 59.44 | 0.21                    | 1.69     | 1.43     | 0.70 | 0.85 | 0.65         | 0.55         | 0.38        |      |
| 0.97 | 0.33 | 1.23 | 0.09       | 1.10       | 0.12    | 0.16 | 0.270       | 0.82 | 19.88              | 0.20440344 | 0.277         | 0.88 | 1.28 | 57.56 | 0.22                    | 1.85     | 1.73     | 0.71 | 0.83 | 0.69         | 0.64         | 0.37        |      |
| 0.96 | 0.34 | 1.23 | 0.12       | 1.10       | 0.17    | 0.24 | 0.449       | 1.32 | 26.96              | 0.34516498 | 0.469         | 0.94 | 1.28 | 67.03 | 0.18                    | 1.04     | 0.53     | 0.66 | 0.80 | 0.38         | 0.19         | 0.36        |      |
| 0.95 | 0.35 | 1.23 | 0.13       | 1.10       | 0.19    | 0.26 | 0.505       | 1.45 | 28.16              | 0.39023572 | 0.530         | 0.95 | 1.28 | 68.51 | 0.18                    | 0.92     | 0.30     | 0.66 | 0.78 | 0.32         | 0.10         | 0.35        |      |
| 0.95 | 0.36 | 1.23 | 0.10       | 1.08       | 0.14    | 0.18 | 0.347       | 0.97 | 24.29              | 0.27413961 | 0.365         | 0.92 | 1.28 | 63.63 | 0.18                    | 1.25     | 1.12     | 0.68 | 0.75 | 0.42         | 0.38         | 0.34        |      |
| 0.94 | 0.36 | 1.23 | 0.10       | 1.07       | 0.13    | 0.18 | 0.295       | 0.82 | 22.00              | 0.23304693 | 0.308         | 0.90 | 1.28 | 60.55 | 0.21                    | 1.63     | 1.34     | 0.70 | 0.73 | 0.53         | 0.44         | 0.33        |      |
| 0.93 | 0.37 | 1.23 | 0.20       | 1.10       | 0.48    | 0.65 | 1.067       | 2.91 | 33.45              | 0.82135262 | 1.115         | 0.98 | 1.28 | 74.67 | 0.19                    | 0.67     | -0.49    | 0.63 | 0.70 | 0.21         | -0.15        | 0.32        |      |
| 0.92 | 0.37 | 1.23 | 0.22       | 1.10       | 0.58    | 0.79 | 1.241       | 3.36 | 34.26              | 0.95531794 | 1.297         | 0.98 | 1.28 | 75.56 | 0.19                    | 0.65     | -0.56    | 0.62 | 0.68 | 0.20         | -0.17        | 0.30        |      |
| 0.91 | 0.37 | 1.23 | 0.19       | 1.10       | 0.44    | 0.59 | 0.927       | 2.50 | 32.60              | 0.70943058 | 0.963         | 0.97 | 1.28 | 73.71 | 0.19                    | 0.73     | -0.44    | 0.63 | 0.65 | 0.21         | -0.13        | 0.29        |      |
| 0.91 | 0.37 | 1.23 | 0.28       | 1.10       | 1.35    | 1.84 | 2.827       | 7.59 | 38.00              | 2          | 2.716         | 1.00 | 1.28 | 79.58 | 0.18                    | 0.37     | -0.90    | 0.60 | 0.63 | 0.10         | -0.25        | 0.28        |      |
| 0.90 | 0.37 | 1.23 | 0.18       | 1.07       | 0.37    | 0.49 | 0.783       | 2.10 | 31.85              | 0.62940057 | 0.834         | 0.97 | 1.28 | 72.86 | 0.18                    | 0.69     | -0.42    | 0.64 | 0.60 | 0.19         | -0.11        | 0.27        |      |
| 0.89 | 0.37 | 1.23 | 0.24       | 1.08       | 0.81    | 1.08 | 1.895       | 5.07 | 36.38              | 1.50496321 | 2.013         | 0.99 | 1.28 | 77.87 | 0.15                    | 0.24     | -0.97    | 0.61 | 0.58 | 0.06         | -0.25        | 0.26        |      |
| 0.88 | 0.37 | 1.23 | 0.18       | 1.05       | 0.34    | 0.44 | 1.090       | 2.92 | 34.05              | 0.91758938 | 1.192         | 0.98 | 1.28 | 75.33 | 0.11                    | -0.16    | -1.08    | 0.62 | 0.55 | -0.04        | -0.27        | 0.25        |      |
| 0.87 | 0.37 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. | N.A.        | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.86 | 0.37 | 1.23 | 0.21       | 1.04       | 0.51    | 0.66 | 1.326       | 3.55 | 35                 | 1.10828624 | 1.429         | 0.99 | 1.28 | 76.38 | 0.14                    | 0.15     | -0.95    | 0.62 | 0.50 | 0.03         | -0.21        | 0.23        |      |
| 0.85 | 0.37 | 1.23 | 0.14       | 1.02       | 0.22    | 0.28 | 0.683       | 1.84 | 31.4               | 0.58815694 | 0.744         | 0.97 | 1.28 | 72.34 | 0.12                    | 0.07     | -0.54    | 0.64 | 0.48 | 0.02         | -0.12        | 0.21        |      |
| 0.85 | 0.37 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. | N.A.        | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.84 | 0.37 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. | N.A.        | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.83 | 0.37 | 1.23 | 0.13       | 1.01       | 0.20    | 0.24 | 0.495       | 1.34 | 30.7               | 0.5323204  | 0.664         | 0.96 | 1.28 | 71.53 | 0.15                    | 0.49     | 0.00     | 0.64 | 0.40 | 0.09         | 0.00         | 0.18        |      |
| 0.82 | 0.37 | 1.23 | 0.12       | 1.01       | 0.17    | 0.21 | 0.434       | 1.18 | 27.85              | 0.37755943 | 0.468         | 0.94 | 1.28 | 68.13 | 0.15                    | 0.70     | 0.26     | 0.66 | 0.38 | 0.12         | 0.04         | 0.17        |      |
| 0.81 | 0.37 | 1.23 | 0.13       | 1.00       | 0.19    | 0.23 | 0.570       | 1.56 | 30.28              | 0.50297997 | 0.621         | 0.96 | 1.28 | 71.04 | 0.12                    | 0.17     | -0.26    | 0.64 | 0.35 | 0.03         | -0.04        | 0.16        |      |
| 0.80 | 0.36 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. | N.A.        | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.79 | 0.36 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. | N.A.        | N.A. | N.A.               | N.A.       | N.A.          | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.78 | 0.36 | 1.23 | 0.15       | 0.99       | 0.24    | 0.30 | 0.598       | 1.66 | 30.62              | 0.52650918 | 0.642         | 0.96 | 1.28 | 71.44 | 0.15                    | 0.48     | -0.32    | 0.64 | 0.28 | 0.06         | -0.04        | 0.12        |      |
| 0.77 | 0.36 | 1.23 | 0.12       | 0.99       | 0.17    | 0.21 | 0.420       | 1.18 | 27.65              | 0.36978564 | 0.450         | 0.94 | 1.28 | 67.88 | 0.15                    | 0.70     | 0.27     | 0.66 | 0.25 | 0.08         | 0.03         | 0.11        |      |
| 0.76 | 0.35 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. |                    |            |               | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.75 | 0.35 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. |                    |            |               | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.75 | 0.35 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. |                    |            |               | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
| 0.74 | 0.35 | N.A. | N.A.       | N.A.       | N.A.    | N.A. |             | N.A. |                    |            |               | N.A. | N.A. | N.A.  | N.A.                    | N.A.     | N.A.     | N.A. | N.A. | N.A.         | N.A.         | N.A.        | N.A. |
|      |      |      |            |            |         |      |             |      |                    |            |               |      |      |       |                         |          |          |      |      |              | 4.33         | 0.63        | 5.28 |

Figura. 47 Cálculo de asentamientos y potencial de licuación para condición de suelo mejorado con pilas de agregado apisonado

### 4.3 Resultados de prueba de carga y módulo de rigidez

Como parte del control de calidad y pruebas de campo realizadas para el mejoramiento masivo de suelo mediante inclusiones de pilas de agregado apisonado RAP IMPACT en el proyecto PTAR Exclusas, se procedió a realizar una prueba de carga para las pilas de agregado apisonado el 10 de Septiembre del 2015. Esta prueba tuvo como finalidad la medición en sitio del módulo de rigidez resultante Kg de las pilas de agregado apisonado RAP IMPACT. La prueba se realizó para un arreglo de pilas instaladas el 21 de agosto del 2015.

El diseño para los esfuerzos en el tope de la pila se puede estimar conservadoramente asumiendo que el relleno proyectado a colocarse sobre las pilas se comportaría como un cuerpo rígido actuando sobre la inclusión de suelo reforzada como la analogía de resortes rígidos. Esta analogía para cálculo asume a la pila como un resorte rígido y al suelo circundante como resortes flexibles. En base a esta suposición el esfuerzo actuante en el tope de la pila se puede calcular de la siguiente manera:

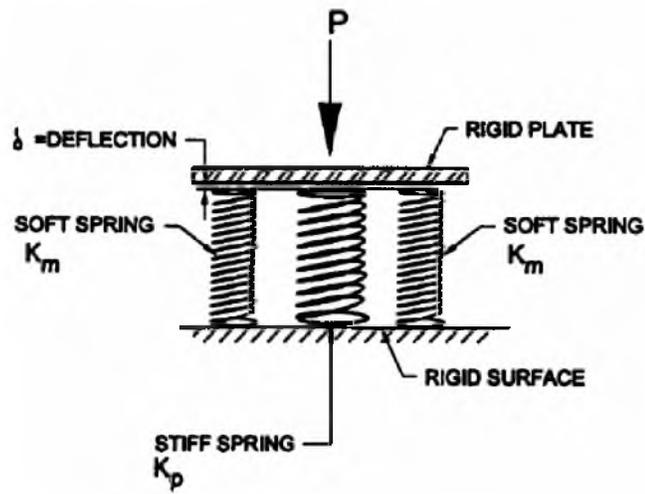
$$q_g = \frac{qR_s}{(1 - R_a + R_aR_s)}$$

Dónde:

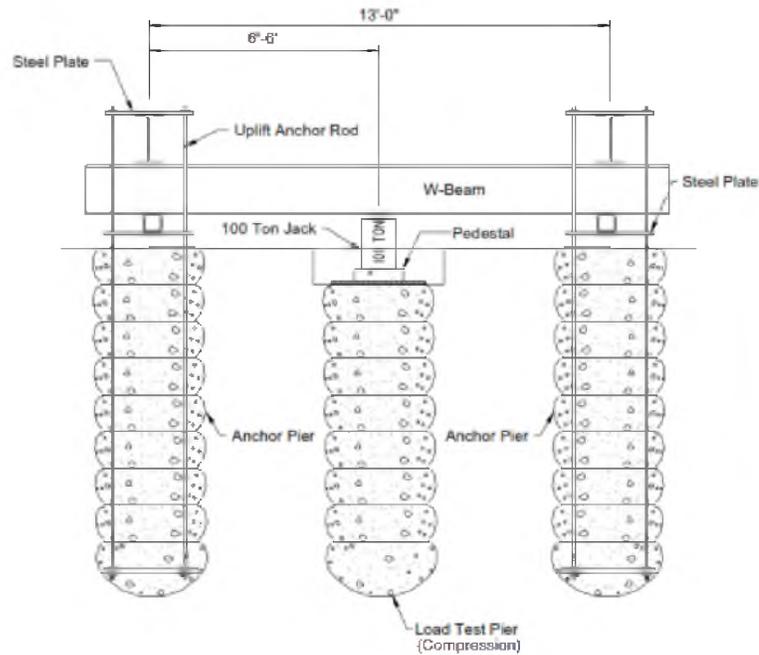
$q_g$ : Presión estática de diseño

$R_s$ : Tasa de rigidez, depende del tipo de suelo. Valores altos son asignados para suelos sueltos y suelos con alto contenido de finos.

$R_a$ : Tasa de reemplazo de área



**Figura. 48** Analogía del resorte rígido y resortes flexibles (Fox y Cowell, 1998)



**Figura. 49** Esquema general de la prueba de carga para pilas de agregado apisonado

Inicialmente, se consideró una carga de servicio de 50 KPa producto del relleno a colocar (de 2 a 2.5m de espesor), si consideramos como hipótesis de que el relleno se comporta como cuerpo rígido actuado sobre los elementos de columnas de agregado apisonado y el suelo adjacente, basados en la analogía de resortes elásticos, el esfuerzo estático de diseño en las columnas serian de  $q_g = 420$  kPa, considerando una relación de remplazo de  $R_a = 0.06$ , y una relación de rigidez de  $R_s = 15$  (tomando en consideración los 3 primeros metros de arcilla blanda existentes)

$$q_g = \frac{qR_s}{(1 - R_a + R_aR_s)} = \frac{50(15)}{(1 - 0.06 + (0.06 \cdot 15))} = 420 \text{ kPa}$$

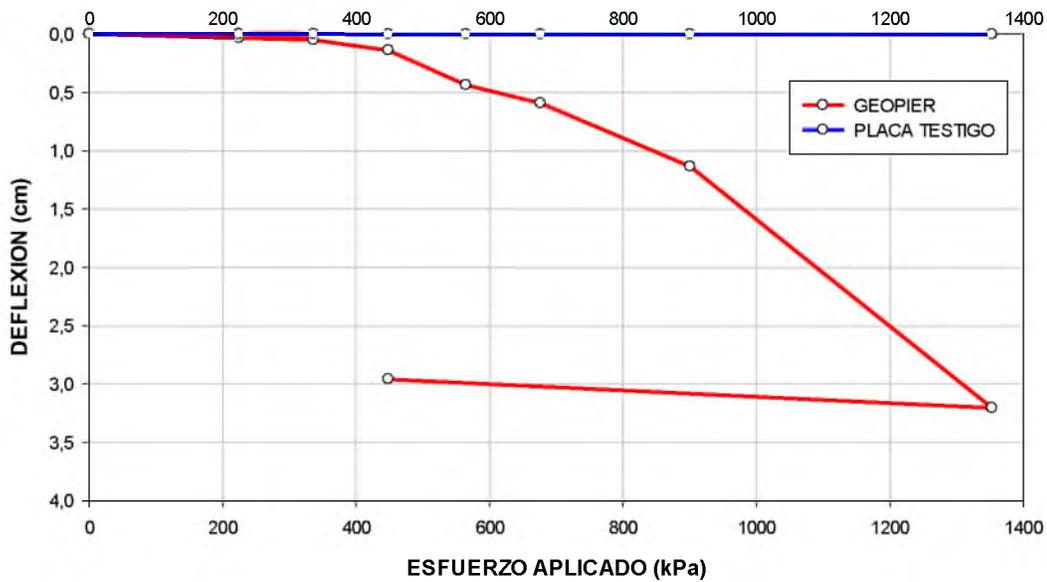
Para el nivel de esfuerzo de diseño, la deformación de la columna será menor a 0.12 cm, como se muestra en la Figura 48. De acuerdo con las lecturas del dial de deformación colocado en la punta de la columna de agregado apisonado, no se observa deformación en la punta (ver Figura 48), es decir, la deformación registrada en la prueba de carga obedece a un abultamiento en la arcilla superficial, comprobándose que el comportamiento de falla está dominado por este mecanismo.

**PRUEBA DE CARGA (GEOPIER RAP)**

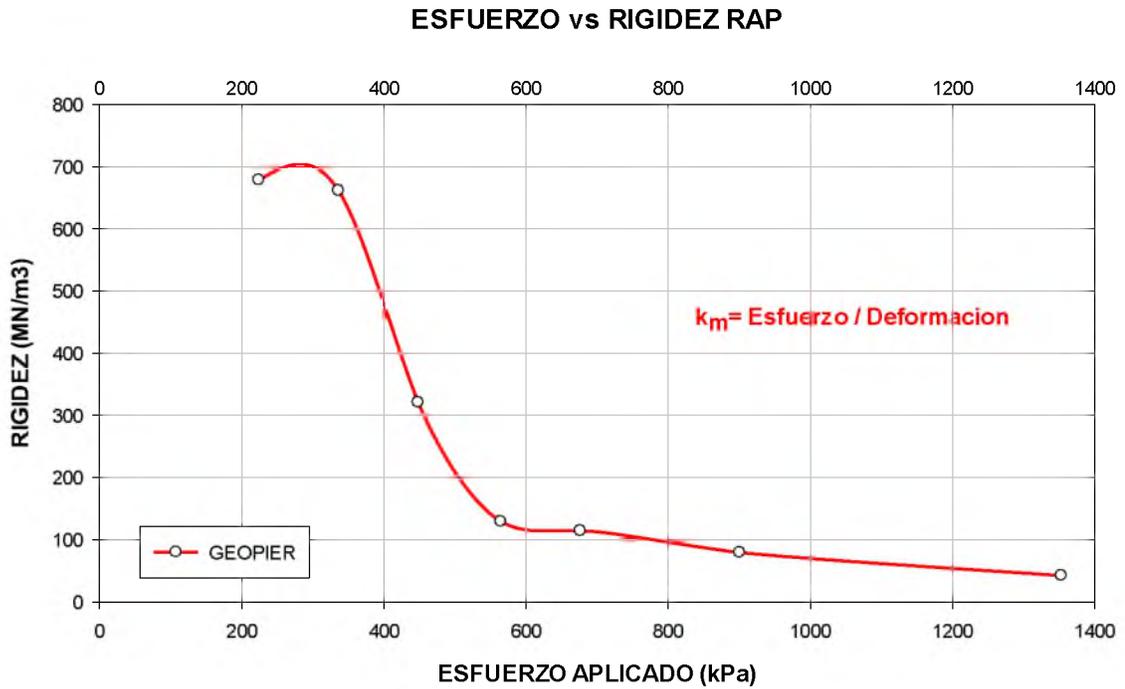
| CARGA APLICADA (KN) | ESFUERZO APLICADO (Kpa) | PORCENTAJE DE ESFUERZO DE DISEÑO (%) | DEFLEXION MEDIDA (cm) | MODULO DE RIGIDEZ (MN/m3) |
|---------------------|-------------------------|--------------------------------------|-----------------------|---------------------------|
| 0,00                | 0,00                    | 0                                    | 0                     | 0                         |
| 45,37               | 224,08                  | 52                                   | 0,03302               | 678,75                    |
| 68,05               | 336,12                  | 78                                   | 0,0508                | 661,91                    |
| 90,74               | 448,16                  | 104                                  | 0,1397                | 320,91                    |
| 114,31              | 564,51                  | 131                                  | 0,43688               | 129,23                    |
| 137,00              | 676,55                  | 157                                  | 0,59182               | 114,3                     |
| 182,37              | 900,63                  | 209                                  | 1,13538               | 79,28                     |
| 274,44              | 1353,10                 | 314                                  | 3,20548               | 42,35                     |
| 90,74               | 448,16                  | 104                                  | 2,9591                |                           |
| 0,00                | 0,00                    | 0                                    | 2,64668               |                           |

**Tabla 10** Resultados de la prueba de carga Geopier IMPACT RAP

**PRUEBA DE CARGA (CAMPO)**



**Figura. 50** Gráfica de prueba de carga en campo

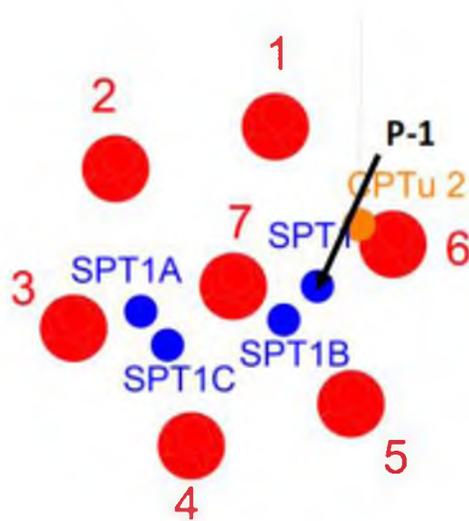


**Figura. 51** Gráfica Esfuerzo – Rigidez para las pilas de prueba instaladas en campo

#### 4.4 Modelación de la prueba de carga mediante elementos finitos

Con la finalidad de comprender mejor el comportamiento geo mecánico de las pilas de agregado apisonado, se procedió a modelar mediante elementos finitos (PLAXIS 3D) una pila de agregado apisonado sometida a cargas incrementales. Esta modelación corresponde a la simulación de la prueba de carga realizada en sitio para las pilas de prueba llevada a cabo el 10 de septiembre del 2015 por la compañía Geopier.

Para la elaboración del perfil de suelo en elementos finitos, se tomó en consideración los datos geotécnicos obtenidos de la perforación “P-1” la cual fue realizada en el sitio de posterior instalación de las pilas.

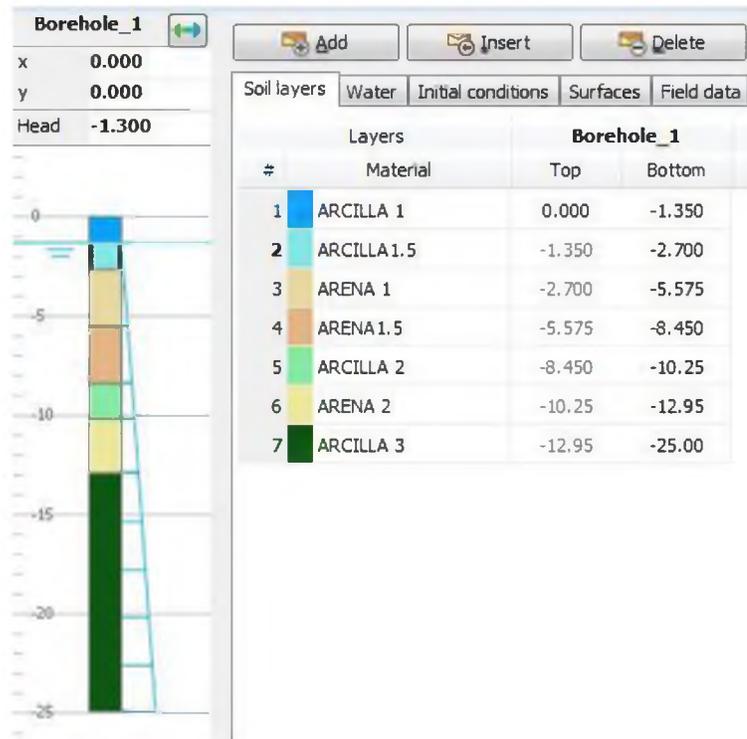


**Figura. 52** Esquema del arreglo de pilas de agregado apisonado RAP IMPACT de prueba instaladas con sondeos realizados en sitio de instalación.

#### 4.4.1 Datos generales del modelo

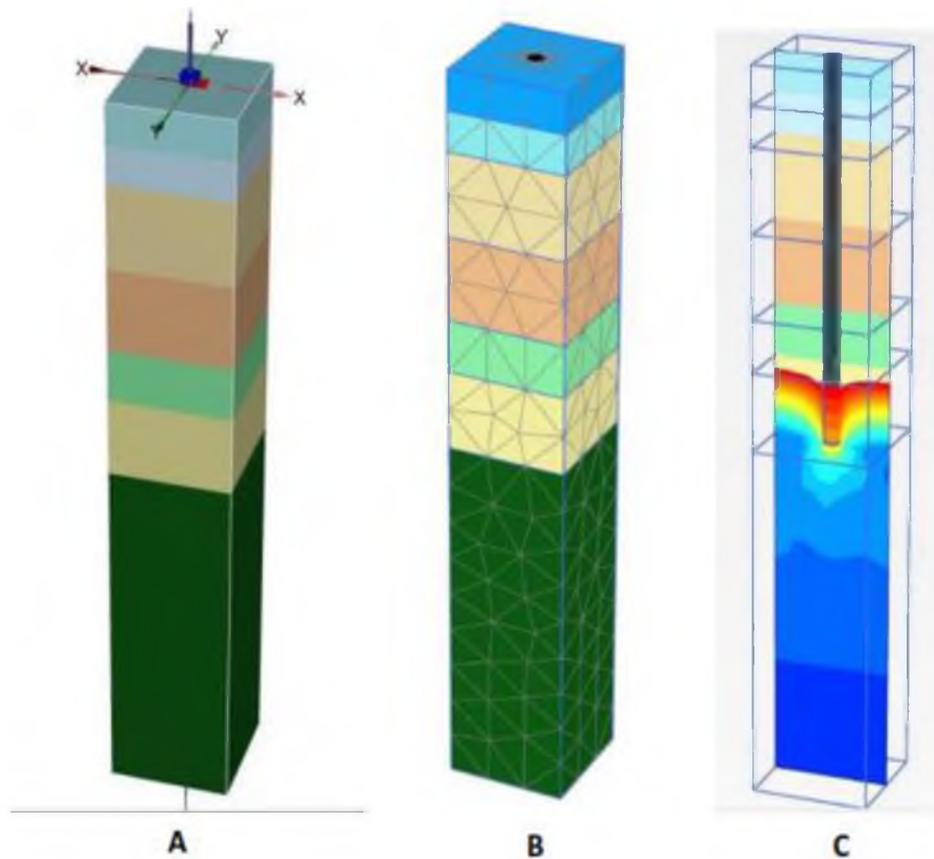
Para el modelo de elementos finitos en primer lugar se procedió a modelar el suelo existente en la zona de perforación P-1. Se procede a definir estratos de diferentes espesores con sus características y comportamiento correspondiente. El área para el modelo del perfil de suelo comprende unos 16 m<sup>2</sup> (4 x 4 m.), estas dimensiones corresponden a que la separación promedio entre cada pila de agregado apisonado será de 2 m. La pila modelada (pila 7) no considera la aportación radial de las pilas ubicadas alrededor de la pila central (Figura. 52).

Según lo reportado por el log de campo para la perforación P-1 (Anexos) se modelaran los siguientes geo-materiales con sus respectivas propiedades y parámetros obtenidos de ensayos de laboratorio y de campo. El modelo del perfil de suelo se lo realizo hasta una profundidad de -25 m. ubicando el nivel freático a -1.30 m. del nivel de terreno natural (Figura. 53).



**Figura. 53** Modelo del perfil de suelo.

En la Figura. 54 se aprecia el esquema del modelo de análisis en elementos finitos donde se distinguen los distintos estratos de suelo y la inclusión rígida de la pila de agregado apisonado modelada en el centro del perfil de suelo.



**Figura. 54** Esquema del modelo en análisis de elementos finitos. A) Perfil de suelo B) Malla generada para el análisis de elementos finitos. C) Desplazamientos producto de la prueba de carga

#### 4.4.2 Propiedades de los materiales

Para la modelación de los estratos individuales del perfil de suelo, se utilizó los datos obtenidos de las pruebas de campo y laboratorio (Anexos). El comportamiento del perfil de suelo fue modelado para el comportamiento elastoplástico de Mohr- Coulomb tanto para las arcillas como las arenas (Tabla 11), con la variante del análisis no lineal soft soil para los dos primeros estratos de arcilla (Tabla 12). Según la teoría de la falla por abultamiento, esta falla se producirá a una distancia de 2 a 3 veces el diámetro de la pila de agregado apisonado. Siendo el diámetro de la pila 0.55 m. la falla de abultamiento se

producirá a una profundidad de 1.10 – 1.65 m. por esta razón se utilizan dos modelos para los dos primeros estratos arcillosos (Arcilla 1, Arcilla 1,5). El criterio de Mohr-coulomb define la resistencia de las arcillas en función de la resistencia al corte no drenado  $S_u$  y el módulo de Young  $E$  (Tabla 11) mientras que para el criterio de soft- soil la resistencia en las arcillas está dado por los valores de lambda ( $\lambda$ ) y kappa ( $\kappa$ ) y por el ángulo de fricción ( $\phi$ ) (Tabla 12).

#### MOHR COULOMB (No Drenado)

| MATERIAL    | PROFUNDIDAD (m) | $\gamma$ (KN /m3) | K   | E50' (MPa) | $\nu$ | $S_u$ (kN/m2) | $\Phi$ |
|-------------|-----------------|-------------------|-----|------------|-------|---------------|--------|
| ARCILLA 1   | 0 - 1,35        | 16                | 4   | 50         | 0,3   | 26            | x      |
| ARCILLA 1,5 | 1,35 - 2,70     | 16                | 3   | 50         | 0,3   | 26            | x      |
| ARENA 1     | 2,70 - 5,575    | 18                | 2   | 15         | 0,3   | x             | 34     |
| ARENA 1,5   | 5,575 - 8,45    | 18                | 1,5 | 17         | 0,3   | x             | 30     |
| ARCILLA 2   | 8,45 - 10,25    | 16                | 1   | 15         | 0,3   | 20            | x      |
| ARENA 2     | 10,25 - 12,95   | 18                | 0,5 | 12         | 0,3   | x             | 30     |
| ARCILLA 3   | 12,95 - 25,00   | 16                | 1   | 12         | 0,3   | 15            | x      |

**Tabla 11** Propiedades del perfil de suelo para modelo MOHR - COULOMB

#### SOFT SOIL (No Drenado)

| MATERIAL    | PROFUNDIDAD (m) | $\gamma$ (KN /m3) | K   | E50' (MPa) | $\nu$ | $S_u$ (kN/m2) | $\Phi$ | $\lambda$ | $\kappa$ |
|-------------|-----------------|-------------------|-----|------------|-------|---------------|--------|-----------|----------|
| ARCILLA 1   | 0 - 1,35        | 16                | 4   | x          | 0,3   | x             | 36     | 0,086     | 0,009    |
| ARCILLA 1,5 | 1,35 - 2,70     | 16                | 3   | x          | 0,3   | x             | 36     | 0,086     | 0,009    |
| ARENA 1     | 2,70 - 5,575    | 18                | 2   | 15         | 0,3   | x             | 34     | x         | x        |
| ARENA 1,5   | 5,575 - 8,45    | 18                | 1,5 | 17         | 0,3   | x             | 30     | x         | x        |
| ARCILLA 2   | 8,45 - 10,25    | 16                | 1   | 15         | 0,3   | 20            | x      | x         | x        |
| ARENA 2     | 10,25 - 12,95   | 18                | 0,5 | 12         | 0,3   | x             | 30     | x         | x        |
| ARCILLA 3   | 12,95 - 25,00   | 16                | 1   | 12         | 0,3   | 15            | x      | x         | x        |

**Tabla 12** Propiedades del perfil de suelo para modelo Soft Soil

| PILA DE AGREGADO APISONADO RAP IMPACT |               |
|---------------------------------------|---------------|
| PROPIEDADES                           | VALOR         |
| Modelo                                | Mohr- Coulomb |
| $\gamma$ (KN /m3)                     | 18            |
| E50' (MPa)                            | 650           |
| $\nu$                                 | 0,3           |
| $\Phi$                                | 45            |
| K                                     | 0,2929        |
| Kg (MN/m3)                            | 325           |
| diámetro (m)                          | 0,55          |
| longitud(m)                           | 13            |

**Tabla 13** Propiedades de la Pila de agregado apisonado RAP IMPACT para modelación

Donde:

$\gamma$ : Peso específico del geo material en KN/m<sup>3</sup>

k: Coeficiente de presión lateral del suelo

E50': Modulo de Young secante al 50% del esfuerzo de falla.

$\nu$ : Razón de Poisson en terminos de esfuerzos efectivos

Su: Resistencia al corte no drenado

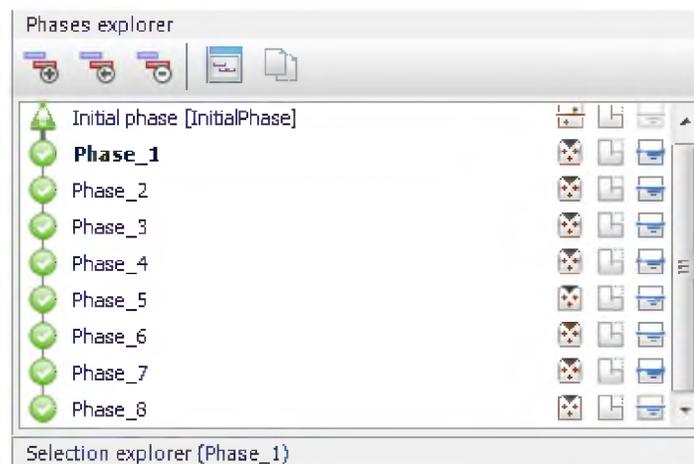
$\Phi$ : Angulo de fricción

$\lambda$ : Índice de compresión modificado

$\kappa$ : Índice de expansión modificado

#### 4.4.3 Descripción de análisis

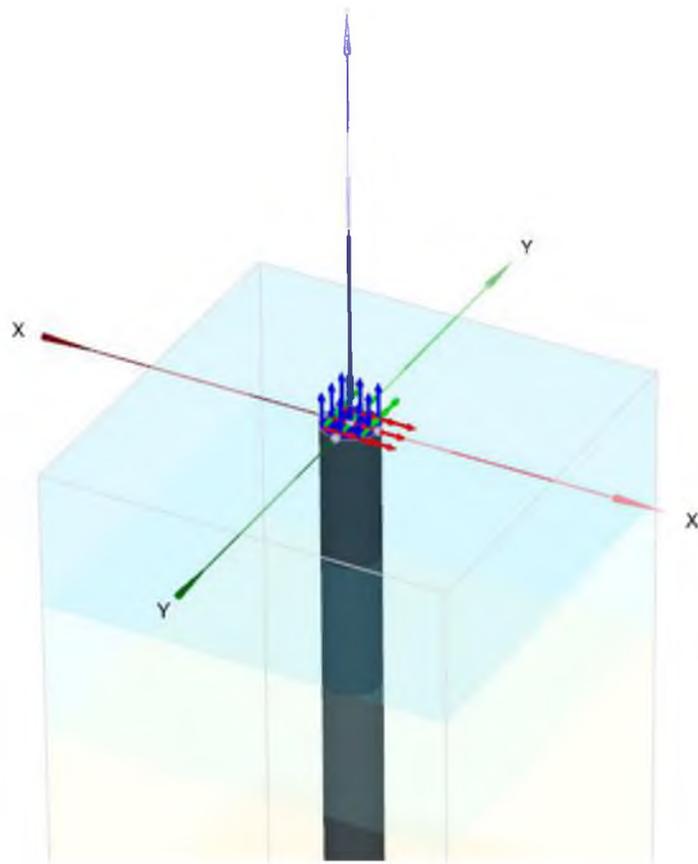
Para la simulación de la prueba de prueba de carga se procedió a colocar cargas incrementales al igual que en la prueba de carga realizada en campo el 10 de septiembre del 2015. Las cargas se ingresaron en distintas fases (phases) para realizar un cálculo de deformaciones plásticas (plastic stage) en la pila producto de la carga aplicada (Figura. 55). Para la prueba de carga modelada se consideró un ciclo de cargas incrementales desde la fase 1 a la fase 7, y una descarga en la última fase, fase 8 (Tabla 14)



**Figura. 55** Fases de carga para cálculo de deformaciones plásticas

| FASES DE CALCULO | CARGA APLICADA (KN) | ESFUERZO APLICADO (Kpa) | PORCENTAJE DE ESFUERZO DE DISEÑO (%) |
|------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| Fase inicial 0   | 0,00                | 0,00                    | 0                                    |
| fase 1           | 45,37               | 224,08                  | 52                                   |
| fase 2           | 68,05               | 336,12                  | 78                                   |
| fase 3           | 90,74               | 448,16                  | 104                                  |
| fase 4           | 114,31              | 564,51                  | 131                                  |
| fase 5           | 137,00              | 676,55                  | 157                                  |
| fase 6           | 182,37              | 900,63                  | 209                                  |
| fase 7           | 274,44              | 1353,10                 | 314                                  |
| fase 8           | 90,74               | 448,16                  | 104                                  |

**Tabla 14** Fases de carga y descarga para modelación de la prueba de carga



**Figura. 56** Esquema de carga incremental modeladas sobre la pila de agregado apisonado

#### 4.4.4 Resultados de modelación

Como resultado de la modelación de la prueba de carga en plaxis se obtuvieron deflexiones para cada carga incremental aplicada, tanto para el modelo Mohr-Coulomb como para el modelo Soft-Soil (Tabla 15). Las deflexiones obtenidas de la modelación se compararon gráficamente con la curva esfuerzo deformación obtenida de la prueba de campo (Figura. 57), y posteriormente se realizó un análisis de sensibilidad demostrando como mejoraron las características del suelo circundante a la pila de agregado apisonado producto de su proceso constructivo.

PRUEBA DE CARGA

| CARGA APLICADA (KN) | ESFUERZO APLICADO (Kpa) | DEFLEXION DE CAMPO (cm) | DEFLEXION MODELO M-C | DEFLEXION MODELO SS |
|---------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|---------------------|
| 0,00                | 0,00                    | 0                       | 0                    | 0                   |
| 45,37               | 224,08                  | 0,03302                 | 0,136                | 0,151               |
| 68,05               | 336,12                  | 0,0508                  | 0,209                | 0,235               |
| 90,74               | 448,16                  | 0,1397                  | 0,288                | 0,328               |
| 114,31              | 564,51                  | 0,43688                 | 0,375                | 0,457               |
| 137,00              | 676,55                  | 0,59182                 | 0,47                 | 0,6343              |
| 182,37              | 900,63                  | 1,13538                 | 0,737                | 1,111               |
| 274,44              | 1353,10                 | 3,20548                 | 3,287                | 4,87                |
| 90,74               | 448,16                  | 2,9591                  | 2,663                | 4,25                |
| 0,00                | 0,00                    | 2,64668                 |                      |                     |

Tabla 15 Deflexiones obtenidas para la prueba de carga modelada en elementos finitos para modelos M-C y SS

PRUEBA DE CARGA (PLAXIS 3D)

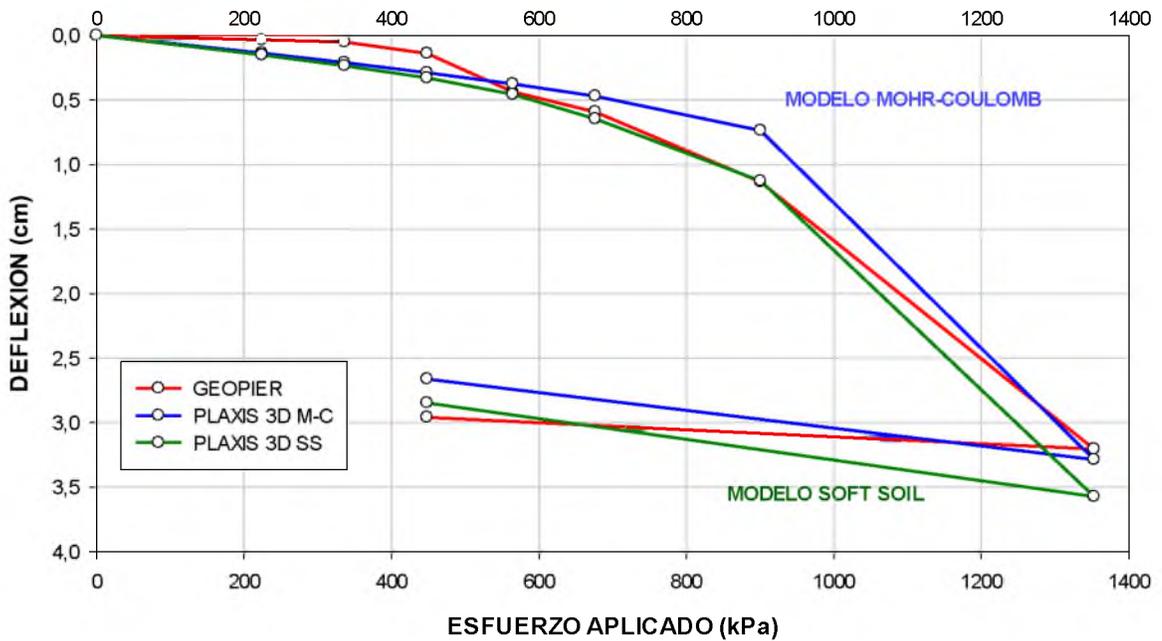
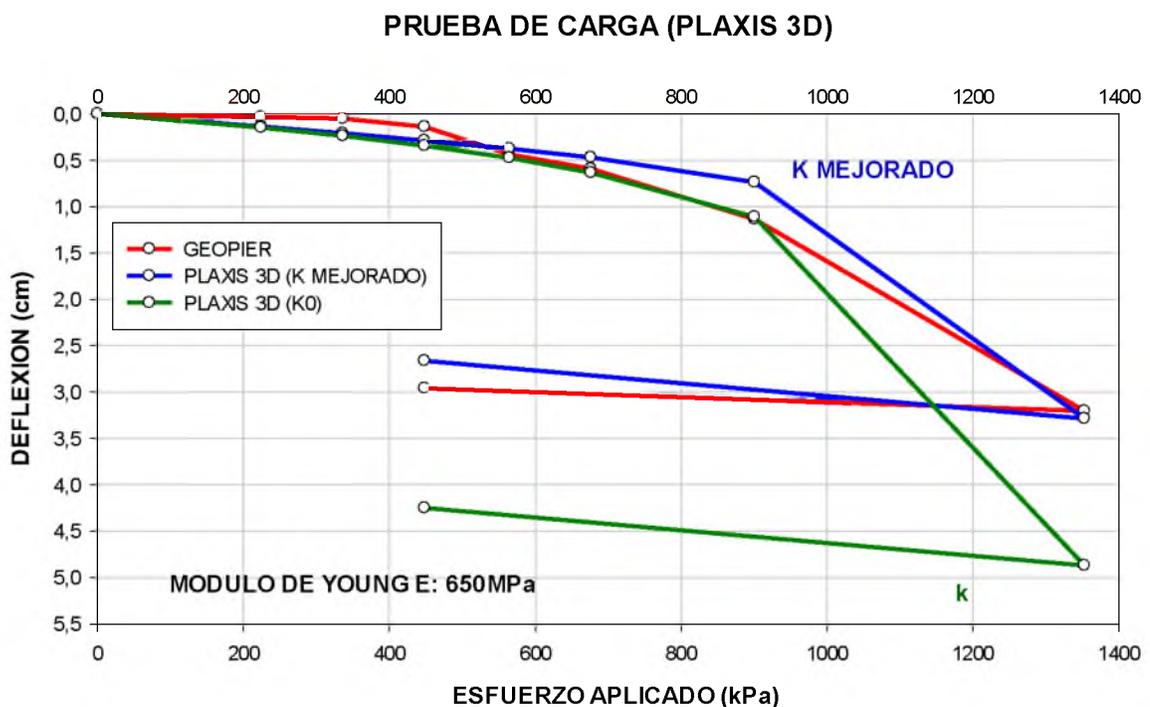


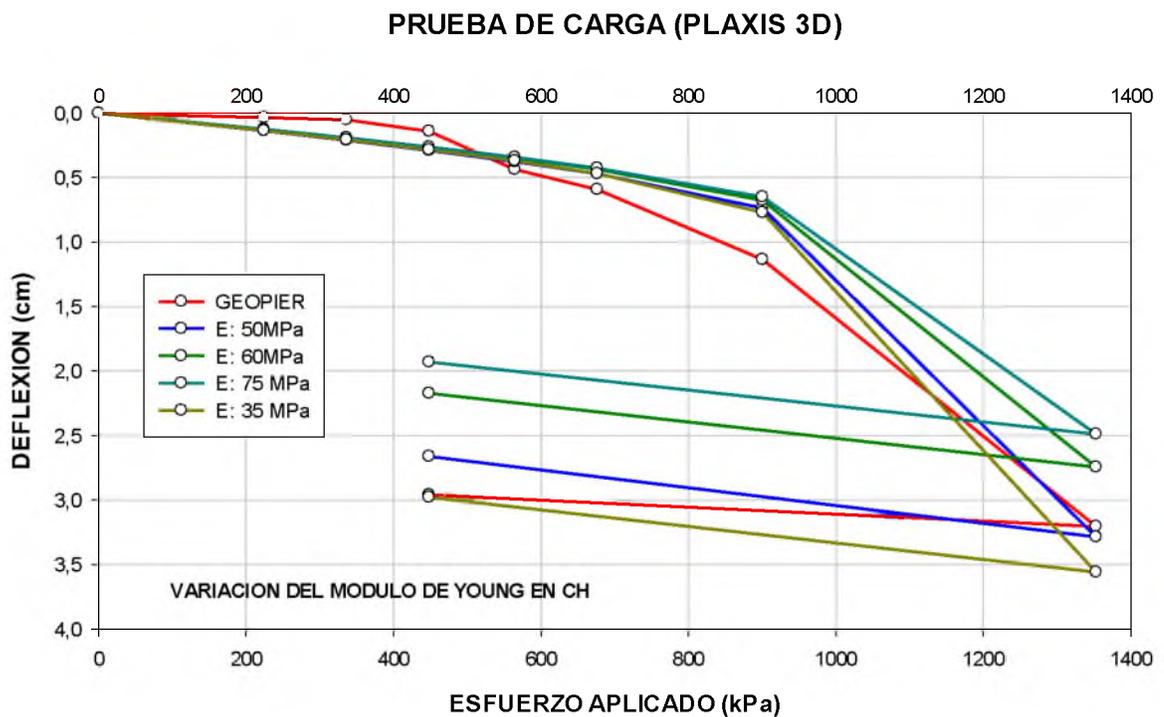
Figura. 57 Grafica esfuerzo- deflexión comparando resultados de los modelos M-C y SS

Como se puede observar a partir de la Figura. 57 la curva que mejor se adapta al comportamiento real de la prueba de campo es el modelo utilizando Soft Soil el cual tiene un mejor comportamiento en la zona de deformaciones elásticas antes de la falla, es decir antes del punto de inflexión de la curva. Por lo que se puede concluir que el comportamiento para las arcillas con la inclusión rígida de la pila de agregado apisonado tiene un comportamiento semejante al del modelo no lineal de Soft Soil. Como producto del proceso constructivo, se sabe por la teoría y datos históricos presentados en el capítulo 3 que el proceso de apisonamiento por capas aumenta el coeficiente de presión lateral K mejorándolo y brindándole mayor confinamiento al suelo circundante. En la Figura. 58 se compara el K mejorado por la inclusión de la pila de agregado apisonado RAP IMPACT contra el valor del coeficiente de confinamiento lateral K0 para el suelo en estado natural.



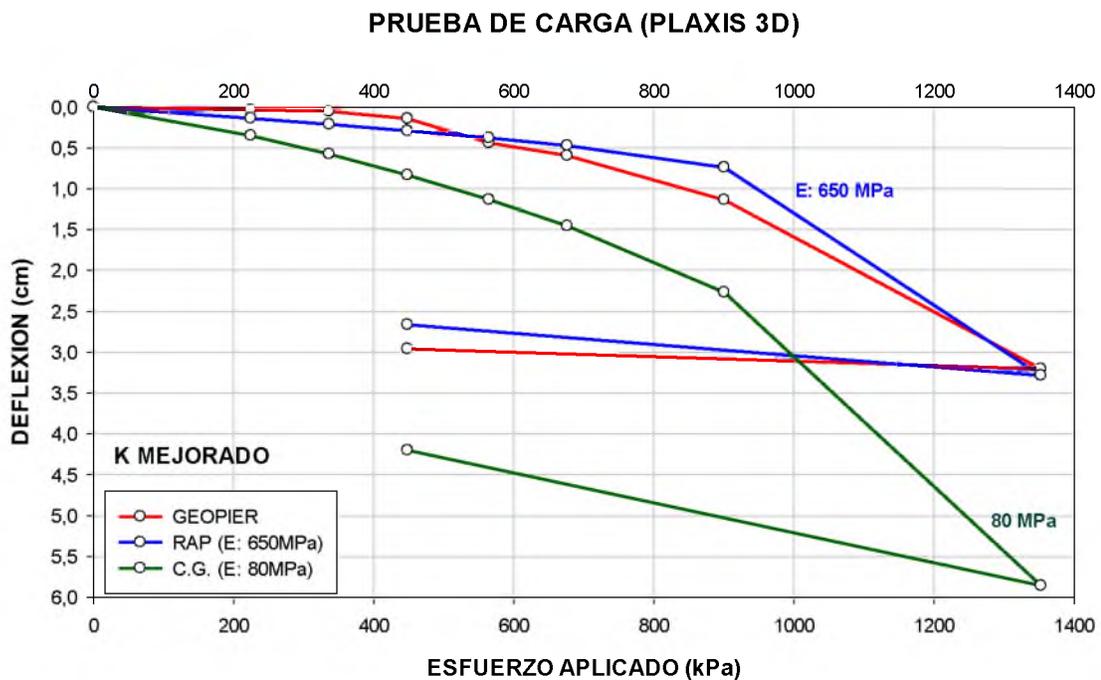
**Figura. 58** Grafica comparativa de mejora del confinamiento lateral representado por el coeficiente K

Para apreciar cual es el aporte de la resistencia y comportamiento de las arcillas según su módulo de Young se modelo también el efecto de la variación del módulo Young para los primeros estratos arcillosos (Figura. 59), donde se llevara a cabo la falla por abultamiento. Se puede apreciar que entre mayor módulo de Young en las arcillas se producirá menor deformación producto de un aumento de rigidez. Cabe señalar que el módulo de las arcillas no aumentara producto de la inclusión de la pila de agregado apisonado, sin embargo se modelo esta función para apreciar como mejor el comportamiento a las deformaciones cuando se tiene arcillas más rígidas. En este caso el elemento rígido que tomara carga por las arcillas será la pila de agregado apisonado.

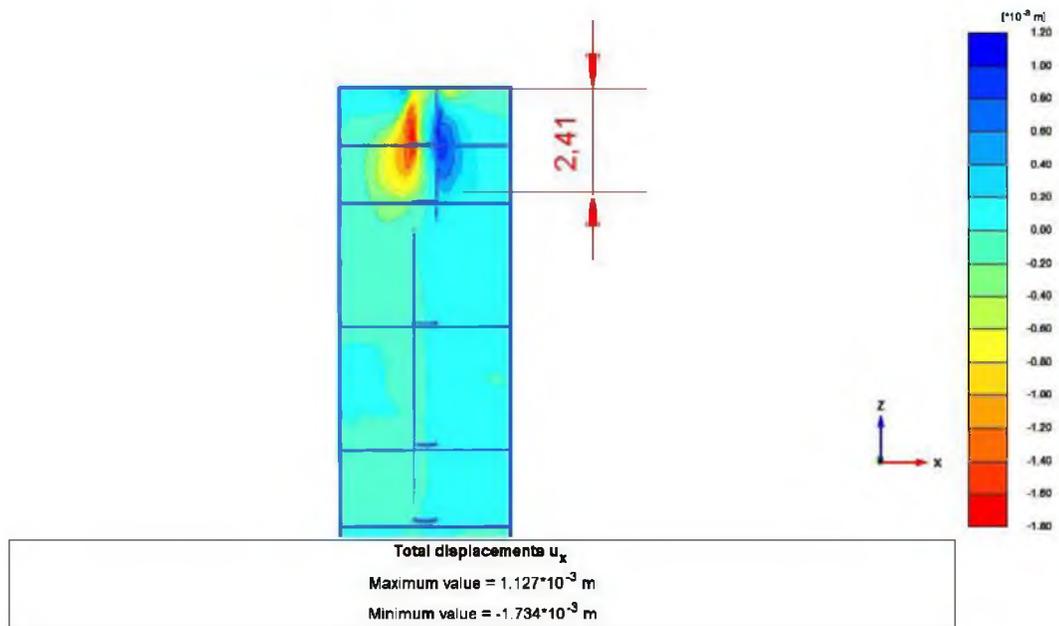


**Figura. 59** Grafica de esfuerzo deformación variando el módulo de Young en los primeros estratos de arcilla

La pila de agregado apisonado al poseer una gran rigidez, medida en la prueba de carga en campo (Figura. 51) de 325 MPa, y si consideramos que el aporte de la rigidez obtenido en la prueba corresponde a 2m de suelo tendríamos un módulo de elasticidad de 650 MPa. El gran módulo de Young que exhibe la pila de agregado apisonado en comparación con el modulo para una columna de grava de 80MPa representa un gran aporte a la capacidad de carga del elemento obteniendo menores deformaciones para las mismas cargas. (Figura. 60)



**Figura. 60** Grafica esfuerzo deformación comparativa entre una columna de grava y una pila de agregado apisonado RAP IMPACT



**Figura. 61** Falla por abultamiento ocurriendo en los primeros estratos de arcilla

## D. CONCLUSIONES

1. Siguiendo los pasos tanto de proceso constructivo como los de análisis de potencial de licuación referidos en capítulos anteriores, se presentó un primer avance para una guía en mejoramiento masivo de suelo mediante el uso de pilas de agregado apisonado, a partir del esquema general para mejoramiento presentado en el caso de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Esclusas (PTAR Esclusas).
2. Se presentó un desarrollo o guía para los análisis geotécnicos en mejoramiento masivo de suelos mediante el uso de inclusiones rígidas como las Pilas de Agregado Apisonado (RAP, GEOPIER®) en sitios con suelos blandos arcillosos y arenas licuables, definidas en la norma NEC-15 como suelos tipo F.
3. A través de datos históricos geotécnicos en la ciudad de Guayaquil, se concluye que los suelos tipo F son suelos de bajas características, blandos, débilmente cementados, potencialmente licuables, y se hallan en una combinación de suelos F1 y F4 sobre todo en las zonas cerca de la rivera de los ríos Daule y Guayas.
3. El efecto de la redistribución de esfuerzos cortantes en las pilas de agregado apisonado, mitiga en un gran porcentaje el efecto de licuación en los suelos arenosos, arenosos limosos, y limos arenosos, comprobado mediante el cálculo del potencial de licuación antes y después de la instalación de la pila de agregado apisonado utilizando metodologías teóricas probabilísticas.

4. Mediante la modelación numérica realizada en elementos finitos, para la prueba de carga, se puede concluir que el proceso constructivo de la pila de agregado apisonado tiene una gran incidencia en su comportamiento esfuerzo-deformación, ya que incrementa el módulo de Young de la columna apisonada, y a su vez el incrementa coeficiente de confinamiento lateral del suelo brindándole mayor soporte al suelo circundante a las inclusiones. Se pudo modelar con modelos constitutivos no lineales (Soft Soil model) y elasto-plásticos (Mohr-Coulomb) la prueba de carga demostrando la influencia y la importancia de los parámetros del suelo en sitio para el comportamiento esfuerzo-deformación.
5. Los efectos de mejoramiento de suelo provistos por la instalación de pilas de agregado apisonado en suelos tipo F se logran apreciar gráficamente en aumento de número de golpes para ensayos SPT y aumento de rigidez del suelo manifestado por la resistencia de cono  $q_c$  para ensayos CPT.
6. Se presentó en esta investigación un caso de estudio en un sector Sur de la Ciudad de Guayaquil, denominado las Esclusas. En este caso, se analizó el sistema RAP sólo como elementos de mitigación para la licuación de arenas sueltas superficiales. Sin embargo, estos elementos también fueron considerados para mitigar los asentamientos por consolidación, de ahí que la profundidad y separación en planta planteada obedece a análisis de interacción bidimensional (efecto de grupo) de columna de agregado apisonado-relleno-cimentaciones

superficiales, los cuales se han realizado y están fueran de alcance de la tesis.

7. Es importante mencionar que los análisis de deformaciones verticales presentados, obedecen a un mecanismo de desplazamiento por deformación volumétrica. No se está considerando las deformaciones o asentamientos debido al mecanismo inducido por esfuerzos desviadores en la cimentación de una estructura, es decir, que las deformaciones presentadas en este estudio son solo las deformaciones en campo libre (sin considerar el efecto de la interacción dinámica suelo-cimentación).
  
8. Se conoce que los asentamientos postlicuación en campo libre (sin la presencia de una cimentación) puede ser muy diferentes si existe una cimentación superficial. Basados en los resultados mediante Centrifuga, Bray y Dashti (2010) resumieron los cinco mecanismos principales para el desplazamiento o deformación en edificios. Estos mecanismos están agrupados en dos; mecanismos de deformación volumétrica y desviadora.

#### Mecanismo de deformación volumétrica

- Deformaciones volumétricas unitarias localizadas durante la acción de la carga cíclica controlada en un comportamiento parcialmente drenado debido a un gradiente hidráulico transitorio.
- Deformación vertical o asentamiento debido a la sedimentación o solidificación después de la licuación o inestabilidad de la estructura del suelo.

- Deformaciones volumétricas unitarias inducidas por la consolidación luego que el exceso de presión de poro se ha disipado y se comience a ganar esfuerzo vertical efectivo.

#### Mecanismo de deformación desviadora

- Falla parcial de capacidad de carga debido a cargas estáticas actuantes en la estructura y una pérdida de resistencia en el suelo debajo de la cimentación como resultado de un punzonamiento o giro de la estructura.
- Desplazamiento acumulado por cabeceo de la cimentación debido a la interacción suelo-cimentación inducida por la carga sísmica cerca de las esquinas de las cimentaciones.

Solo el mecanismo de deformación volumétrica ha sido considerado dentro del análisis de la presente tesis. Sin embargo, para las estructuras de gran peso se ha considerado el uso de cimentaciones profundas y han sido analizadas mediante modelos que incluyen la interacción inercial y cinemática para el proyecto de PTAR Esclusas, tal como se recomienda en la norma NEC-15.

## E. REFERENCIAS

Bray, J.D., and Dashti, S. (2010). "Liquefaction-Induced Movements of Buildings with Shallow Foundations." Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, May 24 – 29, San Diego, CA, Paper Number: OSP-2.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2012). "Probabilistic Standard Penetration Test-Based Liquefaction – Triggering Procedure". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 138.

Benítez S (1975). *Morfología y sedimentos superficiales del Golfo de Guayaquil*. Masters Thesis. Escuela Superior Politécnica de Litoral, Ecuador.

Benítez, S., Vera Grunauer, X, and Álvarez, V. (2005). Estudio Geológico de la ciudad de Guayaquil. *Informe final de Investigación y Estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y Microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil*. IIFIUC, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil: M.I. Municipio de la ciudad de Guayaquil.

Cetin, K.O., Tolga Bilge, H, Wu, J, Kammerer, A.M., and Seed, R.B. (2009). Probabilistic Model for the Assessment of Cyclically Induced Reconsolidation (Volumetric) Settlements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 135 (3), 387-398.

Fox, N.S., and Cowell, M.J. (1998). *Geopier™ Foundation and Soil Reinforcement Manual*. Geopier Foundation Company, Inc., Blacksburg, VA, USA.

GEOESTUDIOS (2015). Informe de Caracterización Geotécnica y Estudio de los Estados Limite de Falla y Servicio de los Rellenos del Proyecto (asentamientos y estabilidad) con recomendaciones de mejoramiento masivo de

suelos, Considerando Modelación numérica (aplicando la Norma NEC, 2015) para el proyecto "Diseño Detallado de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) Las Esclusas", para Hanzen and Sawyer. Guayaquil, Ecuador.

Goughnour, R.R. and Pestana, J.M. (1998). "Mechanical Behavior of Stone Columns Under Seismic Loading." *Proc. 2nd International Conference on Ground Improvement Techniques*, Singapore.

Green, R.A., Olgun, G.G, and Wissmann, K.J. (2008). Shear Stress Redistribution as a Mechanism to Mitigate the Risk of Liquefaction, ASCE GSP-181, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV.

Han, J (2015). Principles and Practices of Ground Improvement, John Wiley / Sons, New Jersey, 418 pp.

ICC-ES. (2015).Rammed Aggregate Pier Intermediate Foundation/ Soil Reinforcement System. ICC-ES Evaluation Report. ICC EVALUATION SERVICE. ESR-1685

Kayen. R., Moss. R., Thompson. E., Seed. R., Cetin. K., Der Kiureghian. A., Tanaka. Y., Tokimatsu. K. (2014). "Shear-Wave Velocity – Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 10.1061. GT.1943-5606.0001091, 07014006.

S.S.C. Liao and R.V. Whitman, 1986, Overburden Correction Factors for SPT in Sand: *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., v. 112:3, p. 373-377.

Lock. B. (2007). "Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables". Taylor & Francis Group. London.UK

Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC). (2015). "Peligro Sismico Diseño Sismo Resistente". Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Convenio MIDUVI-Cámara de la Construcción de Quito. Ecuador

Priebe, H.J. (1995). "Vibro Replacement to Prevent Earthquake Induced Liquefaction." *Ground Engineering*, September, 30-33.

Robertson, P.K., Cabal.K.L.(2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 6<sup>th</sup> Edition. Gregg Drilling & Testing. Signal Hill, California.

Seed, H. B., and Idriss, I.M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *J. Soil Mech. Found. Div.*, 97(SM9), 1249–1273.

Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3): 425-447.

White, D. J., Wissmann, K. J., Barnes, A. G., & Gaul, A. J. (2002). Embankment Support: a comparison of stone column and rammed aggregate pier soil Reinforcement. In Presented, Transportation Research Board. 81st Meeting, Washington, DC January (pp. 13-17).

Vera Grunauer. X. (2013). "Actualización del estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Auspiciado por: Secretaria de Gestión de Riesgos", Versión final.

## F. ANEXOS

### Datos de Log de laboratorio para perforación P-1 en zona de pilas RAP IMPACT

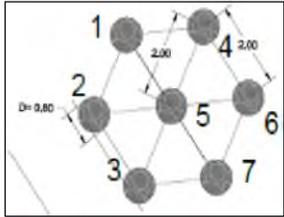
| GEOESTUDIOS S.A.<br>Calle José Assaf Bucaram Mz 704 V.3<br>Cota, Kennedy Norte<br>Tel.: 04-2-660066-665503-664997 |                             | SONDEO N° P-1<br>HOJA 1 de 2  |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
|---|-----------------------------|---|--|-----------------------|----------------|--------------|-------------------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------|--------------------|------------|--|
| CLIENTE <u>HAZEN &amp; SAWYER</u>   |                             | LOCALIZACIÓN <u>Pasado estero Cobina junto a la estación de Transelección</u> |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| PROYECTO <u>PERFORACIONES EN EL AREA DE CONSTRUCCIÓN DE LAS ESCLUSAS</u>  |                             |   |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| FECHA COMIENZO <u>18/08/15</u>  | FECHA FINAL <u>19/08/15</u> | ELEVACIÓN <u>4 m</u>  | TAMAÑO de SONDEO <u>75 mm</u>  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| CONTRATISTA: <u>HAZEN &amp; SAWYER</u>  |                             | NIVEL FREÁTICO  |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| MÉTODO: <u>PERCUSIÓN - LAVADO</u>   |                             | DURANTE LA PERFORACIÓN <u>1.30 m / Elev 2.70 m</u>                            |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| PERFORADOR: <u>Angel Castillo</u>   |                             | DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN <u>--</u>   |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| REGISTRADO POR: <u>Jimmy Vargas</u>   |                             | COORDENADAS X: <u>626520</u> Y: <u>9749152</u>                                |  |                       |                |              |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| PROFUNDIDAD (m)   | COTA (m)                    | LEYENDA   | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL   | MUESTRA TIPO Y NÚMERO | RECUPERACIÓN % | SPT (N60)    | SUPLENTE DE SUELO (SPV) | SUTORVANE (SPV) | LÍMITES ALTERESSA |                |                 |                    |            |  |
|   |                             |   |  |                       |                |              |                         |                 | HUMEDAD (%)       | LÍMITE LÍQUIDO | LÍMITE PLÁSTICO | ÍNDICE PLASTICIDAD | PIVOS (TN) |  |
|   |                             |   | 0.00m (CL) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos<br>Arcilla de color gris claro de consistencia firme                     | MA 1                  | 45             | 3-3 (5)      |                         |                 | 12.0              | -              | -               | -                  | 99         |  |
|   |                             |   | 0.45m Arcilla de color gris claro de consistencia firme  |                       |                | 3-4 (5)      |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| 1   | 3.00                        |   | 0.90m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos<br>Arcilla de color gris verdoso de consistencia firme                   | MA 2                  | 45             | 3-4 (8)      |                         |                 | 41.0              | 72.0           | 32.0            | 40.0               | 97         |  |
|   |                             |   | 1.35m Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda   |                       |                | 3-1-2 (2)    |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| 2   | 2.00                        |   | 1.80m (CH) 0 % grava, 19 % arena, 81 % finos<br>Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia muy blanda   | MA 3                  | 80             | 3-1-1 (2)    |                         |                 | 60.0              | 68.0           | 30.0            | 38.0               | 81         |  |
|   |                             |   | 2.25m (CH) 0 % grava, 42 % arena, 58 % finos<br>Arcilla arenosa de color gris claro de consistencia blanda           | MA 4                  | 50             | 1-1-2 (3)    |                         |                 | 68.0              | 52.0           | 26.0            | 26.0               | 58         |  |
| 3   | 1.00                        |   | 2.70m Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa   |                       |                | 5-4-8 (12)   |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
|   |                             |   | 3.15m (SM) 0 % grava, 83 % arena, 17 % finos<br>Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa | MA 5                  | 70             | 5-7-6 (12)   |                         |                 | 33.0              | NP             | NP              | NP                 | 17         |  |
| 4   | 0.00                        |   | 3.60m Arena limosa de color gris oscuro de compactación suelta   |                       |                | 2-2-3 (5)    |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
|   |                             |   | 4.05m (SM) 0 % grava, 77 % arena, 23 % finos<br>Arena limosa de color gris oscuro de compactación suelta             | MA 6                  | 80             | 3-3-3 (6)    |                         |                 | 43.0              | NP             | NP              | NP                 | 23         |  |
|   |                             |   | 4.50m Arena limosa de color gris oscuro de compactación suelta   |                       |                | 2-2-3 (5)    |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| 5   | -1.00                       |   | 4.95m (SM) 0 % grava, 76 % arena, 24 % finos<br>Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa | MA 7                  | 60             | 5-4-6 (12)   |                         |                 | 45.0              | NP             | NP              | NP                 | 24         |  |
|   |                             |   | 5.40m Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa   |                       |                | 2-4-8 (12)   |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| 6   | -2.00                       |   | 5.85m (SM) 1 % grava, 84 % arena, 15 % finos<br>Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa | MA 8                  | 90             | 5-9-11 (19)  |                         |                 | 31.0              | NP             | NP              | NP                 | 15         |  |
|   |                             |   | 6.20m Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa   |                       |                | 10-10-7 (17) |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| 7   | -3.00                       |   | 6.65m (SM) 0 % grava, 80 % arena, 20 % finos<br>Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa | MA 9                  | 65             | 5-7-7 (14)   |                         |                 | 37.0              | NP             | NP              | NP                 | 20         |  |
|   |                             |   | 7.10m Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa   |                       |                | 5-5-8 (10)   |                         |                 |                   |                |                 |                    |            |  |
| 8   | -4.00                       |   | 7.55m (SM) 0 % grava, 84 % arena, 16 % finos<br>Arena limosa de color gris oscuro de compactación medianamente densa | MA 10                 | 65             | 5-4-4 (8)    |                         |                 | 38.0              | NP             | NP              | NP                 | 16         |  |

| PROFUNDIDAD (m) | COTA (m) | LEYENDA | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL  | MUESTRA TIPO Y NÚMERO | RECUPERACIÓN % | SPT (N60)  | Su-PEN. DE BOLSILLO (kPa) | Su-TORVANE (kPa) | LÍMITES ATTERBERG |                |                 |                    |           |  |
|-----------------|----------|---------|---|-----------------------|----------------|------------|---------------------------|------------------|-------------------|----------------|-----------------|--------------------|-----------|--|
|                 |          |         |   |                       |                |            |                           |                  | HUMEDAD (%)       | LÍMITE LÍQUIDO | LÍMITE PLÁSTICO | ÍNDICE PLASTICIDAD | FINOS (%) |  |
|                 |          |         | 8.00m Arena limosa de color gris oscuro de compacidad suelta  |                       |                | 3-2-1 (3)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
| 9               | -4.00    |         | 8.45m (CH) 0 % grava, 16 % arena, 84 % finos Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida     | MA 11.1               | 90             | 3-7-9 (16) |                           |                  | 63.0              | 64.0           | 25.0            | 39.0               | 84        |  |
|                 |          |         | 8.78m (SM) 0 % grava, 84 % arena, 16 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad medianamente densa | 11.2                  |                |            |                           |                  | 33.0              | NP             | NP              | NP                 | 16        |  |
| 10              | -4.00    |         | 8.90m Arena limosa de color gris oscuro de compacidad suelta  |                       |                | 3-2-3 (5)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
|                 |          |         | 9.35m (CH) 0 % grava, 16 % arena, 84 % finos Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia blanda     | MA 12                 | 70             | 3-2-1 (3)  |                           |                  | 68.0              | 72.0           | 31.0            | 41.0               | 84        |  |
|                 |          |         | 9.60m Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia blanda  |                       |                | 2-3-1 (4)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
|                 |          |         | 10.25m (SC) 0 % grava, 53 % arena, 47 % finos Arena arcillosa de color gris verdoso de compacidad suelta        | MA 13                 | 70             | 3-2-1 (3)  |                           |                  | 39.0              | 43.0           | 25.0            | 18.0               | 47        |  |
| 11              | -7.00    |         | 10.70m Arena arcillosa de color gris verdoso de compacidad suelta   |                       |                | 2-1-2 (3)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
| 12              | -4.00    |         | 11.15m (SM) 0 % grava, 81 % arena, 19 % finos Arena limosa de color gris verdoso de compacidad suelta           | MA 14.1               | 90             | 1-1-2 (3)  |                           |                  | 35.0              | NP             | NP              | NP                 | 19        |  |
|                 |          |         | 11.50m (CH) 0 % grava, 16 % arena, 82 % finos Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia blanda    | 14.2                  |                | 1-2-3 (5)  |                           |                  | 71.0              | -              | -               | -                  | 82        |  |
|                 |          |         | 11.60m Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia blanda   |                       |                |            |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
|                 |          |         | 12.05m (SM) 0 % grava, 81 % arena, 19 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad suelta            | MA 15                 | 90             | 2-3-2 (5)  |                           |                  | 31.0              | NP             | NP              | NP                 | 19        |  |
| 13              | -4.00    |         | 12.50m Arena limosa de color gris oscuro de compacidad suelta   |                       |                | 2-2-2 (4)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
|                 |          |         | 12.95m (CH) 0 % grava, 9 % arena, 91 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda               | MA 16                 | 90             | 1-1-2 (3)  |                           |                  | 71.0              | 74.0           | 32.0            | 42.0               | 91        |  |
|                 |          |         | 13.40m Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda   |                       |                | 2-2-1 (3)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
| 14              | -10.00   |         | 13.85m (CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda           | MA 17                 | 85             | 2-1-1 (2)  |                           |                  | 72.0              | 78.0           | 31.0            | 47.0               | 96        |  |
|                 |          |         | 14.30m Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda   |                       |                | 1-2-1 (3)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |
| 15              | -11.00   |         | 14.75m (CH) 0 % grava, 8 % arena, 92 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda           | MA 18                 | 80             | 1-1-1 (2)  |                           |                  | 72.0              | 77.0           | 30.0            | 47.0               | 92        |  |
|                 |          |         | 15.20m Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda   |                       |                | 2-1-3 (4)  |                           |                  |                   |                |                 |                    |           |  |

# Zona de implantación de pilas de agregado apisonado con coordenadas



IMPLANTACIÓN ESCUSAS  
ESCALA 1:1000



DETALLE DISTRIBUCIÓN COLUMNAS DE GRAVA  
ESCALA 1:50

DETALLE COLUMNAS DE GRAVA

| COORDENADAS       |        |         |
|-------------------|--------|---------|
| COLUMNAS DE GRAVA |        |         |
|                   | ESTE   | NORTE   |
| 1                 | 626518 | 9749153 |
| 2                 | 626517 | 9749151 |
| 3                 | 626518 | 9749150 |
| 4                 | 626519 | 9749153 |
| 5                 | 626519 | 9749152 |
| PILOTES           |        |         |
|                   | ESTE   | NORTE   |
| PILOTE 1          | 626376 | 9749205 |
| PILOTE 2          | 626492 | 9749171 |

## PROCESO CONSTRUCTIVO PILAS DE AGREGADO APISONADO EN PTAR ESCLUSAS



Llegada de los Equipos al Sitio de Trabajo



Construcción de Plataforma previa con Material del Sitio



Reafirmación de Plataforma de acceso con material importado del km 12 vías a la Costa



Armado de Equipos se observa la torre con el tubo de perforación y la tolva



Ingreso de Equipos a los puntos de Columnas de Grava



Vista Panorámica del Equipo de perforación transportado y alineado para dar inicio a la fase de Hincado.



Fase de Cargas de Grava en la Canasta



Izado de la Canasta para abastecer la Tolva



Abastecimiento de la Canasta con el tubo completamente hincado



Extracción y formación de la columna



Placa de Asentamientos



Columnas formadas con placas de control de asentamiento para su uso en las prueba de carga



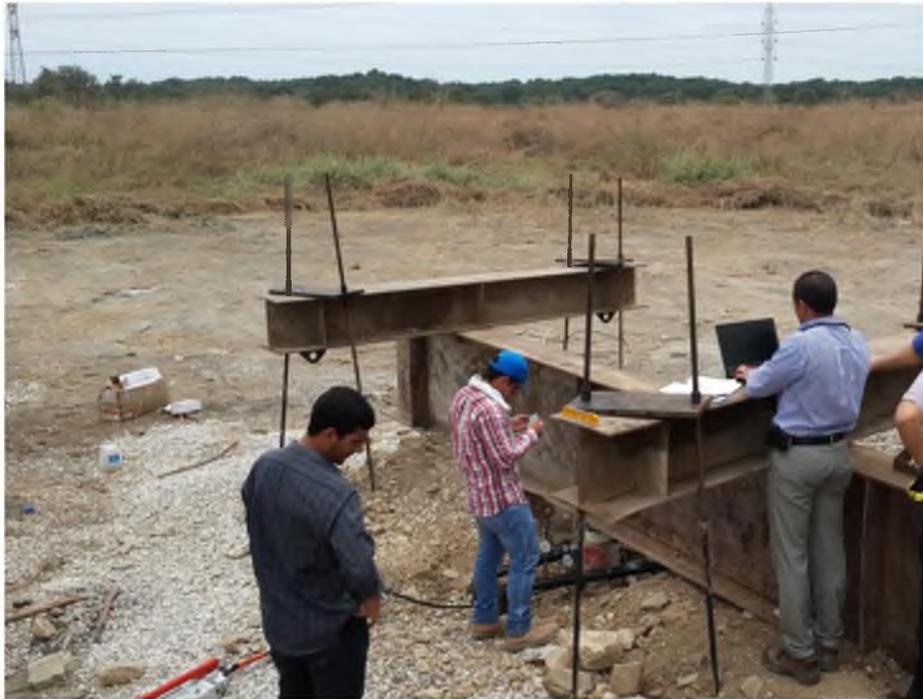
Vista Panorámica de las columnas realizadas

**Registro fotográfico prueba de carga (10 de septiembre 2015)**

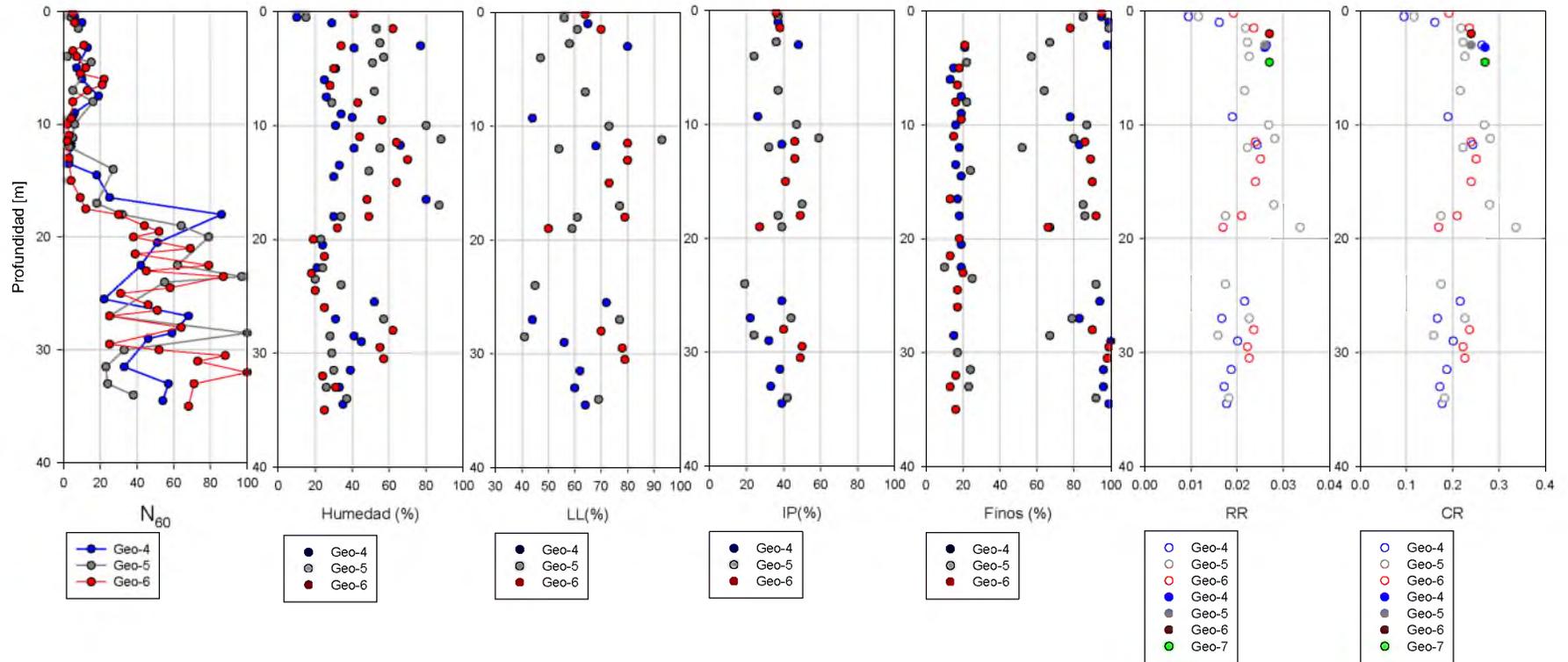




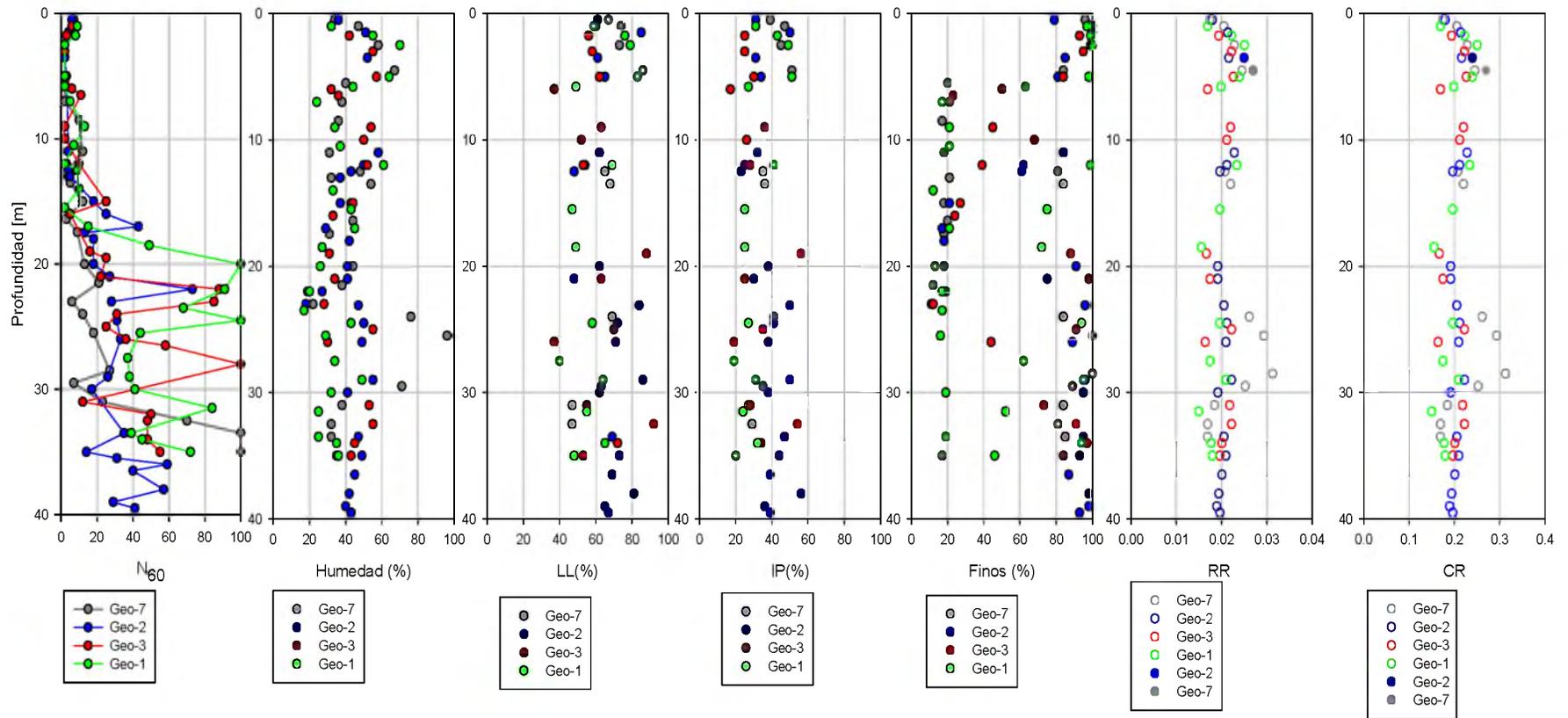




**PARAMETROS OBTENIDOS DE SONDEOS DE CAMPO, Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS (GEOESTUDIOS)**



Caracterización geotécnica del subsuelo empleando la información de los sondeos GEO-4, GEO-5, GEO 6 y GEO 7. Contiene: Material Pasante Tamiz #200 (%), Resistencia al esfuerzo cortante no drenado  $s_u$  (kPa), Límite líquido LL (%), Índice de plasticidad IP(%), Contenido de Humedad (w%), CR, y RR



Caracterización geotécnica del subsuelo empleando la información de los sondes GEO-1, GEO-2, GEO-3 y GEO-7. Contiene: Material Pasante Tamiz #200 (%), Resistencia al esfuerzo cortante no drenado su (kPa), Límite líquido LL (%), Índice de plasticidad IP(%) y Contenido de Humedad (w%), CR y RR.

## CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y RESULTADOS (GEOESTUDIOS)



**Figura. 62.** Campaña de exploración geotécnica (PTAR EXCLUSAS)  
(GEOESTUDIOS 2013)

| Perforación | Coordenada este<br>(m) | Coordenada norte<br>(m) |
|-------------|------------------------|-------------------------|
| GEO-1       | 626133,3               | 9749261,7               |
| GEO-2       | 626273,8               | 9749081,6               |
| GEO-3       | 626362,5               | 9749079,9               |
| GEO-4       | 626374,8               | 9749203,3               |
| GEO-5       | 626342,4               | 9749358,2               |
| GEO-6       | 626489,5               | 9749187,4               |
| GEO-7       | 626098,9               | 9749375,9               |

**Tabla 16** Ubicación geo referenciada de las perforaciones

| <b>Perforación</b> | <b>Coordenada este<br/>(m)</b> | <b>Coordenada norte<br/>(m)</b> |
|--------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| CPT1               | 626207,0                       | 9749176,7                       |
| CPT2               | 626243,5                       | 9749295,0                       |
| CPT3               | 626343,4                       | 9749137,9                       |
| CPT4               | 626419,7                       | 9749142,4                       |
| CPT5               | 626445,1                       | 9749254,3                       |
| CPT6               | 626266,8                       | 9750049,7                       |
| CPT7               | 626086,9                       | 9749322,6                       |

**Tabla 17** Ubicación geo referenciada de los ensayos CPTu

## **ENSAYOS SPT**

Las muestras fueron obtenidas usando el siguiente muestreador:

- Cuchara partida, para el ensayo de penetración estándar (SPT), de 2 pulgadas de diámetro exterior DE, y 1.375 pulgadas de diámetro interior DI, para las pruebas de penetración estándar (SPT), empleando martillo tipo Safety (63.5 kg, 0.76 m altura de caída y varillas AW). Los valores de  $N_{60}$  reportados ya consideran la afectación por la energía transmitida por el martillo.
- Tubo de pared delgada o tubo Shelby, de 75 mm (3 pulgadas) de diámetro y 1.6 mm de espesor.

Las muestras fueron tomadas a diferentes profundidades para cada sondeo. Durante la ejecución de los sondeos y operaciones de muestreo, el personal de campo mantenía un registro de las actividades realizadas in situ; anotando la descripción visual del suelo para las muestras.

El número de golpes fue registrado en cada tramo de los sondeos ejecutados.

Las muestras de cada sondeo fueron obtenidas para caracterizar las condiciones del subsuelo y consecuentemente realizar los ensayos en el laboratorio

## **Sondeos CPT**

Las pruebas de CPTu fueron ejecutadas en cumplimiento con la norma ASTM D5778 (2007). El cono avanza a una velocidad de 2.0 cm/s registrando de manera digital y continuamente cada 10 mm tres lecturas independientes como la resistencia de la punta de cono ( $q_c$ ), la fricción lateral ( $f_s$ ) y la presión intersticial dinámica ( $u_2$ ). Durante el CPTu, se estima el nivel freático al detener el avance de la punta de cono en un estrato arenoso permitiendo que el cono haga de piezómetro y así calcular la presión hidrostática.

La Resistencia de cono  $q_c$  se calcula dividiendo la fuerza que actúa sobre el cono  $Q_c$ , por el área proyectada del cono  $A_c$ .

$$q_c = Q_c / A_c$$

Esta resistencia del cono debe ser corregida por los efectos de la presión de poros mediante la siguiente ecuación obteniendo la resistencia del cono corregida  $q_t$ .

$$q_t = q_c + u_2 (1-a)$$

donde:  $a$  es la relación de área neta determinada mediante la calibración en laboratorio con un valor típico entre 0.70 y 0.85;  $u_2$  es la presión de agua en la base del manguito.

El coeficiente de fricción ( $R_f$ ) es la fricción de la funda cilíndrica ( $f_s$ ) expresada como un porcentaje de la resistencia de cono ( $q_c$ ), ambos medidos a la misma profundidad. (Robertson, 2015)

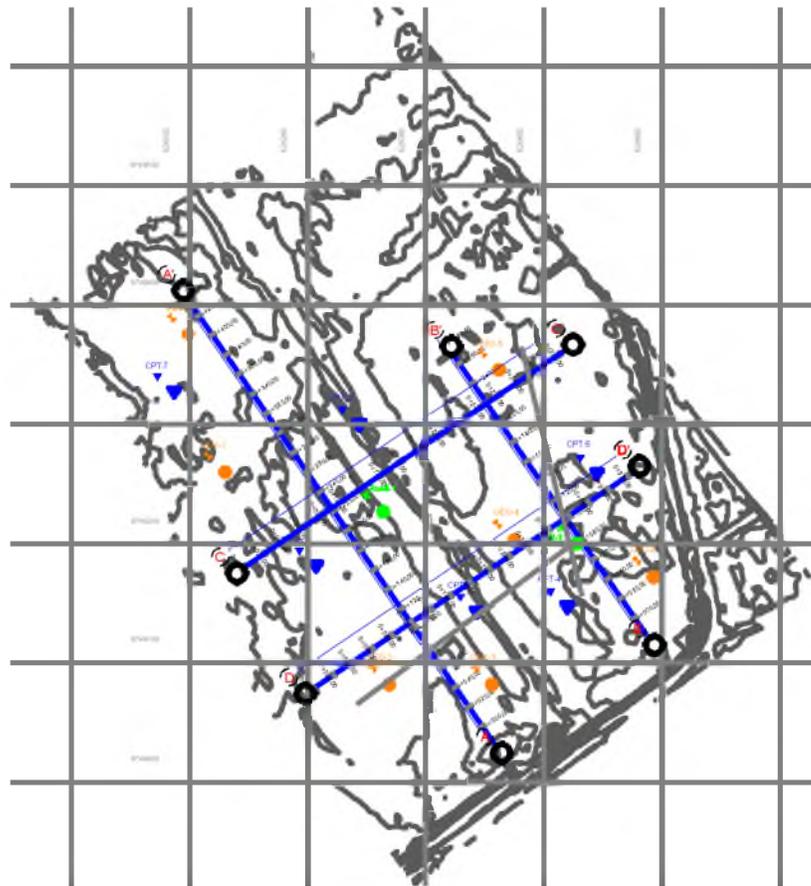
$$R_f = (f_s/q_c) \times 100\%$$

## **ENSAYOS REMI Y MASW**

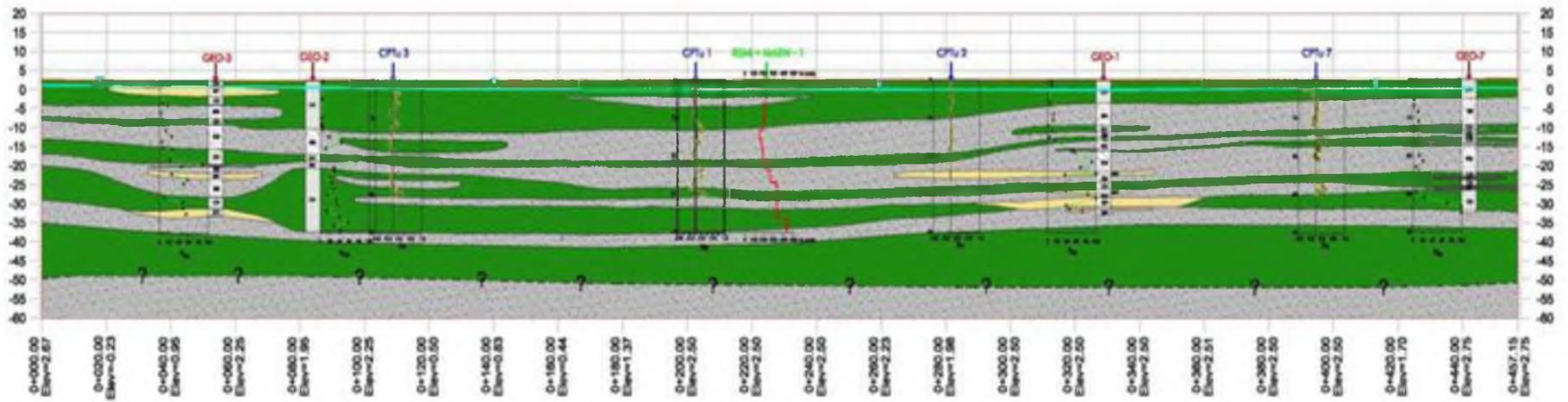
Mediante estos métodos se obtiene en el área de investigación un análisis espectral de las ondas superficiales de baja frecuencia del tipo Rayleigh,

incluidas en el ruido sísmico ambiental, o generadas artificialmente y a partir de éstas se emplea un software mediante el cual usando un proceso de inversión se obtiene la velocidad de las ondas de corte  $v_s$ .

Se emplea para estos métodos un sismógrafo de marca Geometrics Modelo ES-3000, con una fuente de energía de impacto que consiste en un martillo de 8 kg, la longitud del cable conductor es de 115 m y se emplean 24 canales.



**Figura. 63.** Trazado de perfiles estratigráficos visto en planta (GEOESTUDIOS, 2013)



PERFIL A-A'

Perfil estratigráfico A-A' vista frontal (GEOESTUDIOS, 2013)

## **DESCRIPCION DE PERFIL GEOTECNICO: PERFIL A-A**

Para la elaboración del perfil geotécnico A-A se emplearon los parámetros obtenidos en campo mediante los sondeos GEO-1, GEO-2, GEO-3, y GEO-7 (Perforaciones) y los sondeos CPTu-1, CPTu-2, CPTu-3, y CPTu-7 (Piezocono).

En este perfil se puede observar del lado sur un potente estrato de arcillas de un espesor de hasta 22 metros con intercalaciones de arenas, mientras que del lado norte el estrato de arcillas va disminuyendo en espesor y existen más intercalaciones de arenas. Luego de este estrato se detecta una capa de arena a una profundidad variable entre 17 y 21 metros, estrato bajo el cual subyace otra capa de arcillas con intercalaciones de arenas muy densas.

Según el sondeo GEO-3, se detectó una capa de arcilla de 11 metros de espesor de consistencia entre muy blanda y firme, con valores de  $N_{60}$  registrados del orden de 2 a 6 golpes, e índices de plasticidad (IP) del orden de 20 a 30%. Según el sondeo GEO-2 este espesor de arcillas es del orden de 13 metros. Según los ensayos Torvane para medición de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, los valores medidos en esta capa de arcilla son del orden de 15 kPa. En los CPTu-1, CPTu-2 y CPTu-3 se corrobora mediante la estimación de  $I_c$  (Índice de material) la presencia de este estrato de arcillas en un espesor de hasta 21 metros en el caso del CPTu-1 con valores estimados de  $q_t$  menores a 500 kPa en los primeros 13 metros, correspondientes a arcillas muy blandas, y de 13 a 21 metros de profundidad, valores de  $q_t$  del orden de 1 a 2 MPa. En estos tres sondeos se detectaron intercalaciones de arena suelta con valores de  $q_t$  del orden de 3 a 7 MPa. Bajo este estrato de arcillas de espesor variable se detectó en el sondeo GEO-3 a 11 metros de profundidad una capa de 8 metros de arenas de compactación entre suelta y medianamente densa con valores de  $N_{60}$  registrados del orden de 6 a 25, mientras que en los sondeos GEO-2 y CPTu-3 el espesor de esta capa es del orden de 2 a 4 metros.

En los sondeos GEO-1, GEO-7 y CPTu-7, el estrato superficial de arcilla detectado tiene un espesor del orden de 5 a 9 metros con una consistencia entre muy blanda y firme, valores de  $N_{60}$  registrados del orden de 2 a 10 y valores de  $s_u$  del orden de 25 kPa. En estos sondeos, bajo esta capa superficial de arcilla subyace una capa de arenas de compacidad variable entre muy suelta y medianamente densa, de un espesor del orden de 4 a 12 metros, con valores de  $N_{60}$  registrados del orden de 2 a 13, y con intercalaciones de arcilla detectadas en los sondeos SPT; en el sondeo CPTu-7, sondeo en que el espesor de arenas es del orden de 4 metros subyace bajo esta capa un estrato de arcillas con valores de  $q_t$  del orden de 2 a 4 MPa.

A una profundidad variable entre 17 y 21 metros medidos desde el nivel del terreno natural, en todos los sondeos de este perfil geotécnico se detectó una capa de arena de un espesor variable entre 1 y 7 metros. La compacidad de este estrato según los sondeos GEO-2, GEO-3 y GEO-1 es muy densa con valores de  $N_{60}$  registrados del orden de 60 a 90 mientras que para el sondeo GEO-7 las arenas tienen una compacidad entre suelta y medianamente densa con valores de  $N_{60}$  registrados del orden de 6 a 26. En el sondeo CPTu-2 cercano a GEO-1, se estimaron valores de  $q_t$  del orden de 10 a 25 MPa, con lo que se corrobora la presencia de esta capa de arenas muy densas mientras que en el sondeo CPTu-7, para esta capa se estimaron valores de  $q_t$  del orden de 5 a 15 MPa, es decir la compacidad de estas arenas es entre suelta y medianamente densa como se detectó en el sondeo SPT.

Bajo esta capa de arena se identificaron en los sondeos CPTu, arcillas de consistencia muy rígida con valores estimados de  $s_u$  del orden de 80 a 300 kPa, cada uno de estos sondeos finalizó al detectar la presencia de lentes de arena intercalados en este estrato de arcilla, a profundidades variables entre 30 y 32 metros de profundidad medidos desde el nivel del terreno natural.

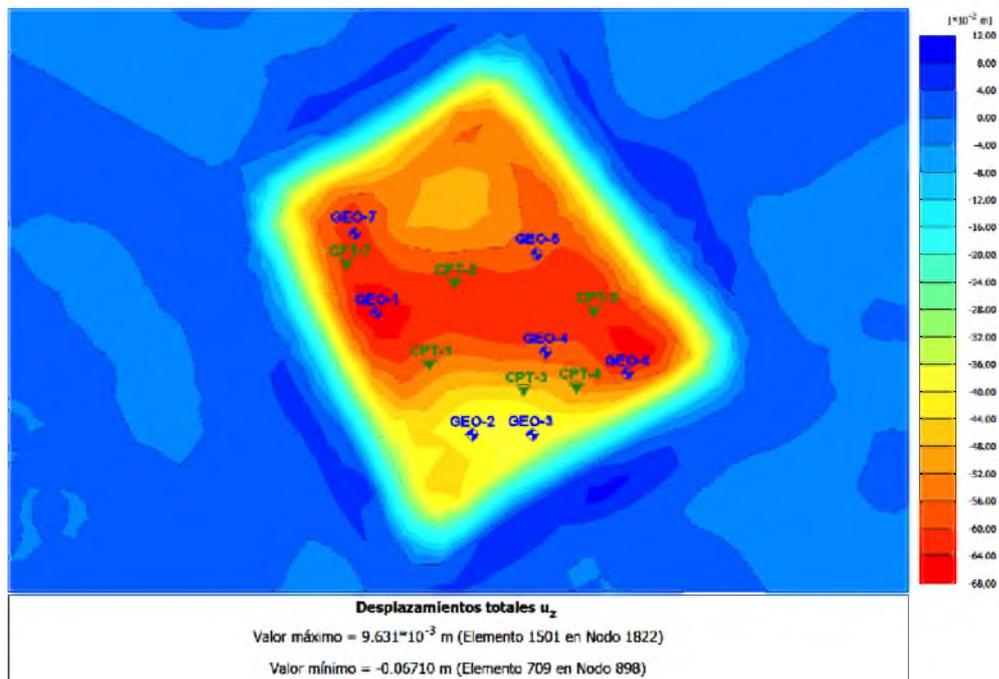
Según los sondeos SPT, bajo la capa de arenas detectada entre 17 y 21 metros de profundidad se corrobora la presencia de suelos finos hasta la

finalización de los sondeos a profundidades variables entre 35 y 40 metros, la consistencia de estas arcillas y limos es muy rígida con valores medidos de  $N_{60}$  en la finalización de los sondeos entre 40 y 75.

En general, los estratos de suelos finos detectados a diferentes profundidades en los sondeos realizados tienen intercalaciones de series limo-arenosas que aportan a estos suelos un comportamiento drenado, lo cual puede verificarse con las estimaciones de los coeficientes de consolidación ( $c_h$ ), que presentan una tendencia de valores mayores a 300  $m^2/año$ . Por lo tanto el drenaje de estos suelos finos es elevado por la presencia de las series limo-arenosas. En los ensayos de consolidación a partir de muestras obtenidas de tubos Shelby con alta presencia de arcillas, los coeficientes verticales medidos en laboratorio son del orden de 15  $m^2/año$ , debido a que estos ensayos son realizados en muestras escogidas con presencia casi absoluta de arcillas, sin embargo el comportamiento general del drenaje de los suelos finos detectados en el sitio del proyecto es elevado.

En todos los sondeos se detectó el nivel freático a profundidades variables entre 1 y 2 metros medidos desde el nivel del terreno natural.

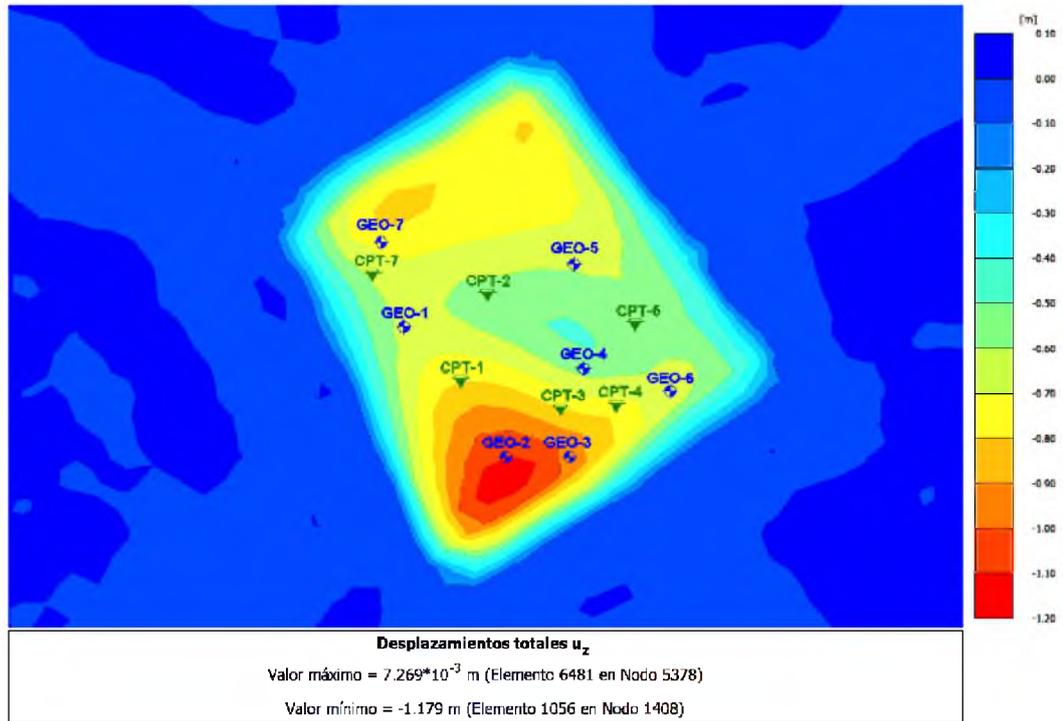
#### **ASENTAMIENTOS:**



Deformaciones inmediatas en plaxis 3D (Geoestudios, 2015)

| Perforación | Cota de proyecto +5.0 |
|-------------|-----------------------|
|             | Asentamientos (cm)    |
| Geo-1       | 7                     |
| Geo-2       | 4                     |
| Geo-3       | 4                     |
| Geo-4       | 6                     |
| Geo-5       | 6                     |
| Geo-6       | 6                     |
| Geo-7       | 6                     |

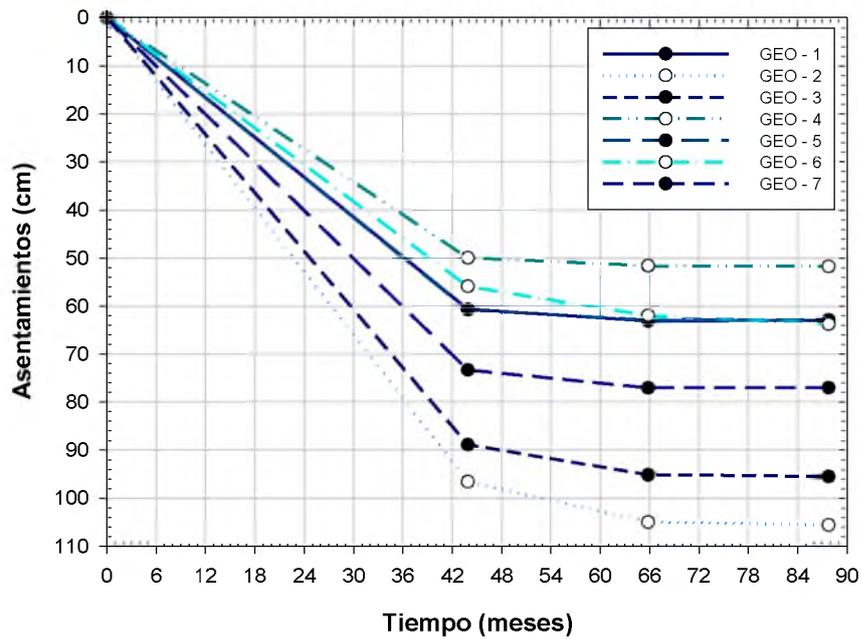
Resultados de asentamientos inmediatos mediante elementos finitos (Geoestudios, 2015)



Asentamientos por consolidación mediante elementos finitos (Geoestudios, 2015)

| Perforación | Cota de proyecto +5.0 |
|-------------|-----------------------|
|             | Asentamientos (cm)    |
| Geo-1       | 63                    |
| Geo-2       | 106                   |
| Geo-3       | 95                    |
| Geo-4       | 52                    |
| Geo-5       | 63                    |
| Geo-6       | 64                    |
| Geo-7       | 77                    |

Resumen de Asentamientos por consolidación primaria mediante elementos finitos (Geoestudios, 2015)



Curva Tiempo – Asentamientos, obtenida del análisis en Plaxis 3D (Geoestudios, 2015)

## ANÁLISIS DE LICUACIÓN:

Análisis del potencial de licuación utilizando datos de SPT

| SPT # | SUCS | ESPESOR (m) | N  | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |        | ESF. EFECTIVO (kN/m <sup>2</sup> ) | Cn   | (N1)60 | % Finos | (N1)60cs | alfa  | K sigma | K alfa | CRR   | CSR  | FS  | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|------|-------------|----|----|------------------------|----|--------|------------------------------------|------|--------|---------|----------|-------|---------|--------|-------|------|-----|---------------------------|
|       |      |             |    |    | CR                     | CS | CB     |                                    |      |        |         |          |       |         |        |       |      |     |                           |
| 1     | CH   | 6           |    |    |                        |    |        |                                    |      |        |         |          |       |         |        |       |      |     |                           |
| 2     | SM   | 6           | 7  | 1  | 1                      | 1  | 70,42  | 1,19                               | 8,3  | 19     | 9,88    |          | 1,08  | 1       | 0,098  | 0,366 | 0,26 | >95 |                           |
| 3     | CH   | 1,5         |    |    |                        |    |        |                                    |      |        |         |          |       |         |        |       |      |     |                           |
| 4     | SM   | 1,5         | 8  | 1  | 1                      | 1  | 105,17 | 0,98                               | 7,8  | 12     | 8,77    |          | 0,97  | 1       | 0,008  | 0,307 | 0,26 | >95 |                           |
| 5     | CH   | 0,9         |    |    |                        |    |        |                                    |      |        |         |          |       |         |        |       |      |     |                           |
| 6     | SM   | 1,6         | 12 | 1  | 1                      | 1  | 122,78 | 0,9                                | 10,7 | 21     | 12,64   |          | 0,93  | 1       | 0,103  | 0,289 | 0,35 | >95 |                           |
| 7     | SM   | 8,9         | 60 | 1  | 1                      | 1  | 160,53 | 0,79                               | 47,4 | 18     | 51,71   |          | 0,87  | 1       | NL     | 0,274 |      | <5  |                           |
| 8     | CL   | 2,6         |    |    |                        |    |        |                                    |      |        |         |          |       |         |        |       |      |     |                           |
| 9     | MH   | 1           | 42 | 1  | 1                      | 1  | 214,81 | 0,68                               | 28,5 | 95     | 34,23   |          | 0,74  | 1       | 0,421  | 0,257 | 1,63 | <5  |                           |
| 10    | SM   | 1           | 60 | 1  | 1                      | 1  | 22     | 0,67                               | 40,2 | 19     | 44,2    |          | 0,73  | 1       | NL     | 0,255 |      | <5  |                           |
| 11    | MH   | 2           | 60 | 1  | 1                      | 1  | 232,79 | 0,65                               | 39   | 52     | 45      |          | 0,716 | 1       | NL     | 0,252 |      | <5  |                           |
| 12    | SM   | 2           | 45 | 1  | 1                      | 1  | 247,1  | 0,64                               | 28,8 | 40     | 34,58   |          | 0,7   | 1       | 0,414  | 0,248 | 1,66 | <5  |                           |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-1 (Geoestudios, 2015)

| SPT # | SUCS | ESPESOR (m) | N  | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |    | ESF. EFECTIVO (kN/m2) | Cn   | (N1)60 | % Finos | (N1)60cs | alfa | K sigma | K alfa | CRR   | CSR   | FS   | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|------|-------------|----|----|------------------------|----|----|-----------------------|------|--------|---------|----------|------|---------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
|       |      |             |    |    | CR                     | CS | CB |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 1     | CH   | 16          |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 2     | SM   | 1,5         | 4  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 99,82                 | 1    | 4      | 23      | 5,51     |      | 0,99    | 1      | 0,64  | 0,315 | 0,2  | > 95                      |
| 3     | SM   | 2           | 25 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 111,65                | 0,95 | 23,7   | 21      | 26,74    |      | 0,96    | 1      | 0,305 | 0,3   | 1,01 | < 5                       |
| 4     | SM   | 3           | 15 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 129,63                | 0,88 | 13,2   | 18      | 15,05    |      | 92      | 1      | 0,121 | 0,289 | 0,41 | > 95                      |
| 5     | CH   | 2           |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 6     | SM   | 1,5         | 50 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 160,19                | 0,79 | 39,5   | 19      | 43,45    |      | 0,87    | 1      | NL    | 0,276 |      | < 5                       |
| 7     | CH   | 17          |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-2  
(Geoestudios, 2015)

| SPT # | SUCS | ESPESOR (m) | N  | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |    | ESF. EFECTIVO (kN/m2) | Cn   | (N1)60 | % Finos | (N1)60cs | alfa | K sigma | K alfa | CRR   | CSR   | FS   | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|------|-------------|----|----|------------------------|----|----|-----------------------|------|--------|---------|----------|------|---------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
|       |      |             |    |    | CR                     | CS | CB |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 1     | CH   | 1,5         |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 2     | MH   | 2,5         | 3  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 31,73                 | 1,6  | 4,8    | 94      | 7,22     |      | 1,34    | 1      | 0,1   | 0,298 | 0,33 | > 95                      |
| 3     | CH   | 1,5         |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 4     | SM   | 2           | 12 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 54,94                 | 1,35 | 16,2   | 23      | 18,84    |      | 1,15    | 1      | 0,205 | 0,75  | 0,54 | > 95                      |
| 5     | SM   | 1,5         | 2  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 65,78                 | 1,24 | 2,4    | 45      | 4,48     |      | 1,1     | 1      | 0,066 | 0,371 | 0,17 | > 95                      |
| 6     | CH   | 1,5         |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 7     | SC   | 1,5         | 10 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 86,6                  | 1,08 | 10,8   | 39      | 14,06    |      | 1,05    | 1      | 0,126 | 0,336 | 0,37 | > 95                      |
| 8     | SM   | 3           | 17 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 102,78                | 0,99 | 16,6   | 25      | 19,73    |      | 0,98    | 1      | 0,184 | 0,306 | 0,59 | 93                        |
| 9     | SM   | 2           | 5  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 120,75                | 0,91 | 4,5    | 15      | 5,52     |      | 0,94    | 1      | 0,06  | 0,29  | 0,02 | > 95                      |
| 10    | CH   | 4           |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 11    | SM   | 2,5         | 55 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 165,69                | 0,78 | 12,8   | 20      | 47,22    |      | 0,86    | 1      | NL    | 0,271 |      |                           |
| 12    | SM   | 1,5         | 21 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 180,07                | 0,75 | 15,7   | 91      | 19,64    |      | 0,84    | 1      | 0,157 | 0,267 | 0,58 | 94                        |
| 13    | MH   | 1           | 42 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 189,06                | 0,73 | 90,6   | 44      | 96,59    |      | 0,81    | 1      | NL    | 0,264 |      |                           |
| 14    | SM   | 2           | 70 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 19984                 | 0,71 | 49,6   | 13      | 52,82    |      | 0,762   | 1      | NL    | 0,261 |      |                           |
| 15    | SM   | 1,5         | 11 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 212,42                | 0,69 | 7,5    | 16      | 8,78     |      | 0,851   | 1      | 0,066 | 0,257 | 0,25 | > 95                      |
| 16    | CH   | 3           |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 17    | MH   | 2           | 50 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 246,57                | 0,64 | 32     | 90      | 38       |      | 0,7     | 1      | NL    | 0,248 |      |                           |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-3  
(Geoestudios, 2015)

| SPT # | SUCS | ESPESOR (m) | N  | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |    | ESF. EFECTIVO (kN/m2) | Cn   | (N1)60 | % Finos | (N1)60cs | alfa | K sigma | K alfa | CRR   | CSR   | FS   | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|------|-------------|----|----|------------------------|----|----|-----------------------|------|--------|---------|----------|------|---------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
|       |      |             |    |    | CR                     | CS | CB |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 1     | CH   | 3,5         |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 2     | SM   | 5           | 13 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 56,331                | 1,34 | 17,4   | 18      | 19,55    |      | 1,15    | 1      | 0,215 | 0,352 | 0,61 | > 95                      |
| 3     | SM   | 6           | 5  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 95,86                 | 1,02 | 5,1    | 18      | 6,36     |      | 1       | 1      | 0,069 | 0,316 | 0,21 | > 95                      |
| 4     | SM   | 10,5        | 40 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 155,17                | 0,8  | 32     | 18      | 35,2     |      | 0,87    | 1      | 0,594 | 0,27  | 2,19 | < 5                       |
| 5     | CL   | 3           |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |
| 6     | SM   | 1           | 60 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 218,09                | 0,68 | 40,8   | 15      | 43,99    |      | 0,735   | 1      | NL    | 0,252 |      |                           |
| 7     | CH   | 6           |    |    |                        |    |    |                       |      |        |         |          |      |         |        |       |       |      |                           |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-4  
(Geoestudios, 2015)

| SPT # | SUCS | ESPESOR (m) | N  | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |    | ESF. EFECTIVO (kN/m <sup>2</sup> ) | Cn   | (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> | % Finos | (N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub> | alfa | K sigma | K alfa | CRR   | CSR   | FS   | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|------|-------------|----|----|------------------------|----|----|------------------------------------|------|---------------------------------|---------|-----------------------------------|------|---------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
|       |      |             |    |    | CR                     | CS | CB |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 1     | CH   | 4,4         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 2     | SM   | 5,5         | 12 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 55,04                              | 1,35 | 16,2                            | 22      | 18,72                             |      | 1,15    | 1      | 0,203 | 0,403 | 0,5  | >95                       |
| 3     | CH   | 3,5         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 4     | SM   | 3,5         | 16 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 109,81                             | 0,96 | 15,3                            | 25      | 18,08                             |      | 0,96    | 1      | 0,16  | 0,307 | 0,52 | >95                       |
| 5     | CH   | 3           |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 6     | SM   | 4           | 60 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 158,35                             | 0,79 | 47,4                            | 18      | 51,71                             |      | 0,87    | 1      | NL    | 0,28  |      |                           |
| 7     | CL   | 5           |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 8     | SM   | 5           | 30 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 226,65                             | 0,66 | 19,8                            | 23      | 22,77                             |      | 0,753   | 1      | 0,186 | 0,257 | 0,72 | 71                        |
| 9     | CH   | 1           |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-5  
(Geoestudios, 2015)

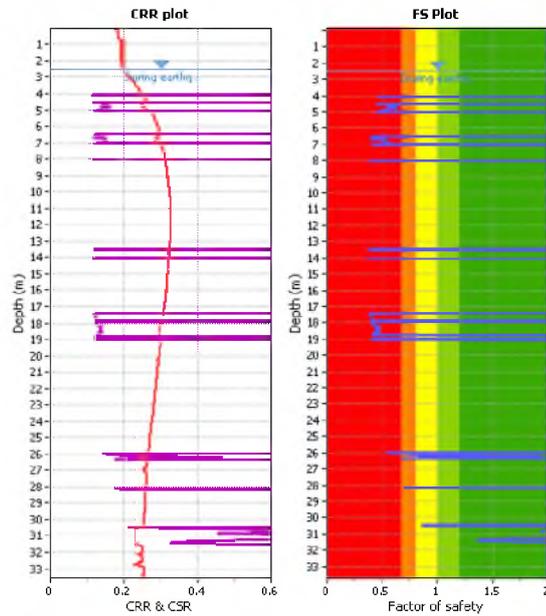
| SPT # | SUCS | ESPESOR (m) | N  | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |    | ESF. EFECTIVO (kN/m <sup>2</sup> ) | Cn   | (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> | % Finos | (N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub> | alfa | K sigma | K alfa | CRR   | CSR   | FS   | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|------|-------------|----|----|------------------------|----|----|------------------------------------|------|---------------------------------|---------|-----------------------------------|------|---------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
|       |      |             |    |    | CR                     | CS | CB |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 1     | CH   | 2,2         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 2     | SM   | 7,4         | 7  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 51,23                              | 1,4  | 9,8                             | 17      | 11,31                             |      | 1,18    | 1      | 0,119 | 0,372 | 0,31 | > 95                      |
| 3     | CH   | 1           |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 4     | SM   | 0,5         | 3  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 83,12                              | 1,1  | 3,3                             | 15      | 4,21                              |      | 1,03    | 1      | 0,061 | 0,343 | 0,17 | > 95                      |
| 5     | CH   | 3,1         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 6     | SM   | 0,5         | 4  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 109,01                             | 0,96 | 3,8                             | 15      | 4,77                              |      | 0,96    | 1      | 0,059 | 0,301 | 0,19 | > 95                      |
| 7     | CHH  | 1,5         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 8     | SM   | 1           | 8  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 125,18                             | 0,89 | 7,1                             | 13      | 8,11                              |      | 0,93    | 1      | 0,073 | 0,287 | 0,25 | > 95                      |
| 9     | CH   | 2,5         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 10    | SM   | 6,4         | 50 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 169,76                             | 0,77 | 38,5                            | 17      | 41,96                             |      | 0,95    | 1      | NL    | 0,27  |      | <5                        |
| 11    | CH   | 4,8         |    |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 12    | SM   | 4,15        | 65 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 242,16                             | 0,64 | 41,6                            | 15      | 44,84                             |      | 0,705   | 1      | NL    | 0,249 |      | <5                        |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-6  
(Geoestudios, 2015)

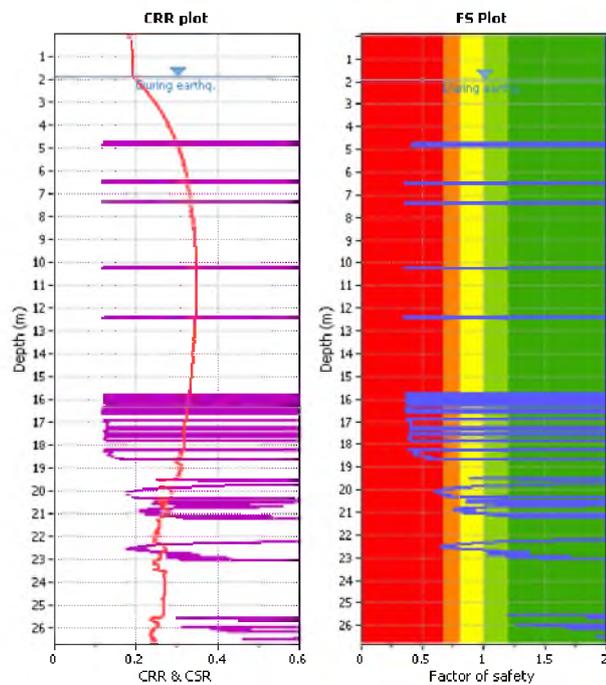
| SPT # | SUCS  | ESPESOR (m) | N   | CE | FACTORES DE CORRECCION |    |    | ESF. EFECTIVO (kN/m <sup>2</sup> ) | Cn   | (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> | % Finos | (N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub> | alfa | K sigma | K alfa | CRR   | CSR   | FS   | PROBABILIDAD DE LICUACION |
|-------|-------|-------------|-----|----|------------------------|----|----|------------------------------------|------|---------------------------------|---------|-----------------------------------|------|---------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
|       |       |             |     |    | CR                     | CS | CB |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 1     | CH    | 5           |     |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 2     | SM    | 2,5         | 2   | 1  | 1                      | 1  | 1  | 53,4                               | 1,37 | 2,7                             | 20      | 3,91                              |      | 1,16    | 1      | 0,067 | 0,374 | 0,17 | > 95                      |
| 3     | SM    | 4,5         | 6   | 1  | 1                      | 1  | 1  | 75,06                              | 1,16 | 6,9                             | 18      | 8,29                              |      | 1,06    | 1      | 0,085 | 0,358 | 0,26 | > 95                      |
| 4     | CH    | 2,5         |     |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 5     | SM    | 3,5         | 8   | 1  | 1                      | 1  | 1  | 119,55                             | 0,92 | 7,3                             | 19      | 8,8                               |      | 0,94    | 1      | 0,078 | 0,293 | 0,26 | > 95                      |
| 6     | SM    | 4           | 20  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 146,51                             | 0,83 | 16,6                            | 16      | 18,46                             |      | 0,89    | 1      | 0,152 | 0,281 | 0,54 | > 95                      |
| 7     | SP-SM | 2,3         | 10  | 1  | 1                      | 1  | 1  | 169,16                             | 0,77 | 7,7                             | 11      | 8,58                              |      | 0,85    | 1      | 0,069 | 0,272 | 0,25 | > 95                      |
| 8     | CL    | 10,5        |     |    |                        |    |    |                                    |      |                                 |         |                                   |      |         |        |       |       |      |                           |
| 9     | SM    | 0,5         | 100 | 1  | 1                      | 1  | 1  | 252,56                             | 0,63 | 63                              | 17      | 68,13                             |      | 0,693   | 1      | NL    | 0,247 |      |                           |

Resultados de los análisis del potencial de licuación para el sondeo Geo-7  
(Geoestudios, 2015)

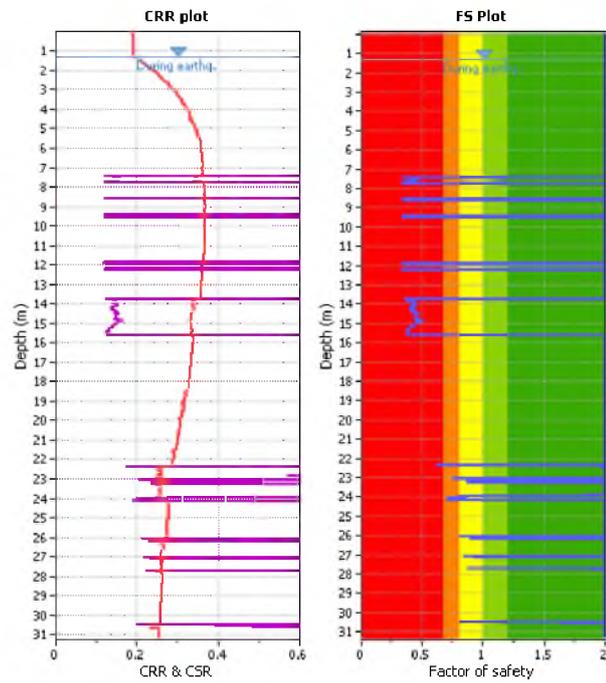
## Análisis del potencial de licuación utilizando datos de CPT



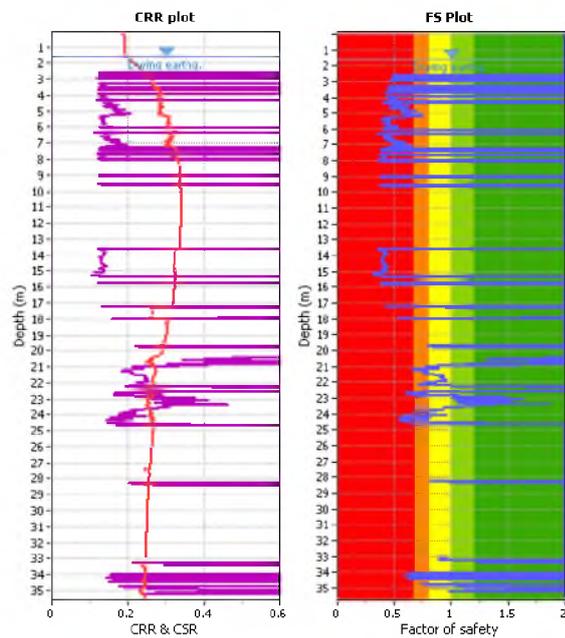
Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-1.



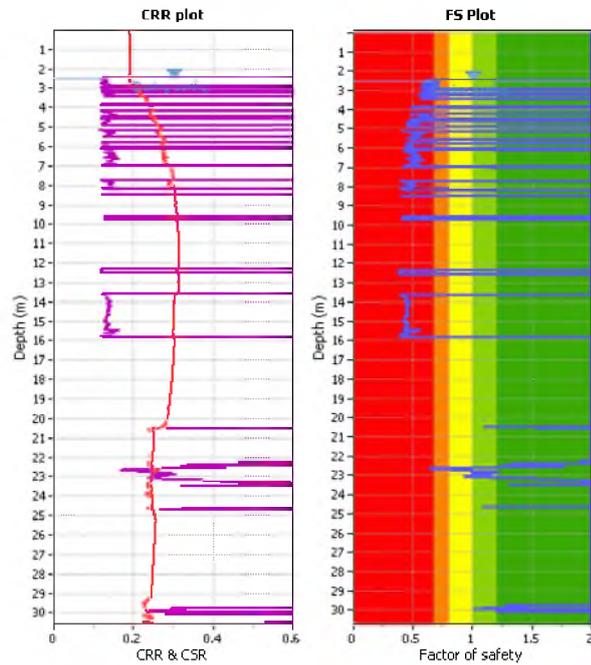
Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-2.



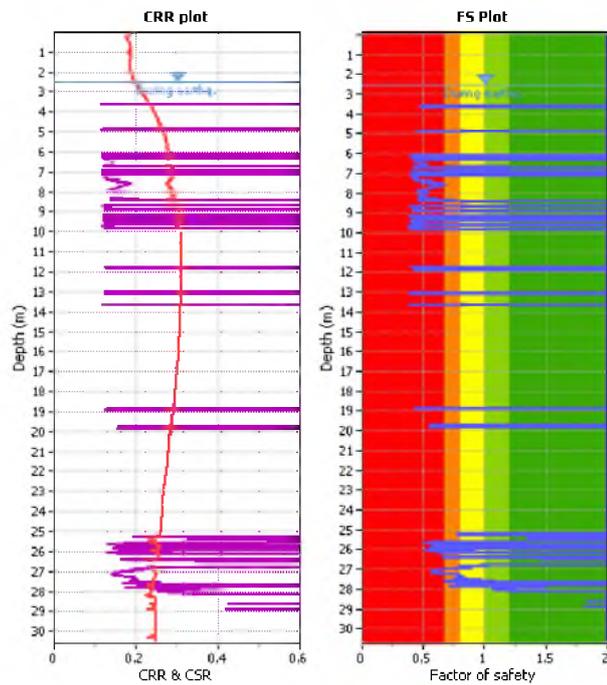
Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-3.



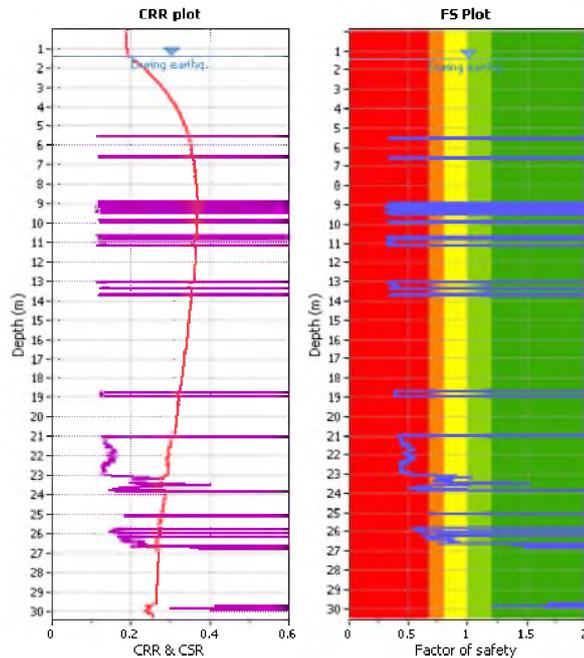
Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-4.



Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-5.



Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-6.



Evaluación de la tasa de esfuerzo cíclico (CSR), la tasa de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad (FS) a partir del ensayo CPTu-7.

### Análisis del potencial de licuación utilizando datos de REMI+MASW

| Tasa de Resistencia Cíclica (CRR) |                 |          |         |      |           |         |      |           |
|-----------------------------------|-----------------|----------|---------|------|-----------|---------|------|-----------|
| #                                 | Profundidad (m) | Vs (m/s) | Finos % | n    | Vs1 (m/s) | CRR 7,5 | FS   | Licuación |
| 1                                 | 4,4             | 220      | 95      | 1,18 | 260,23    | 4       | 2    | NO        |
| 2                                 | 6,8             | 210      | 18      | 1,1  | 231,16    | 0,469   | 1,63 | SI        |
| 3                                 | 12,7            | 200      | 82      | 0,99 | 197,97    | 4       | 2    | NO        |
| 4                                 | 15              | 150      | 20      | 0,95 | 143,17    | 0,091   | 0,33 | SI        |
| 5                                 | 19              | 175      | 20      | 0,9  | 157,4     | 0,108   | 0,42 | SI        |
| 6                                 | 21              | 190      | 20      | 0,88 | 166,65    | 4       | 2    | SI        |
| 7                                 | 23              | 220      | 75      | 0,86 | 189,62    | 4       | 2    | NO        |
| 8                                 | 27              | 260      | 15      | 0,84 | 217,12    | 4       | 2    | SI        |
| 9                                 | 29,3            | 330      | 15      | 0,82 | 269,68    | 4       | 2    | SI        |
| 10                                | 31,7            | 330      | 95      | 0,8  | 265,44    | 4       | 2    | NO        |
| 11                                | 34              | 330      | 19      | 0,79 | 260,51    | 4       | 2    | SI        |
| 12                                | 37              | 330      | 95      | 0,78 | 256,07    | 4       | 2    | NO        |
| 13                                | 39,2            | 430      | 95      | 0,77 | 329,73    | 4       | 2    | NO        |
| 14                                | 42,9            | 430      | 17      | 0,75 | 321,71    | 4       | 2    | SI        |

Resultados de análisis de licuación estimados a partir del REMI+MASW 1

| Tasa de Resistencia Cíclica (CRR) |                 |          |         |      |           |       |         |      |           |
|-----------------------------------|-----------------|----------|---------|------|-----------|-------|---------|------|-----------|
| #                                 | Profundidad (m) | Vs (m/s) | Finos % | n    | Vs1 (m/s) | Vs1c  | CRR 7,5 | F.S. | Licuación |
| 1                                 | 5               | 82       | 97      | 0,25 | 100,08    | 200   | 4       | 2    | NO        |
| 2                                 | 11,5            | 200      | 20      | 0,25 | 204,66    | 207,5 | 1,066   | 3,6  | SI        |
| 3                                 | 13,5            | 295      | 99      | 0,25 | 292,54    | 200   | 4       | 2    | NO        |
| 4                                 | 15,5            | 310      | 12      | 0,25 | 296,45    | 211,5 | 0,5     | 1,79 | SI        |
| 5                                 | 16,6            | 305      | 75      | 0,25 | 287,71    | 200   | 4       | 2    | NO        |
| 6                                 | 19,3            | 305      | 21      | 0,25 | 276,47    | 207   | 0,5     | 1,95 | SI        |
| 7                                 | 20,3            | 300      | 72      | 0,25 | 269,2     | 200   | 4       | 2    | NO        |
| 8                                 | 24,2            | 300      | 15      | 0,25 | 256,38    | 210   | 0,5     | 2,22 | SI        |
| 9                                 | 27,8            | 315      | 92      | 0,25 | 262,38    | 200   | 4       | 2    | NO        |
| 10                                | 32,8            | 335      | 20      | 0,25 | 266,91    | 207,5 | 0,5     | 2,26 | SI        |
| 11                                | 38              | 350      | 92      | 0,25 | 270,59    | 200   | 4       | 2    | NO        |
| 12                                | 40              | 370      | 92      | 0,25 | 283,01    | 200   | 4       | 2    | NO        |

Resultados de análisis de licuación estimados a partir del REMI+MASW 2

Donde:

Profundidad: Profundidad desde la superficie libre donde se realizó la medición de Vs

Vs: Velocidad de onda de corte estimada

n: Exponente de normalización de esfuerzos

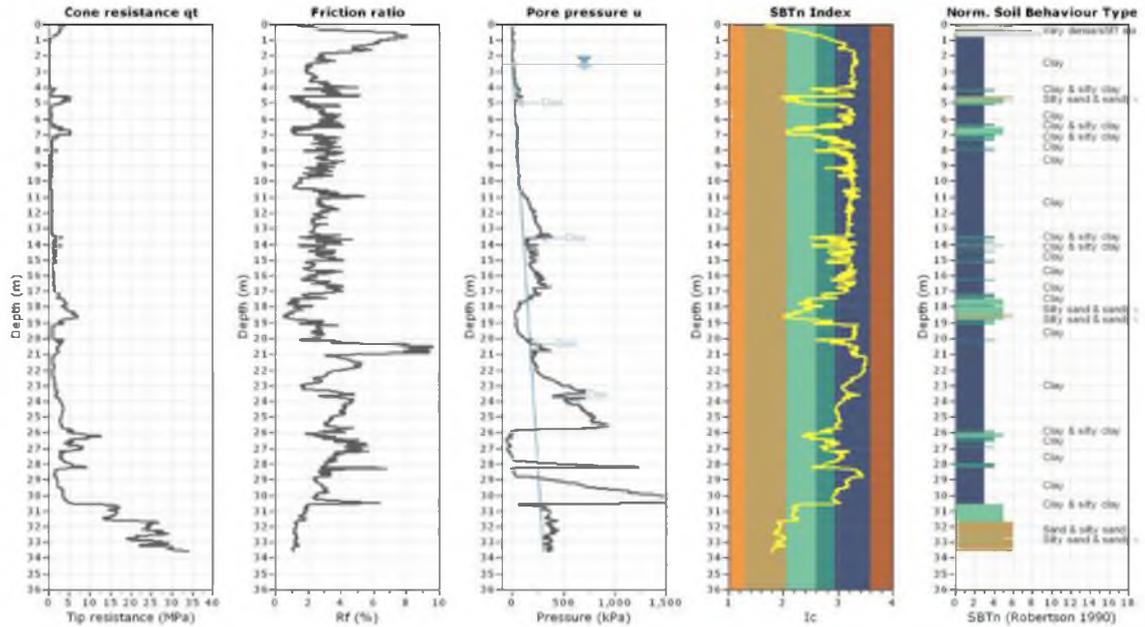
Vs<sub>1</sub>: Velocidad de onda cortante normalizada

Vs<sub>1c</sub>: Valor crítico de Vs<sub>1</sub>, el cual separa el comportamiento de contracción y dilatación.

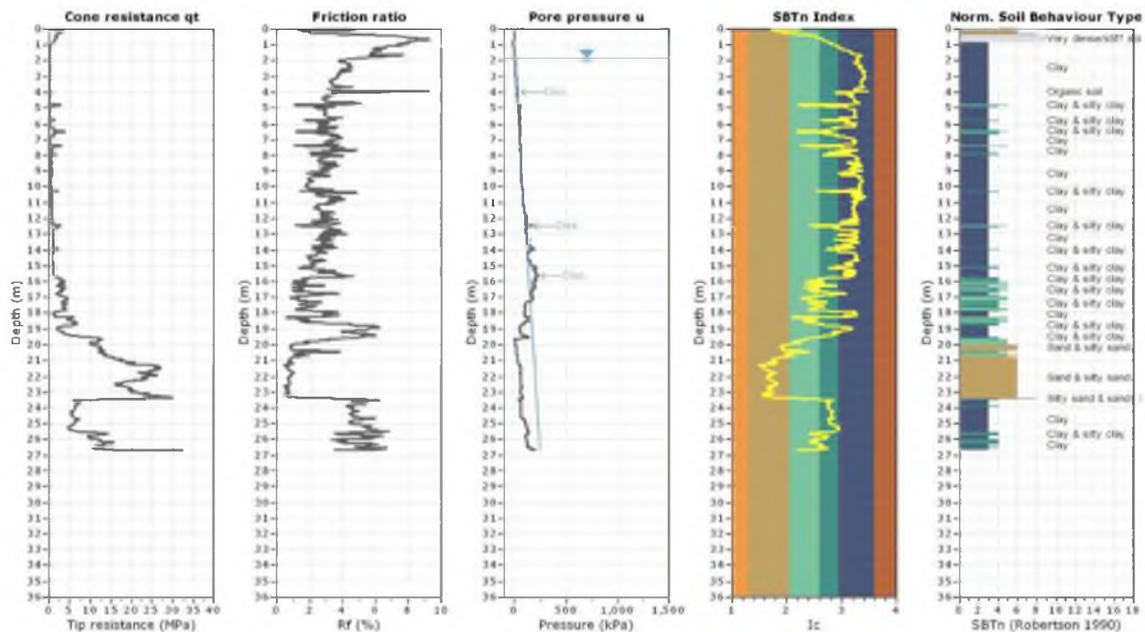
CRR<sub>7.5</sub>: Tasa de resistencia cíclica para M<sub>w</sub> 7.5

FS: Factor de seguridad contra licuación

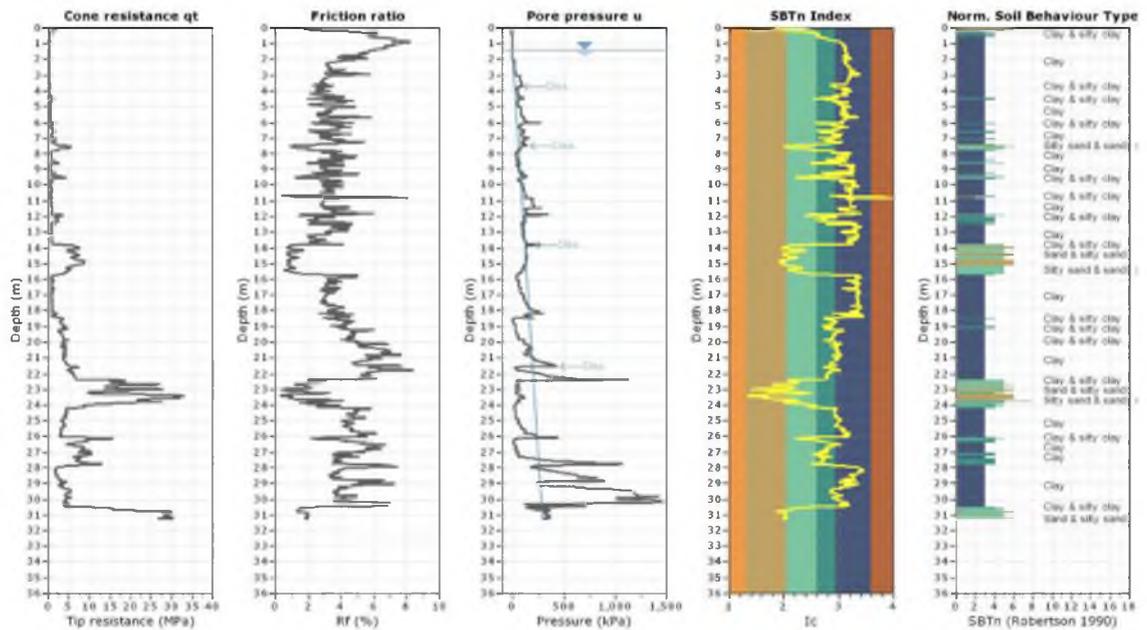
## ENSAYOS CPT REALIZADOS EN PROYECTO ESCLUSAS



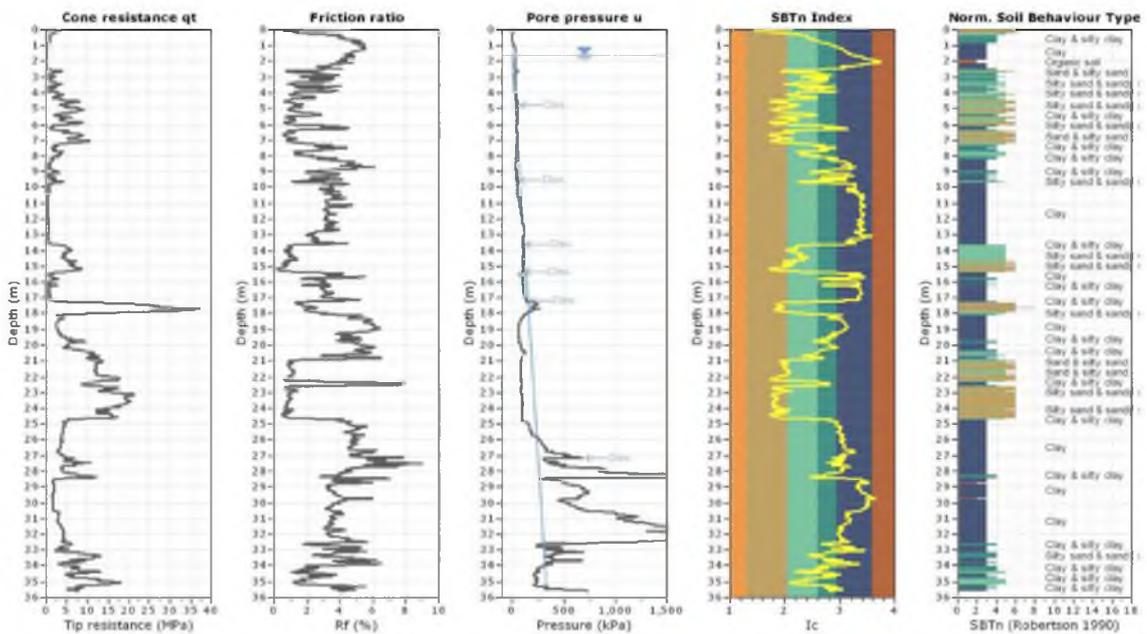
Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-1 y estimación de índice de material según Robertson, 2009



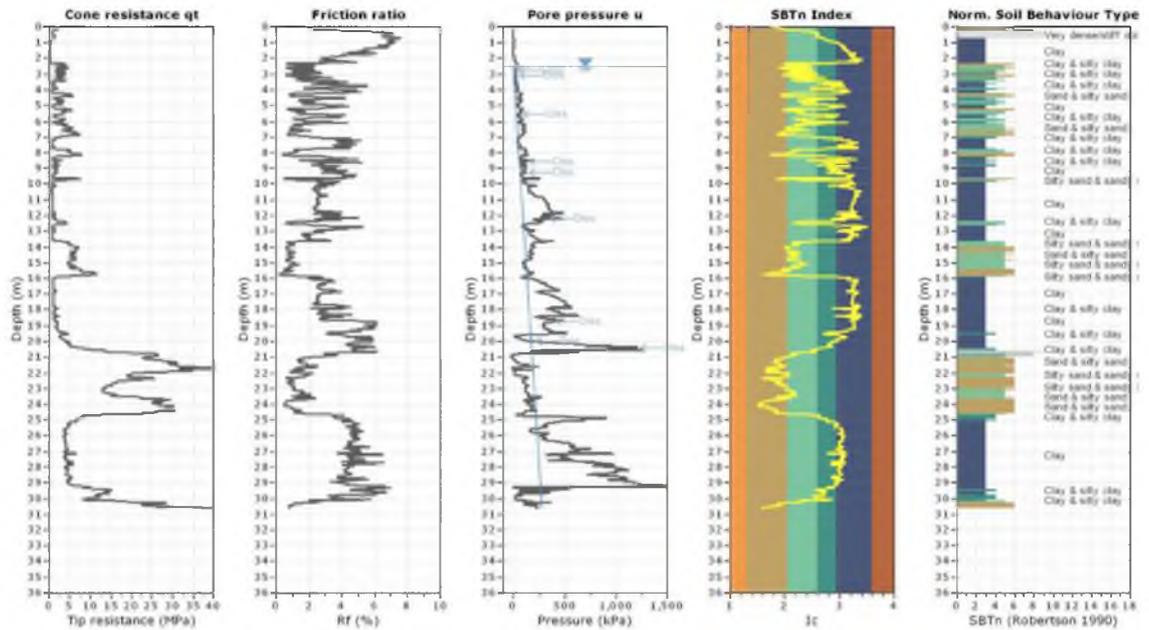
Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-2 y estimación de índice de material según Robertson, 2009



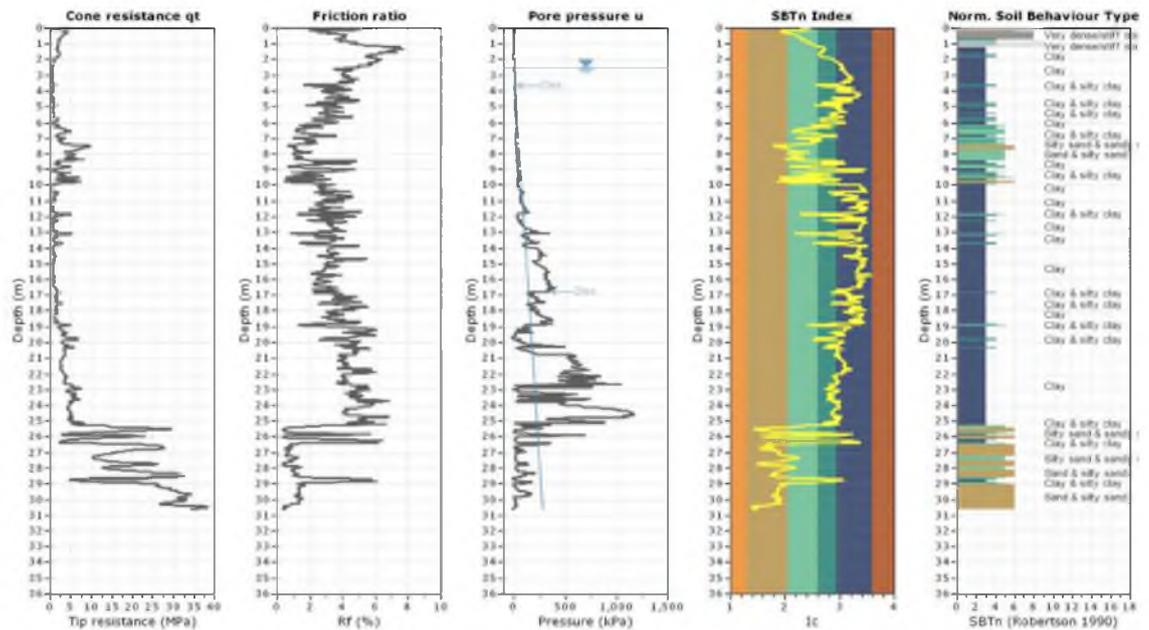
Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-3 y estimación de índice de material según Robertson, 2009



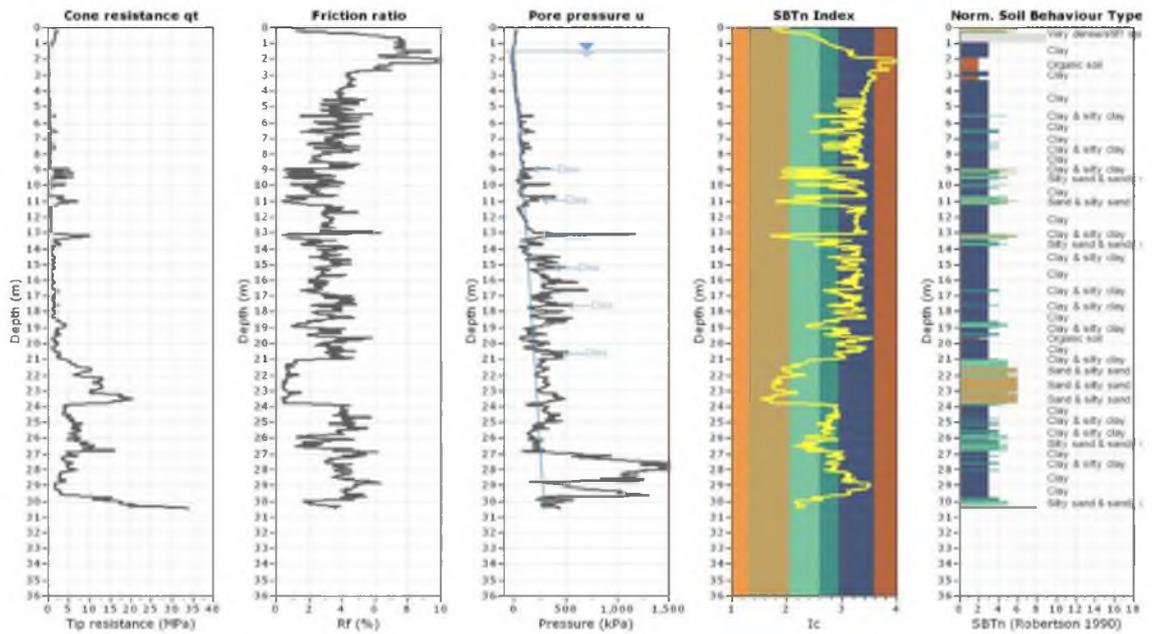
Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-4 y estimación de índice de material según Robertson, 2009



Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-5 y estimación de índice de material según Robertson, 2009



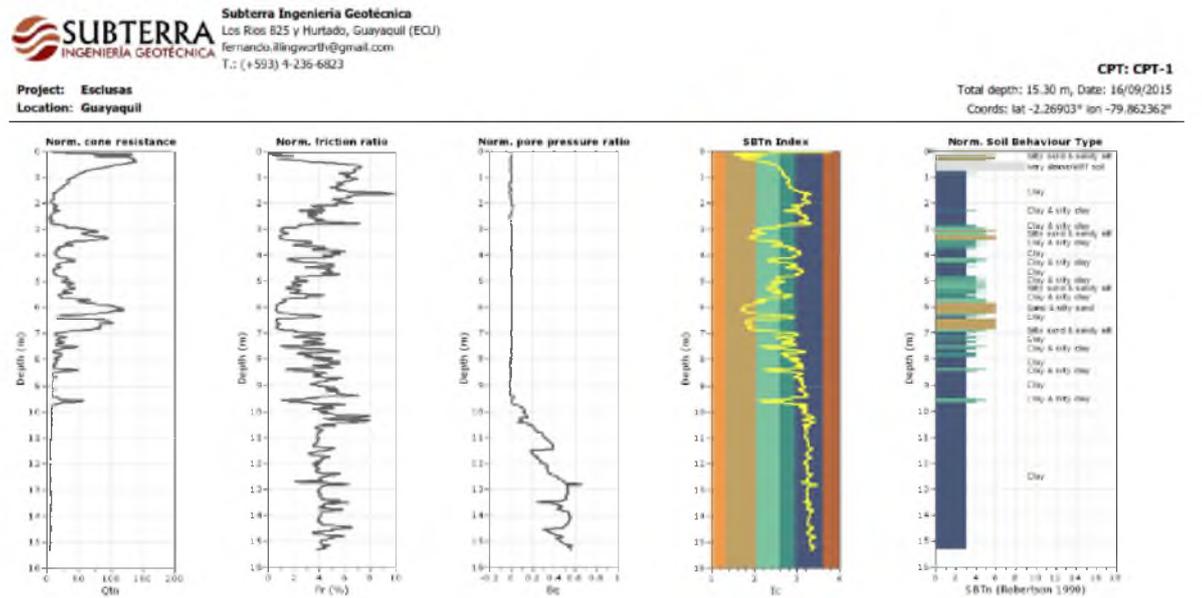
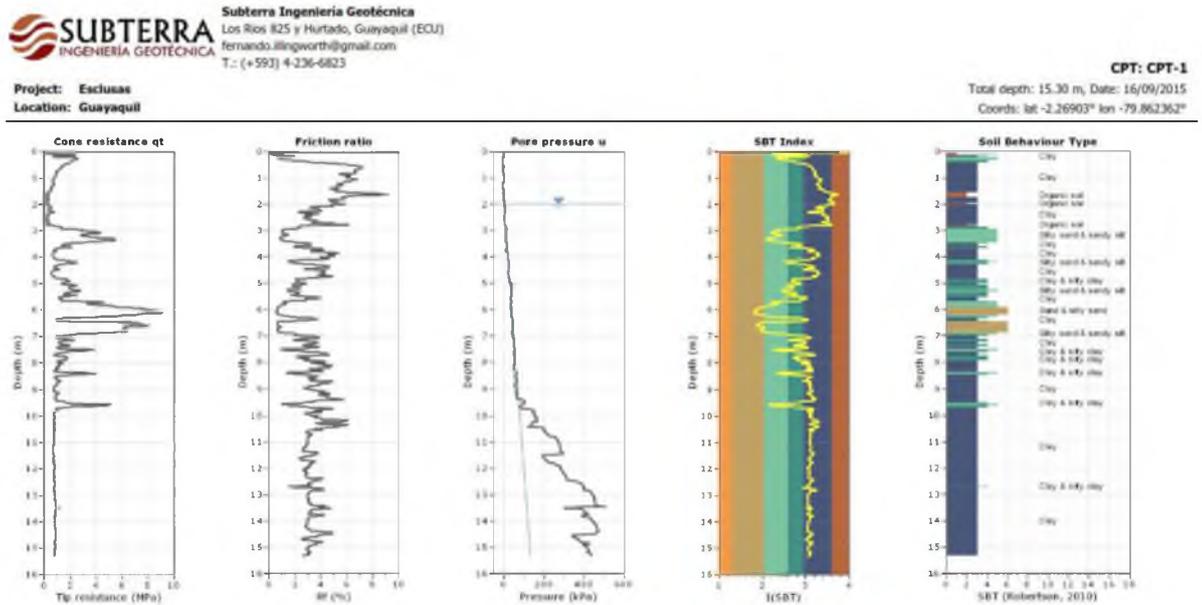
Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-6 y estimación de índice de material según Robertson, 2009

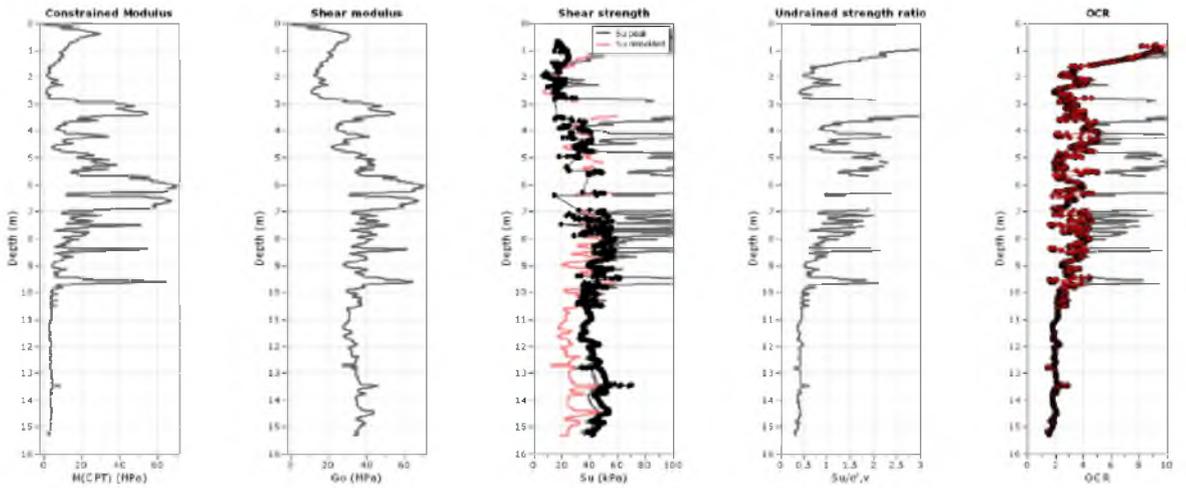
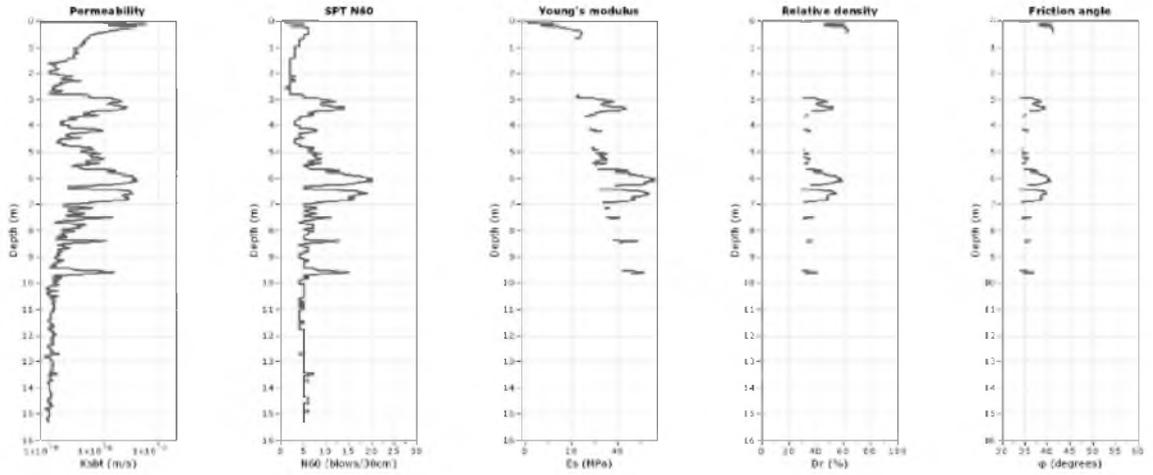


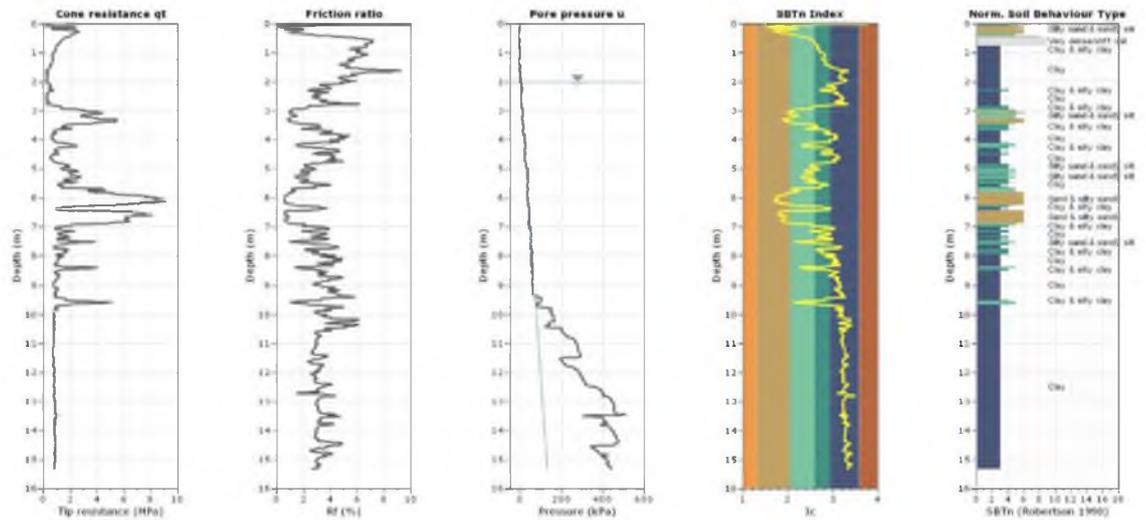
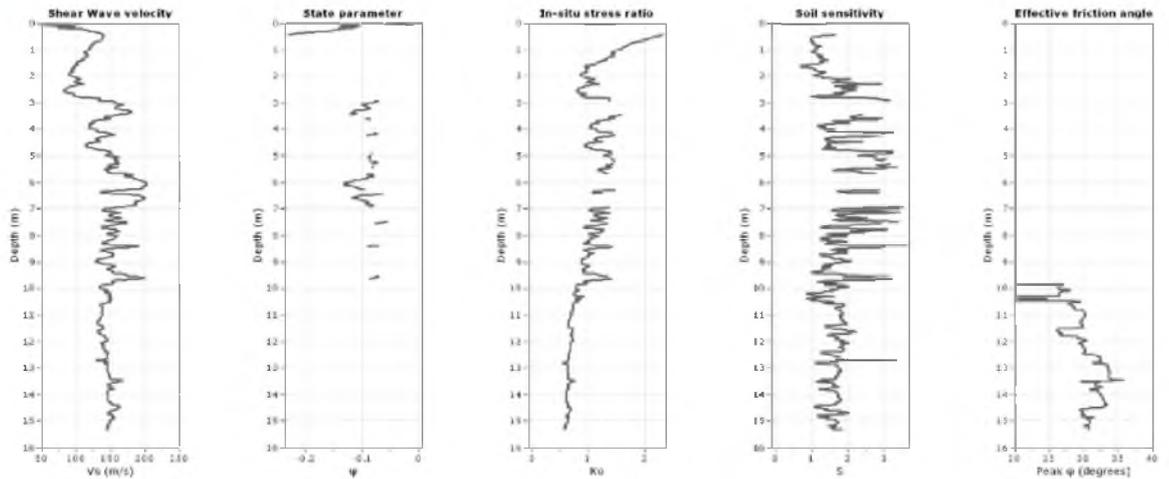
Variación de parámetros medidos en ensayo CPTu-7 y estimación de índice de material según Robertson, 2009

# ENSAYOS CPT -1 y CPT-2 fuera y dentro de la zona de instalación de las pilas de agregado apisonado, respectivamente.

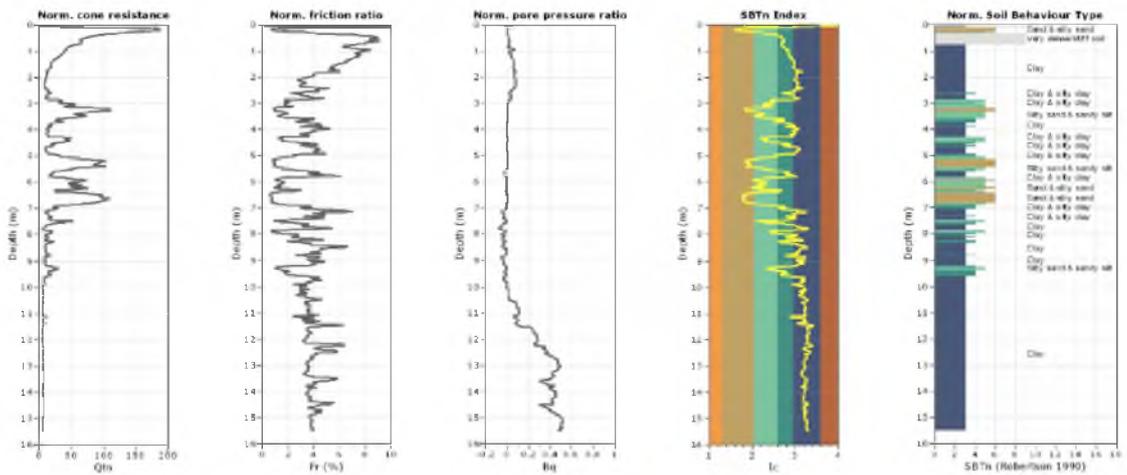
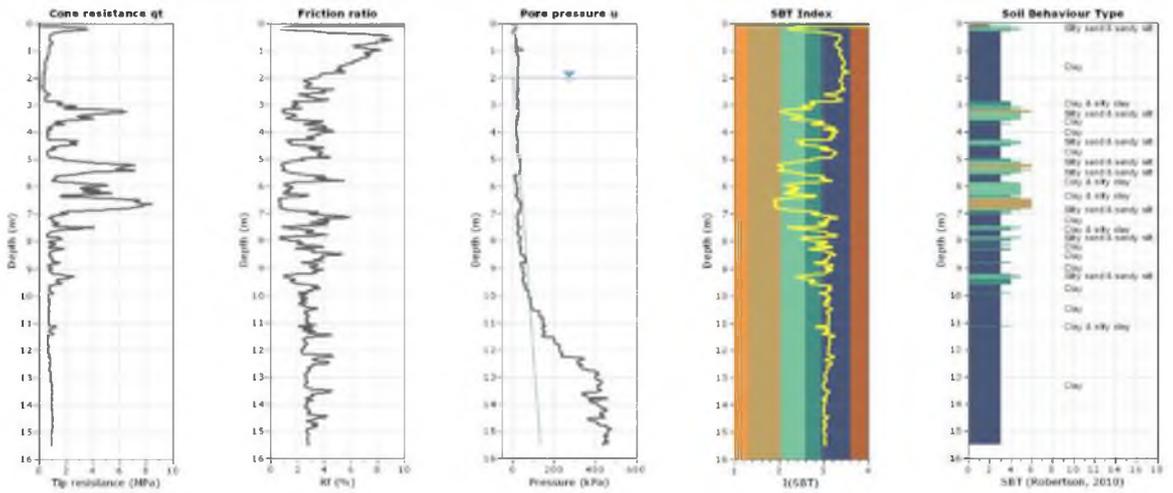
## CPT-1 (FUERA)







# CPT-2 ( DENTRO )

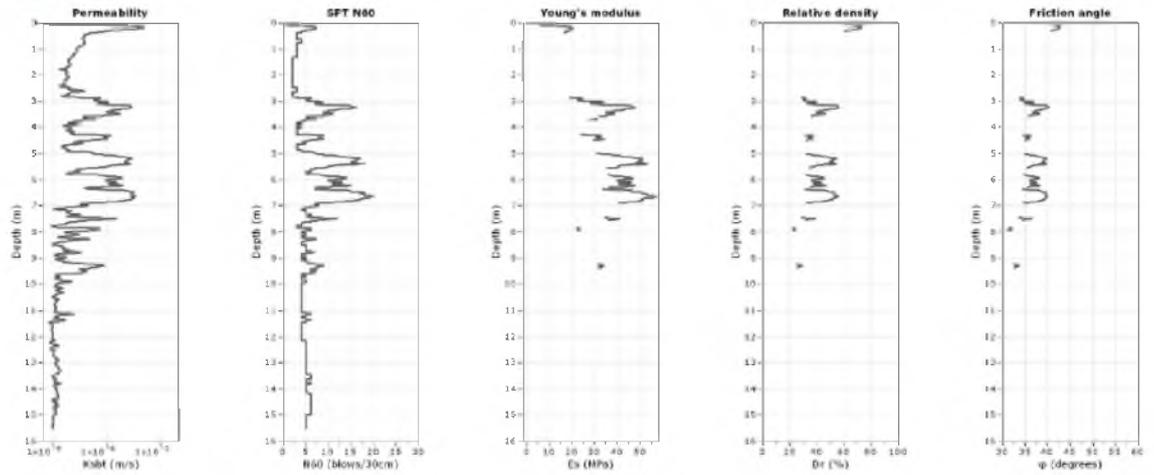




Subterra Ingeniería Geotécnica  
Los Ríos 825 y Hurtado, Guayaquil (ECU)  
fernando.ilingworth@gmail.com  
T.: (+593) 4-236-6823

Project: Esclusas  
Location: Guayaquil

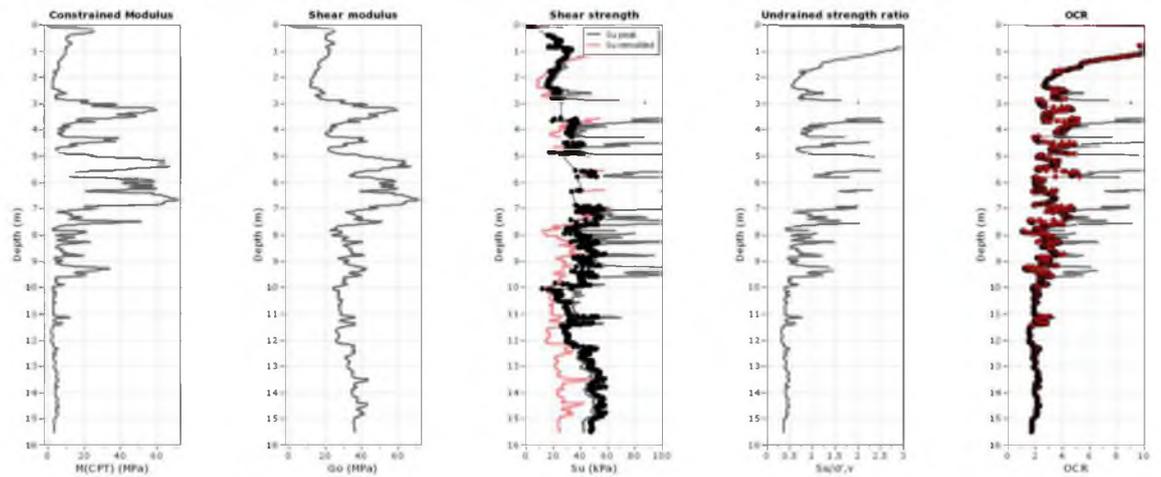
CPT: CPT-2  
Total depth: 15.50 m, Date: 16/09/2015  
Coords: lat -2.269032° lon -79.862185°



Subterra Ingeniería Geotécnica  
Los Ríos 825 y Hurtado, Guayaquil (ECU)  
fernando.ilingworth@gmail.com  
T.: (+593) 4-236-6823

Project: Esclusas  
Location: Guayaquil

CPT: CPT-2  
Total depth: 15.50 m, Date: 16/09/2015  
Coords: lat -2.269032° lon -79.862185°



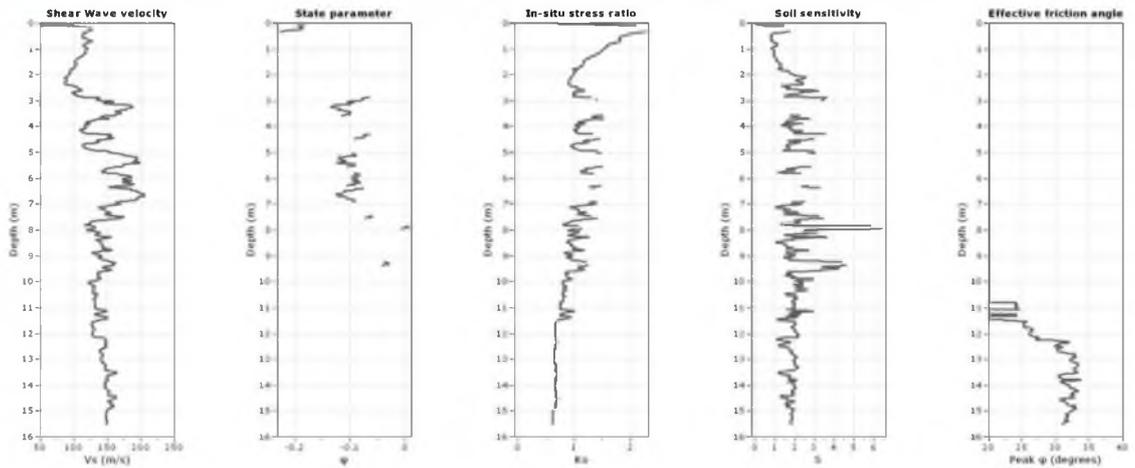


Subterra Ingeniería Geotécnica  
 Los Ríos 825 y Hurtado, Guayaquil (ECU)  
 fernando.ilingworth@gmail.com  
 T.: (+593) 4-236-6823

Project: Esclusas  
 Location: Guayaquil

CPT: CPT-2

Total depth: 15.50 m, Date: 16/09/2015  
 Coords: lat -2.269032° lon -79.862185°

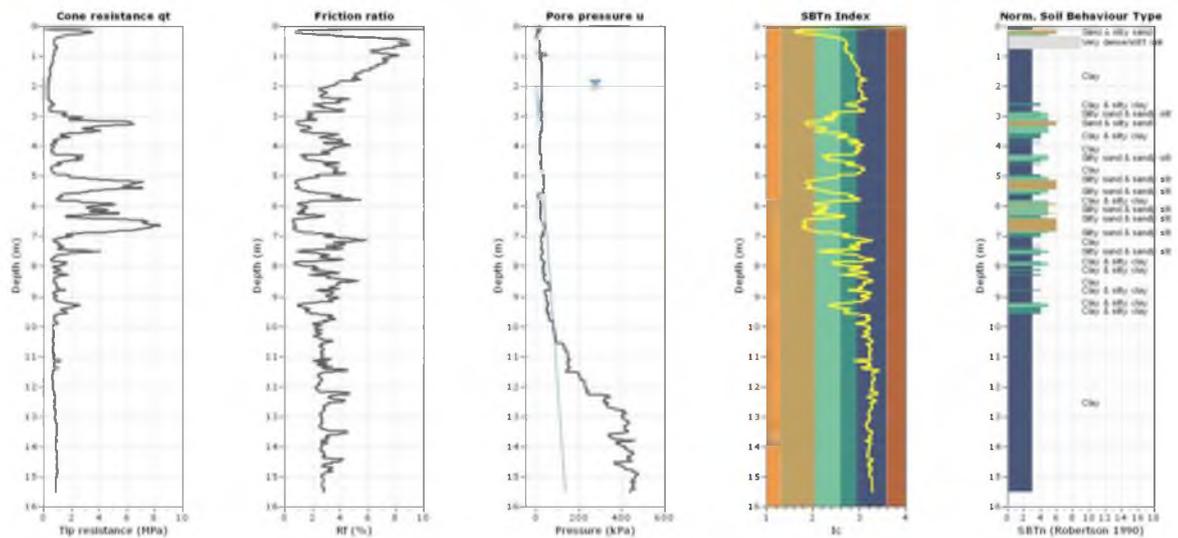


Subterra Ingeniería Geotécnica  
 Los Ríos 825 y Hurtado, Guayaquil (ECU)  
 fernando.ilingworth@gmail.com  
 T.: (+593) 4-236-6823

Project: Esclusas  
 Location: Guayaquil

CPT: CPT-2

Total depth: 15.50 m, Date: 16/09/2015  
 Coords: lat -2.269032° lon -79.862185°





## DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, Bravo Decker Jaime, con C.C: # 0918759374 autor del trabajo de titulación: **Mejoramiento masivo de subsuelos mediante pilas de agregado apisonado (rap) en suelos tipo f según la norma ecuatoriana de la construcción 2015**, previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 22 de marzo de 2016

f. \_\_\_\_\_

Nombre: Bravo Decker, Jaime

C.C: # 0918759374

## **REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

### **FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN**

|                                     |  |                             |     |
|-------------------------------------|--|-----------------------------|-----|
| <b>TÍTULO Y SUBTÍTULO:</b>          | MEJORAMIENTO MASIVO DE SUBSUELOS MEDIANTE PILAS DEAGREGADO APISONADO (RAP) EN SUELOS TIPO F SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015   |                             |     |
| <b>AUTOR(ES)</b>                    | BRAVO DECKER, JAIME  |                             |     |
| <b>REVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>        | VERA GRUNAUER, XAVIER, PHD.D.GE, A.M.ASCE  |                             |     |
| <b>INSTITUCIÓN:</b>                 | UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  |                             |     |
| <b>FACULTAD:</b>                    | FACULTAD DE INGENIERÍA   |                             |     |
| <b>CARRERA:</b>                     | INGENIERÍA CIVIL   |                             |     |
| <b>TITULO OBTENIDO:</b>             | INGENIERO CIVIL  |                             |     |
| <b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>        | 22 DE MARZO DEL 2016   | <b>NO. DE PÁGINAS:</b>      | 179 |
| <b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>             | GEOTECNIA  |                             |     |
| <b>PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:</b>   | PILAS DE AGREGADO APISONADO, MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS, NEC-15, SUELOS TIPO F, REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE CORTE, DENSIFICACIÓN, ELEMENTOS FINITOS, PRUEBA DE CARGA.  |                             |     |
| <b>RESUMEN/ABSTRACT</b>             | <p>Las pilas de agregado apisonado como técnica de mejoramiento masivo de suelos buscan reemplazar metodologías de mejoramiento de suelos antiguas y difíciles de llevar a cabo. Para los suelos encontrados en ciertas zonas de la ciudad de Guayaquil, clasificados como tipo F según la NEC-15, se busca implementar esta metodología, la cual gracias a su proceso constructivo de apisonamiento genera una gran mejora en las características del suelo circundante. Mediante esta técnica se logra la redistribución de esfuerzos de corte bajo esfuerzos cíclicos y densificación de las arenas de baja densidad relativa, y por lo tanto una potencial mitigación del peligro de licuación. Adicionalmente, los elementos de agregado apisonado tomarían gran parte de la carga o esfuerzo vertical producto de la colocación de un relleno de gran espesor, mitigando también los asentamientos por consolidación en los suelos blandos. Mediante un software de análisis mediante elementos finitos se modeló una prueba de carga para obtener curvas de sensibilidad y determinar cómo las características del suelo natural se ven mejoradas por el proceso constructivo e instalación de estos elementos.</p> |                             |     |
| <b>ADJUNTO PDF:</b>                 | <input checked="" type="checkbox"/> SI   | <input type="checkbox"/> NO |     |
| <b>CONTACTO CON AUTOR/ES:</b>       | <b>Teléfono:</b> +593-994356789  | E-mail: jimbd30@gmail.com   |     |
| <b>CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN:</b> | <b>Nombre:</b> VERA GRUNAUER, XAVIER, PHD.D.GE, A.M.ASCE   |                             |     |
|                                     | <b>Teléfono:</b> +593-985119397  |                             |     |
|                                     | <b>E-mail:</b> Xavier.vera@cu.ucsg.edu.ec  |                             |     |

### **SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA**

|   |  |
|---|--|
| <b>Nº. DE REGISTRO (en base a datos):</b> |  |
| <b>Nº. DE CLASIFICACIÓN:</b>              |  |
| <b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>   |  |