

Cimentación en suelos potencialmente licuables mediante un bloque de suelo reforzado utilizando micropilotes con inyecciones cementicias

David Stay Coello^a, Enrique Herbozo Alvarado^a.

^a Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas/ Escuela de Ingeniería Civil/ Universidad de Guayaquil
david.stayc@ug.edu.ec, jorge.herbozoa@ug.edu.ec

Resumen— En el presente estudio se describen las comprobaciones para determinar el comportamiento de un bloque de suelo mejorado por la instalación de micropilotes con inyecciones de lechada de cemento, y el mejoramiento de las propiedades de los suelos de una cimentación. La cimentación se ubica en una zona que ha experimentado efectos del fenómeno de licuación de suelos debido a fuertes movimientos sísmicos durante el terremoto en Ecuador el 16 de abril de 2016 que provocó el colapso de varias edificaciones en la denominada Zona Cero de Manta, en la provincia de Manabí.

Los análisis de ingeniería geotécnica en el área del estudio indicaron que hay un alto riesgo de licuación en los suelos de cimentación hasta profundidades entre 8 y 10 metros. Por lo que se determinó que se requiere el tratamiento del suelo en toda el área de la cimentación, mediante micropilotes con inyecciones de lechada de cemento, para generar un bloque de suelo mejorado que permita un adecuado comportamiento de la cimentación durante eventos sísmicos.

Para la verificación de los beneficios del tratamiento se realizaron ensayos geotécnicos con sondeos mecánicos con ejecución de pruebas SPT y prospección geofísica de Vs, antes y después de la instalación de los micropilotes. Se determinó un incremento de las características del terreno reforzado.

Palabras Claves— Comportamiento sísmico de suelo, suelos potencialmente licuables, mejoramiento de suelos para mitigar licuación, micropilotes.

Abstract— This study shows a foundation on potentially liquefiable soils by a block of improvement soil using grouting micropiles in a high motion zone by Ecuador's earthquake at 16 April 2016 whose consequences was collapse of buildings in the called "Zona Cero" of Manta city in Manabí province.

Geotechnical engineering analyses indicated that there is a high risk of liquefaction of soils underlying the foundation to depth of about 8 to 10 meters. Because of this, is required the improvement of all foundation area with micropiles, it was to generate a soil improvement block to meet a adequate performance during earthquakes.

Geotechnical test were performed to verify the benefits of treatment, SPT (Standard Penetration Test) and geophysical survey were performed, before and after the micropiles installation.

Keywords— Seismic performance of soils, ground improvement and reinforcement with grouting micropiles, mitigation of liquefaction in sandy soils.

I. INTRODUCCIÓN.

En el presente estudio se describen las comprobaciones realizadas para determinar el comportamiento de un bloque de suelo mejorado por la instalación de micropilotes con inyección de lechada de cemento y el mejoramiento de las propiedades del suelo de cimentación de una edificación, que fue determinado como suelo potencialmente licuable. Se realizaron pruebas de campo de tipo SPT (Standard Penetration Test) y ensayos geofísicos de propagación de ondas sísmicas, Vs, para determinar las propiedades del terreno antes y después del mejoramiento. Con los resultados obtenidos se revisan los estados límites de resistencia y de servicio de la cimentación. Para caracterizar los materiales potencialmente licuables se realizaron sondeos mecánicos y se siguieron los procedimientos para determinar la relación de esfuerzos cíclico (CSR, Cyclic Stress Ratio) y la relación de resistencia cíclica (CRR, Cyclic Resistance Ratio) de los suelos, basados en los resultados de la prueba SPT, según el método propuesto por Sed e Idriss (1985) y actualizado por Idriss y Boulanger (2014)[2,5].

Previamente se describe el entorno geológico y geomorfológico del área del estudio para establecer el origen de los depósitos aluviales. Así mismo se realiza una evaluación de la máxima aceleración esperada en el sitio, a nivel de roca, PGArock, y a nivel de superficie del terreno, PGAsoil, según lo previsto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15[6], basándose en el tipo de perfil de respuesta sísmica del subsuelo que se obtiene con el análisis de los 30 metros superiores del depósito, a partir de un perfil de velocidades Vs, obtenido en el área de los trabajos, previamente al reforzamiento de suelo.

La selección del método de tratamiento de la cimentación se basó en las limitaciones en el espacio de trabajo, la cercanía de estructuras colindantes y el entorno urbano donde se ubica el área de trabajo.

Luego del tratamiento se realizaron pruebas de comprobación, mediante pruebas SPT y perfiles de Vs. El análisis de resultados determinó una variación favorable de las propiedades ingenieriles del terreno.

Con las propiedades mejoradas del terreno se realizan las comprobaciones del comportamiento del bloque mejorado de suelo, reforzado con micropilotes de seis pulgadas de diámetro, espaciados a cada dos metros, y con siete metros de profundidad efectiva. Sobre el nivel de cabeza de los micropilotes se construye una capa de suelo reforzado con dos láminas de geomalla biaxial, de cuarenta centímetros de espesor. Adicionalmente se plantea construir una línea de tuberías de disipación del exceso de presión de poros durante el sismo, para aislar la cimentación perimetralmente del efecto de las presiones horizontales producidas por las ondas compresivas (V_p , ondas primarias) durante eventos sísmicos que se transforman en presión de poros en el medio saturado.

II. ENTORNO GEOLOGICO DEL ÁREA DEL ESTUDIO.

El área del estudio se ubica en el valle aluvial del río Manta, a nivel de su desembocadura en el Océano Pacífico, el sector es denominado Barrio Tarqui de Manta, el terreno se ubica en la cota +16 msnm en una plataforma sensiblemente plana, está compuesto por depósitos aluviales holocénicos arenosos y limosos, de unos 20 a 30 metros de espesor, provenientes de la erosión de los materiales que afloran en la cuenca de aportación que presenta un dominio de rocas sedimentarias, principalmente de la formación Tablazo, del Cuaternario, compuesta por conglomerados calcáreos que sobreyacen a rocas sedimentarias terciarias de la Formación Tosagua, del Mioceno, conformada por lutitas blandas con intercalaciones de limos tobáceos, desde los 35 a 50 metros de profundidad. En la figura siguiente se muestra la ubicación del área del estudio en el ambiente geológico que se indica en el mapa geológico detallado del Ecuador, Hoja Geológica Manta.

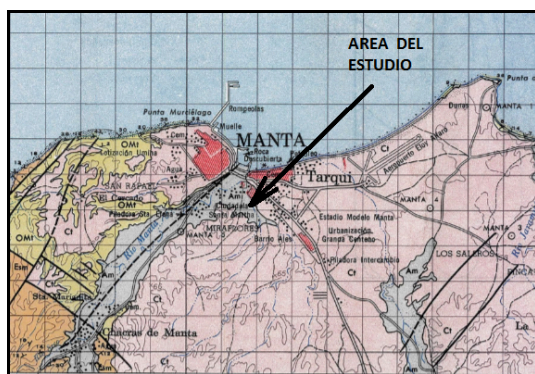


Fig. No.1: Ubicación del área del estudio en el mapa geológico detallado del Ecuador, Hoja Manta. GGGM-1970.

Observaciones locales advierten la presencia de un Cordón Litoral (Paleo-dunas) entre el sitio de estudio y la línea de costa (Playa Litoral), hacia el Norte del área del estudio, hacia el Sur se observan pequeñas elevaciones denominadas Colinas de Tarqui que alcanzan hasta los +25 msnm. La

interacción del sistema fluvial del río Manta, y tributarios, en su desembocadura, con la evolución y dinámica de la línea de costa ha influenciado en las condiciones particulares del depósito aluvial y de los depósitos litorales presentes en el área del estudio.

Estudios de geología estructural relacionados con las fallas potencialmente activas en el área del estudio determinaron que la principal fuente sísmica se ubica en la fosa de subducción, contacto compresivo de la placa oceánica Nazca con la placa continental de Sudamérica, que tiene unos 576 kilómetros de longitud y una distancia desde la línea de costa entre 60 y 150 kilómetros [4]. También se tiene la presencia de fallas continentales capaces de generar movimientos sísmicos corticales en la zona de estudio. Para este análisis se toma como referencia el Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes (USGS y EPN, 2003, escala 1:1'250.000). Se determinó una magnitud máxima probable de M_w de 8.1 y una aceleración máxima a nivel de roca, PGA_{rock} de 0.49g para la fuente de la fosa. Las fallas continentales más cercanas al área del estudio son: Jipijapa – Portoviejo al Sur, Bahía al Norte, y Calceta al Este. También se presenta la Falla Aromo – Montecristi que tiene un alineamiento E-O, se inicia en el sector del Cabo San Lorenzo y alcanza la cabecera del río Manta.

Los registros de sismos históricos de los últimos 120 años, en el área del estudio, muestran que los sismos de mayor Intensidad se han presentado en 1942 con M_w de 7.9 y en 2016 (16-Abril) con M_w de 7.8.

Estas evaluaciones y registros son coincidentes con lo indicado en la Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-15, que rige el diseño sísmico resistente de las edificaciones en el territorio ecuatoriano. En la Norma se incluye el mapa zonificación por peligrosidad sísmica del cual se puede determinar un valor de PGA_{rock} de 0.5g. Así mismo, la Norma prevé la estimación de los efectos locales de respuesta sísmica del subsuelo mediante la evaluación de parámetros geotécnicos de los 30 metros superiores de la secuencia estratigráfica para determinar los factores de amplificación mediante métodos empíricos, con ello se determina el PGA_{soil} , en términos de la aceleración de la gravedad.

Mediante un perfil de velocidades de propagación de ondas de corte, V_s , en centro del área de la cimentación, se determinó un espesor de suelos con valores menores de 180 m/s, de aproximadamente seis metros. Desde los seis metros de profundidad hasta el final de la exploración a los 25 metros se tiene valores de V_s entre 180 m/s y 280 m/s, considerados suelos semirrígidos a rígidos, el valor V_{s30} , que corresponde al promedio ponderado de las ondas V_s en los 30 metros superiores del perfil de suelo, resultó de 230 m/s por lo que se determinó un factor de amplificación de $F_a=1.12$, siendo el valor de $PGA_{soil}=0.56g$.

III. CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SITIO.

Para el análisis de las condiciones geotécnicas del sitio se realizaron cinco sondeos mecánicos en el área de implantación de la cimentación del edificio. Además, se realizó un perfil geosísmico de velocidades de propagación de ondas de corte, Vs, antes de realizar la instalación de los micropilotes. Los sondeos mecánicos alcanzaron profundidades de hasta 20 metros y los perfiles geosísmicos alcanzaron profundidades de hasta 25 metros. Durante las investigaciones se tomaron 40 muestras de suelo que fueron clasificadas en el sistema SUCS. Hasta los 10 metros de profundidad el 94% de las muestras corresponden a limos no plásticos y arenas de baja compacidad y bajo el nivel freático.

La secuencia estratigráfica del sitio del estudio se identifica a partir de los sondeos mecánicos, una capa superficial de suelos arenosos y limosos con valores de la prueba SPT < 15 golpes con espesores de cinco a nueve metros, con orientación contraria al patrón de drenaje del río Manta. Debajo de este estrato, con espesores entre cuatro y cinco metros, se tiene una capa francamente arenosa, con valores de la prueba SPT entre veinte y treinta golpes. La secuencia continúa con una capa de limos de alta plasticidad, de unos tres metros de espesor, con valores de la prueba SPT de aproximadamente veinte golpes. La capa de suelos potencialmente licuable tendría un espesor entre cinco y diez metros, los limos de alta plasticidad no son susceptibles a sufrir licuación y los materiales no plásticos que presentan alta compacidad tampoco.

IV. EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

Para determinar el potencial de licuación de materiales en función de la compacidad se utiliza la recomendación del Centro para Modelación Geotécnica de la Universidad de California en Davis, Reporte No. UCD/CGN-14/01, de 2014. Se limita el análisis a los suelos susceptibles a sufrir el fenómeno de licuación, es decir que no se consideran los limos de alta plasticidad ni las capas inferiores a este.

Mediante este procedimiento se determina la relación de esfuerzos cíclicos (CSR, Cyclic Stress Ratio) y la relación de resistencia cíclica (CRR, Cyclic Resistance Ratio) de los suelos, basados en los resultados de la prueba SPT y análisis de casos históricos de licuación. El enfoque está basado en determinar el potencial de licuación por la relación de esfuerzos provocados por un sismo, CSR, y la resistencia cíclica del suelo, CRR, que es correlacionado con la prueba SPT.

La expresión de CSR está determinado para una magnitud de momento específica, en términos de la máxima aceleración horizontal originada por dicho sismo, y un esfuerzo efectivo vertical geostático a la profundidad deseada. La expresión es la siguiente:

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0,65 (\sigma'_v/\sigma'_v) (a_{max}/g) r_d \quad (1)$$

Donde:

$\sigma_{vo}; \sigma'_v$ = esfuerzo geostático vertical, total y efectivo respectivamente, en la profundidad z.

a_{max}/g = aceleración horizontal máxima como una fracción de la gravedad, a nivel de superficie.

r_d = factor de reducción de los esfuerzos cortantes que toma en cuenta la respuesta dinámica del perfil de suelo.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)*M] \quad (2)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 * \text{Sen}((z/11.73) + 5.133) \quad (3)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 * \text{Sen}((z/11.28) + 5.142) \quad (4)$$

M = Magnitud de Momento del sismo máximo probable esperado en el sitio de estudio

Idriss y Boulanger (2010) demostraron, con base al análisis de casos históricos, que las correlaciones son válidas para profundidades de hasta los 10 o 12 metros. Para el límite en la magnitud sísmica se tiene Mw=9 (sismo de subducción de Tohoku, 2011).

La resistencia cíclica del suelo se correlaciona con la prueba SPT, estandarizando la prueba de penetración con la corrección por eficiencia del equipo en términos de N_{60} , y la corrección por profundidad de la prueba en términos del esfuerzo de sobrecarga $(N1)_{60} = C_N * N_{60}$, también se considera una corrección por contenido de finos en términos de un número equivalente para arenas limpias considerando $(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60}$. El valor de CN se expresa como:

$$CN = (P_a/\sigma'_v)^m \leq 1.7$$

P_a = presión atmosférica (10 T/m2)

$$m = 0.784 - 0.0768((N1)_{60cs})^{0.5}$$

La corrección por contenidos de finos se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\Delta(N1)_{60cs} = e^{(1.63 + 9.7/(FC + 0.01) - (15.7/(FC + 0.01))^2)} \quad (5)$$

Donde:

FC = porcentaje de contenido de finos (pasante T#200)

La CRR también es dependiente de la duración del sismo expresado como un factor de escala de la magnitud, MSF, que toma en cuenta las condiciones del suelo y del esfuerzo efectivo de sobrecarga expresado en términos del factor K_σ . Entonces se desarrollan las correlaciones ajustando los valores de los casos históricos para valores de referencia de $M=7.5$ y $\sigma'_v=1\text{atm}$, con la siguiente expresión:

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} * MSF * K_\sigma \quad (6)$$

$$CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} = \exp((N1)_{60cs}/14.1 + ((N1)_{60cs}/126)^2 - ((N1)_{60cs}/23.6)^3 + ((N1)_{60cs}/25.4)^4 - 2.8) \quad (7)$$

$$MSF = 6.9 * e^{(-M/4)} - 0.058 \leq 1.8 \text{ (para arenas)} \quad (8)$$

$$MSF = 1.12 e^{(-M/4)} + 0.828 \leq 1.13 \text{ (para arcillas)} \quad (9)$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma * \text{LN}(\sigma'_v/P_a) \leq 1.1 \quad (10)$$

$$C_\sigma = 1 / (18.9 - 2.55 * (N1)_{60cs})^{(1/2)} \leq 0.30 \quad (11)$$

El factor de escalamiento de la magnitud del sismo, MSF (Magnitude Scaling Factor), es usado para tomar en consideración los efectos de la magnitud del sismo en el disparo del fenómeno de la licuación. Así mismo, el factor de corrección por esfuerzos de sobrecarga, $K\sigma$, es determinado en términos de la prueba SPT corregida por el coeficiente C_s que está limitado a 0.3 para valores superiores a 37 golpes de $(N1)_{60cs}$.

El comportamiento del sitio durante un evento sísmico es clasificado como un caso de “licuación”, “no licuación” o “marginal”. Esta diferenciación se realiza mediante una curva patrón que se muestra en la figura siguiente:

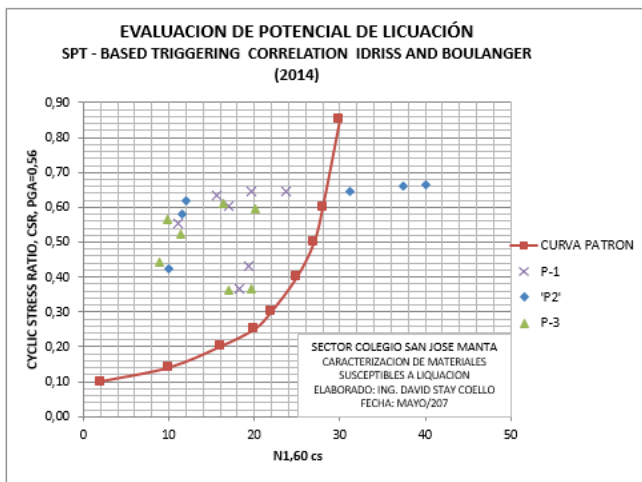


Fig. No.2: Evaluación de la licuación potencial para los materiales encontrados en el sitio de cimentación.

Como se observa de la gráfica el 30% de las muestras resultaron “NO LICUABLE” debido a que presentaron valores de $N1_{60cs} > 30$ golpes. Por el contrario el 70% presenta la condición “LICUABLE”.

V. METODO PARA CONSTRUCCIÓN DEL BLOQUE DE SUELO REFORZADO MEDIANTE USO DE MICROPILOTES.

El método para construir un bloque de suelo reforzado mediante micropilotes fue seleccionado considerando las restricciones del área de trabajo debido a la cercanía de estructuras colindantes y el entorno urbano con edificios potencialmente inestables por los efectos del sismo del 16 de abril de 2016.

El método consiste generar un bloque de suelo reforzado mediante la instalación de micropilotes inyectados con lechada de cemento, Tipo B, de seis pulgadas de diámetro, con espaciamiento a cada dos metros en ambas direcciones, y siete metros de longitud efectiva. Los pilotes son reforzados con $3\phi 10$ mm y estribos de $\phi 5.5$ mm en espiral con paso de 15 cm, la armadura es colocada previamente a la inyección. La lechada de cemento tiene una resistencia de 320 Kg/cm² y es inyectada a través de una tubería metálica de una pulgada de diámetro perforada a cada 15 cm.

Sobre el nivel de construcción del micropilote se construye una capa de suelo reforzado, compuesto por dos capas de geomalla biaxial en una capa de material granular de cuarenta centímetros de espesor.

Sobre la capa de suelo reforzado se construye la cimentación compuesta por zapatas en dos direcciones, de hormigón armado, con una altura de vigas de cimentación de 90 cm. La estructura del edificio corresponde a pórticos de hormigón armado compuestos por columnas y vigas soportantes de hormigón armado. La cimentación es de tipo superficial, apoyada en un bloque de suelo reforzado por micropilotes y una capa superficial reforzada con geomalla biaxial.

El esquema del refuerzo de suelo de cimentación se muestra en la figura siguiente:

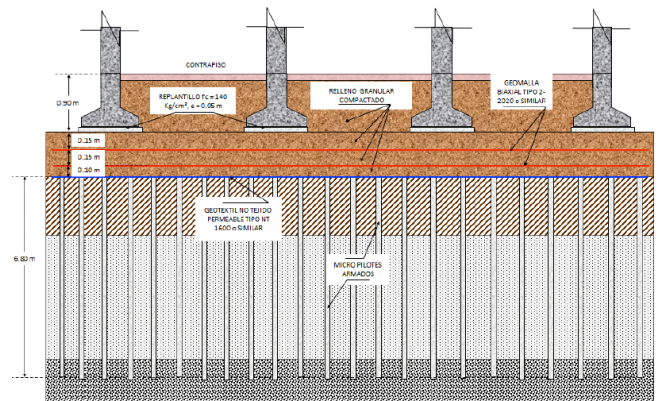


Fig. No.3: Esquema constructivo del tratamiento de cimentación para construir un bloque de suelo reforzado.

VI. ANALISIS DEL ESTADO LIMITE DE FALLA

Para las evaluaciones del estado límite de falla se considera el efecto de mejoramiento del suelo por las inyecciones realizadas durante la instalación de los micropilotes, se realizaron sondeos mecánicos con ejecución de pruebas SPT, posteriores a la instalación, Se determinó la resistencia unitaria por fricción generada por el suelo inyectado para determinar la capacidad de carga de los micropilotes, según se determina en la norma de diseño (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2014)[1], se considera la resistencia factorada mediante la siguiente expresión:

$$R_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s \quad (12)$$

Donde:

$$R_p = q_p \cdot A_p \text{ (resistencia nominal de punta)} \quad (13)$$

$$R_s = q_s \cdot A_s \text{ (resistencia nominal por fricción)} \quad (14)$$

ϕ_{qp} ; ϕ_{qs} : factores de resistencia por punta y fricción

q_p ; q_s : resistencia unitaria por punta y por fricción

A_p : área de punta del micropilote

$$A_s = \pi \cdot db \cdot L_b \text{ (área lateral del micropilote)} \quad (15)$$

db = diámetro del micropilote

L_b = longitud del micropilote

El método de diseño se basa en la resistencia por fricción del micropilote utilizando la resistencia unitaria del suelo mejorado en contacto con el fuste. La norma de diseño (AASHTO,2014) presenta valores típicos del factor de adhesión o de la resistencia unitaria por fricción del suelo inyectado, entre 0.7 Ksf y 2.0 Ksf, para suelos limosos con arenas, de consistencia blanda, entre 1.4 Ksf y 4.0 Ksf para suelos arenosos con limos, de compactidad suelta a media densa. Para determinar la resistencia unitaria de fricción en el suelo mejorado se toma en consideración las variaciones de la resistencia a la penetración de la prueba SPT con la profundidad, para el efecto se realizaron 10 perforaciones cuyo resultado se comparan con los valores determinados durante la fase de estudios, se obtuvo un incremento de la resistencia cuando se comparan los valores de los números de golpes en cada estrato de suelo.

En la figura siguiente se muestran los perfiles de SPT obtenidos antes y después del tratamiento del terreno.

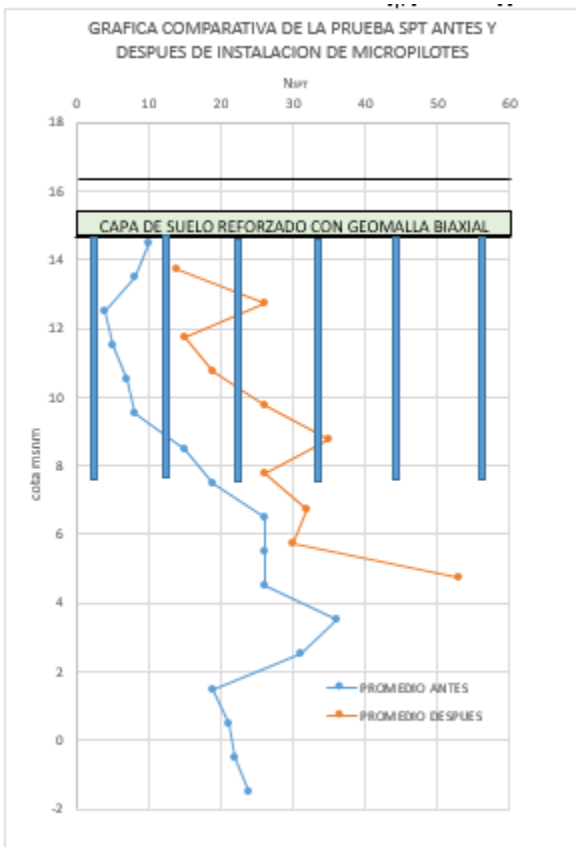


Fig. No.4: Gráfica comparativa de los resultados de la prueba SPT antes y después de la instalación de micropilotes con inyecciones de lechada de cemento en el área de cimentación para construir un bloque de suelo reforzado.

Se analizó la capacidad de carga de los micropilotes en condición estática resultando adecuada para la descarga de la estructura, a través de la capa de suelo reforzado. La resistencia unitaria por fricción resultó de 0.9 Ksf para la

condición de suelo inyectado lo que resulta consistente con los rangos de valores que se indicaron anteriormente.

Las evaluaciones del estado límite de resistencia durante el evento sísmico de diseño toman en consideración que a pesar de haber aumentado su resistencia en términos de N_{160cs} ésta no es suficiente para clasificarlo como “NO LICUABLE” según el criterio propuesto por Idriss y Boulanger (2010). Por lo tanto se utiliza la resistencia reducida en términos de $Su_{(LIQ)}/\sigma'_{v0}$ correlacionada con la prueba SPT en términos de N_{160} que son obtenidos a partir de análisis de casos históricos de falla por fenómeno de licuación, por retro análisis, (Olsen y Stark, 2002). Para aplicar estos criterios se analizan varias correlaciones propuestas por varios autores e investigadores, en el presente estudio se recomienda utilizar un valor aproximado a la media de las propuestas anteriores que se define para el presente estudio con la expresión:

$$Su_{(LIQ)}/\sigma'_{v0} = 0.01(N_{160})^{60} \quad (16)$$

En la figura siguiente se muestran las correlaciones relacionadas a los criterios de resistencia reducida durante el fenómeno de licuación.

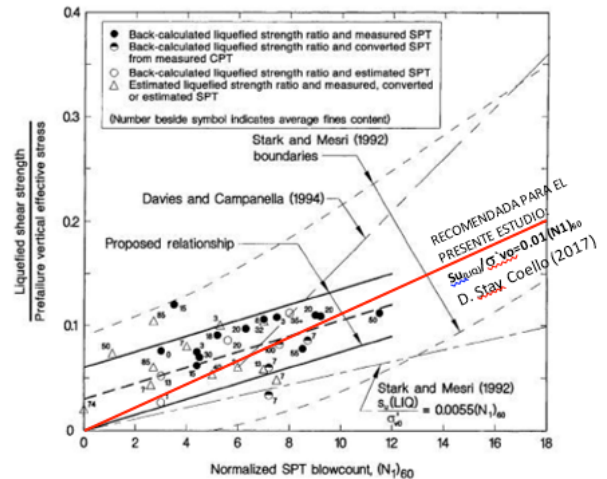


Fig. No.5: Gráfica comparativa de diferentes correlaciones para estimar la resistencia de los suelos reducida durante el fenómeno de licuación, incluye la propuesta para el presente estudio.

Con estas evaluaciones se verificó que la resistencia última reducida, de los micropilotes, es capaz de soportar las cargas del edificio. Además, para asegurar el comportamiento del bloque de suelo reforzado, durante eventos sísmico, se planteó la construcción de una línea de tuberías perimetral, en el contorno del edificio, que funcionarían como “chimeneas drenantes”, para interrumpir el efecto de las ondas compresivas sísmicas en terminos del incremento de la presión de poros en los materiales saturados ya que es la respuesta de estos suelos a las presiones durante el paso de las ondas sísmicas y que pueden ser disipadas por drenaje.

VII. ANALISIS DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Este análisis corresponde a la evaluación de deformaciones no tolerables por la estructura. Para la condición estática se determinó el asentamiento elástico de los materiales arenosos debajo del bloque reforzado mediante el método de la zapata equivalentes. Los resultados varían entre 5 y 12 mm, lo cual se considera adecuado para este tipo de estructuras. Los asentamientos post sismo [3] se estiman en aproximadamente 100 mm para la condición sin refuerzo y serían anulados por la implementación del bloque de suelo reforzado con micropilotes ya que transmiten las cargas a los estratos más competentes.

Se analizan también los desplazamientos laterales durante el evento sísmico de diseño, se utiliza la aceleración máxima del terreno a nivel de superficie, $PGA_{soil} = a_{max} = 0.56g$. También se consideran los valores de velocidad de propagación de ondas sísmicas de cortante, V_s , del suelo mejorado que se determinaron luego de realizar la instalación de los micro pilotes. En la figura siguiente se muestra la comparación de los valores de V_s antes y después del tratamiento de la cimentación.

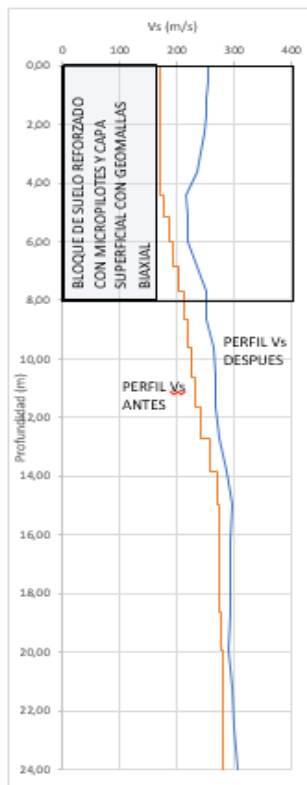


Fig. No.6: Gráfica comparativa de los valores de la velocidad de propagación de ondas sísmicas de corte, V_s , antes y después del tratamiento del suelo con micropilotes.

Como se observa en la figura se ratifica la consideración de que se han mejorado las características geotécnicas del

terreno, la línea a la izquierda representa los valores antes de instalación de los micropilotes y la línea a la derecha presenta los valores luego del tratamiento, los valores de V_s fueron obtenidos en campo mediante la técnica de sismica pasiva por microtemores.

Con los valores de V_s se obtienen los valores de módulo dinámico de rigidez del suelo, a partir de la siguiente expresión:

$$V_s = (G_{max}/\rho)^{(1/2)} \quad (17)$$

La distorsión lateral, en términos de la relación entre el desplazamiento lateral con el espesor del estrato, se determina como la relación entre el esfuerzo cortante y el módulo dinámico de rigidez con la siguiente expresión:

$$\Delta x/d_i = \tau/G_{max} \quad (18)$$

Donde:

Δx = desplazamiento lateral del estrato

d_i = espesor del estrato

τ = esfuerzo cortante en términos de $\sigma_v \cdot a_{max}$

G_{max} = módulo dinámico de rigidez del suelo

El desplazamiento lateral máximo determinado con estos criterios resulta de 75 mm para la condición del sismo de diseño, esto es para un movimiento con probabilidad de ocurrencia de 1/475 años. Lo cual es considerado admisible para la estructura compuesta por pórticos de hormigón armado.

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de estudios geológicos y geotécnicos se determinan las aceleraciones máximas esperadas a nivel de roca, PGA_{rock} , y a nivel de la superficie de suelo, PGA_{soil} , con valores de 0.5g y 0.56 g respectivamente. Con esta valoración se procede a evaluar el potencial de licuación de los materiales existentes en el área de la cimentación de la estructura que por su uso se clasifica como una estructura de ocupación especial (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15). Se determinó que los materiales existentes en el subsuelo son potencialmente licuables para el sismo máximo probables de la zona.

La técnica de tratamiento de la cimentación mediante el uso de micropilotes fue adoptada por las condiciones limitantes del entorno por causar muy bajo impacto en el ambiente urbano de la ciudad de Manta. Se instalaron seiscientos micropilotes con inyecciones de lechada de alta resistencia con lo que se obtuvo un mejoramiento en las características del terreno, medidas en término de la prueba de campo SPT antes y después de la instalación de los micropilotes, así como mediciones de velocidades de ondas sísmicas V_s .

Luego de la instalación de micropilotes y con los parámetros mecánicos del material mejorado se realizan las verificaciones de los estados límites de resistencia y servicio de la cimentación, en condición estática y en condición sísmica.

Para la condición estática se determina un comportamiento adecuado del conjunto de micropilotes, tanto en la capacidad de carga como en los asentamientos estimados. La capacidad de carga admisible se estimó en 9.0 Toneladas de cada micropilotes, también se estiman los asentamientos en orden de los 5 a 12 mm.

Para la condición sísmica se estima que los micropilotes estarán trabajando con solicitaciones muy cercanas a su capacidad de carga última que resulta de los parámetros reducidos por efecto del sismo, se obtiene un factor de seguridad de 1.02. Los desplazamientos laterales post sismos resultan del orden de los 75 mm, estos valores se consideran adecuados por cuanto se trata del sismo de diseño que resulta de una probabilidad de 1/475 años.

El planteamiento de estos métodos de mejoramiento de suelos mediante inclusiones rígidas como son los micropilotes reforzados permitió además obtener mejoras en los parámetros resistentes del suelo lo que fue comprobado con pruebas de campo, de penetración, SPT, y geofísicas, Vs. Sin embargo también se determinó que los materiales limosos presentaron menor incremento en las pruebas, comparado con los materiales netamente arenosos, esta situación se justifica por el bajo Índice de inyectabilidad entre los limos y la lechada de cemento. También se pudo determinar que la capa superficial de suelo reforzado con geomalla biaxial provoca un incremento superficial en el perfil de Vs.

IX. REFERENCIAS

- [1] AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD bridge design specifications, Seventh Edition, 2014.
- [2] Boulanger R. W., IDRISSE I. M., "CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES". Report No. UCD/CGM-14/01. CENTER FOR GEOTECHNICAL MODELING. DEPARTMENT OF CIVIL & ENVIRONMENTAL ENGINEERING. COLLEGE OF ENGINEERING. UNIVERSITY OF CALIFORNIA AT DAVIS, APRIL 2014.
- [3] Cetin Onder K., Bilge Tolga H., Wu Jiaer, Kammerer M. Annie, Seed Raymond B. "Probabilistic Models for Cyclic Straining of saturated clean sands". DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:3(371).
- [4] Chunga K., Michetti A.M., Pazmiño N., Martillo C., Romero A., Quiñonez M., Grupo de Geología Ambiental. "Estimación de máximos niveles de sismicidad para el litoral ecuatoriano a través de la integración de dtos geológicos, sismológicos y sismotectónicos. International Journal: Oro y Petróleo (N-19) 46-57p.
- [5] Idriss M. I., Boulanger R. W., Seed Raymond B. "SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES". Geotechnical Report No. UCB/GT-2010/01. Universidad de California at Berkeley
- [6] NEC-15, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. Código: NEC-SE-DS. "PELIGRO SÍSMICO, DISEÑO SISMO RESISTENTE. Diciembre 2014.