

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**CONSTRUCCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA PARA  
AUMENTAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS BLANDOS**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**FRANCIS VICTOR CASTILLO TREJO**

**Lima- Perú**

**2015**

Dedicado a mis padres Víctor y Mirta

“Después de escalar una montaña muy alta,  
descubrimos que hay muchas otras por escalar”

**NELSON MANDELA**

<b>ÍNDICE</b>	
<b>RESUMEN</b>	<b>4</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b>	<b>8</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I : FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y CONCEPTOS PREVIOS.</b>	<b>10</b>
1.1	DEFINICIONES: 10
1.1.1	Suelos 10
1.1.2	Suelos Blandos. 10
1.2	CONSOLIDACIÓN. 10
1.2.1	Analogía Mecánica 11
1.3	ASENTAMIENTO DE LOS SUELOS: 11
1.3.1	Asentamiento Inmediato. 11
1.3.2	Asentamiento por Consolidación Primaria. 11
1.3.3	Asentamiento por Consolidación Secundaria 12
1.4	CAPACIDAD PORTANTE: 12
1.5	CAPACIDAD ADMISIBLE: 12
1.6	MEJORAMIENTO DE SUELOS: 12
1.6.1	Clasificación. 13
1.6.2	Métodos de Mejora del Terreno. 13
1.6.3	Métodos de Refuerzo del Terreno. 14
1.6.4	Comparación de los métodos de mejora de suelos. 15
1.6.5	Rango de aplicación de las columnas de grava. 15
<b>CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.</b>	<b>16</b>
2.1	PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO. 16
2.2	PROCESO CONSTRUCTIVO. 19
2.3	CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS DE GRAVA. 20
2.4	GEOMETRÍA. 21
2.4.1	Simetría Axial. 22

2.5	REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS Y AUMENTO DE CAPACIDAD PORTANTE.	23
2.6	EFFECTO DE CONSOLIDACIÓN.	24
<b>CAPÍTULO III: CASO APLICATIVO DE LA UTILIZACIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.</b>		<b>26</b>
3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.	26
3.2	SITUACIÓN GEOTÉCNICA.	28
3.2.1	Investigación Geotécnica.	28
3.2.2	Refracción Sísmica Y Métodos MASW y MAM.	31
3.3	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.	32
3.3.1	Capacidad Admisible del Suelo.	32
3.3.2	Asentamiento Por Consolidación.	33
3.3.3	Tiempo Estimado De Consolidación.	36
3.4	DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.	37
3.4.1	Dimensionamiento.	37
3.4.2	Longitud.	38
3.4.3	Diámetro.	39
3.4.4	Propiedades Geotécnicas.	39
3.4.5	Reducción De Asentamientos.	39
3.4.6	Tiempo De Consolidación Del Suelo Equivalente.	45
3.4.7	Aumento De La Capacidad Portante.	46
3.5	PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.	50
3.5.1	Método por Perforación Puente Chimpahuaylla.	50
3.5.2	Método por Vibro desplazamiento Puente Túpac Amaru II.	53
3.6	PARÁMETROS A CONTROLAR DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.	57
3.7	RENDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.	58
3.8	ENSAYOS DE CAMPO DESPUÉS DE LA EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.	60
3.8.1	Ensayo De Carga En Placa.	60
3.8.2	Ensayo MASW Análisis Multicanal De Ondas Superficiales.	61
3.8.2	Control de los Asentamientos.	62

<b>CAPÍTULO IV: ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTO Y TIEMPO.</b>	<b>63</b>
4.1 COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.	63
4.1.1 Metodología Mediante Perforación.	63
4.1.2 Metodología Mediante Vibro desplazamiento.	64
4.1.3 Metodología de Pilotes de Concreto.	65
4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS METODOLOGÍAS.	66
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	<b>68</b>
5.1.- CONCLUSIONES.	68
5.2.- RECOMENDACIONES.	69
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>70</b>
<b>ANEXOS</b>	

## RESUMEN:

En un proyecto de ingeniería es muy común encontrar diversos tipos de suelos, el problema radica cuando nos vemos en la necesidad de cimentar estructuras con solicitaciones de carga de gran peso sobre suelos blandos, la cual si no se realiza un adecuado mejoramiento de dicho suelo, las estructuras construidas sobre este estarán propensas a fallar por asentamientos.

El objetivo del presente informe es de analizar la utilización de las columnas de grava como uno de los métodos de mejora del terreno capaz de aumentar la capacidad portante, así como también acelerar el tiempo de consolidación y disminuir los asentamientos de los suelos blandos.

Este mejoramiento consiste en perforaciones verticales que se rellenan en sentido ascendente con grava introducida mediante un vibrador o con ayuda de equipos adicionales. El material es compactado progresivamente a medida que va ascendiendo y actúan como inclusiones con una mayor rigidez, resistencia y permeabilidad que el terreno natural.

Se analizan y comparan dos distintos diseños, procesos constructivos y resultados obtenidos para el mejoramiento de suelos blandos con columnas de grava en la construcción de dos puentes vehiculares de 8 metros de altura con rampas de conexión a vías de 4 carriles de tráfico pesado.

Los dos diseños analizados son las siguientes: 1) Columnas de grava que permiten el drenaje y rigidizan el suelo y 2) Columnas de grava que sólo rigidizan el suelo, restringiendo el drenaje.

Así también se analizan los dos procesos constructivos: 1) Vibro desplazamiento con un vibrador en vía seca con aporte inferior de la grava y 2) Perforación con una pilotera, respectivamente para cada diseño, también se realiza un análisis comparativo de costos y tiempos para cada metodología utilizada.

De acuerdo a los resultados obtenidos se concluye que las columnas de grava es una tecnología bastante competente que aumenta la capacidad portante, acelera el tiempo de consolidación y disminuye los asentamientos, sin embargo entre las metodologías constructivas estudiadas, la más eficiente, económica y con mejores resultados es la del vibro desplazamiento para la construcción de columnas de grava que rigidizan el suelo y permiten el drenaje.

## LISTA DE CUADROS:

<b>Cuadro 2.1</b>	Diámetro de la celda unidad equivalente.	22
<b>Cuadro 3.1</b>	Ubicación y profundidad de los sondajes en los puentes.	28
<b>Cuadro 3.2</b>	Ubicación y Profundidad de los Sondeos complementarios.	28
<b>Cuadro 3.3</b>	Parámetros geotécnicos del Suelo – Puente Chimpahuaylla.	29
<b>Cuadro 3.4</b>	Parámetros geotécnicos del Suelo – Puente Túpac Amaru II.	30
<b>Cuadro 3.5</b>	Propiedades del terreno en función a la velocidad de onda de corte.	31
<b>Cuadro 3.6</b>	Capacidad admisible y propiedades del suelo para el Puente Chimpahuaylla.	32
<b>Cuadro 3.7</b>	Capacidad admisible y propiedades del suelo para el puente Túpac Amaru II.	32
<b>Cuadro 3.8</b>	Parámetros para el cálculo de consolidación chimpahuaylla.	34
<b>Cuadro 3.9</b>	Parámetros para el cálculo de consolidación Túpac Amaru II.	35
<b>Cuadro 3.10</b>	Grado de consolidación (%) vs Factor de Tiempo Tv Puente Chimpahuaylla.	36
<b>Cuadro 3.11</b>	Grado de consolidación (%) vs Factor de Tiempo Tv Puente Túpac Amaru II.	36
<b>Cuadro 3.12</b>	Comparativo de asentamientos estimados para cada metodología.	43
<b>Cuadro 3.13</b>	Resumen de los asentamientos esperados bajo los muros de tierra armada.	44
<b>Cuadro 3.14</b>	Resumen de los asentamientos esperados bajo las zapatas.	44
<b>Cuadro 3.15</b>	Resumen de los tiempos de consolidación para la malla 2,5 x 2,5 m.	45
<b>Cuadro 3.16</b>	Resumen de los tiempos de consolidación para la malla 3,3 x 3,5 m.	46
<b>Cuadro 3.17</b>	Resumen del análisis de la capacidad portante.	49
<b>Cuadro 3.18</b>	Producción diaria Columnas de grava Método de Perforación.	58
<b>Cuadro 3.19</b>	Producción diaria Columnas de grava Método de Vibro desplazamiento.	59
<b>Cuadro 3.20</b>	Resultados del ensayo de carga en placa en los estribos.	60
<b>Cuadro 4.1</b>	Cotización para CG mediante Perforación (MOTAENGIL).	63
<b>Cuadro 4.2</b>	A.P.U. de la Partida de Ejecución (C.G. por perforación).	63
<b>Cuadro 4.3</b>	Cotización para CG mediante Vibro desplazamiento (KELLER).	64
<b>Cuadro 4.4</b>	A.P.U. de la Partida de (C.G. por Vibro desplazamiento).	64
<b>Cuadro 4.5</b>	Cotización para Pilotes de Concreto Armado (Mota Engil).	65
<b>Cuadro 4.6</b>	A.P.U. de la Partida (Pilotes de Concreto).	65
<b>Cuadro 4.7</b>	Costos y Rendimientos para cada metodología.	66
<b>Cuadro 4.8</b>	Comparativo de ventajas y desventajas para las metodologías.	67

## LISTA DE FIGURAS:

<b>Figura 1.1</b>	Analogía del mecanismo de un cilindro relleno de agua y sin salida.	11
<b>Figura 1.2</b>	Comparación de las posibles cimentaciones de un terraplén sobre suelo blando (adaptado de Visschedijk, 2005).	15
<b>Figura 1.3</b>	Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por Vibro - compactación (Glover, 1992).	16
<b>Figura 2.1</b>	Procedimiento de Columnas de grava en Vía Seca.	17
<b>Figura 2.2</b>	Esquema del suelo equivalente.	18
<b>Figura 2.3</b>	Esquema de construcción por vía seca (Raju et al., 2004).	18
<b>Figura 2.4</b>	Vibradores para alimentación a) por superficie (b) por fondo (Raju et al., 2004).	19
<b>Figura 2.5</b>	Esquema de empleo de columnas de grava (CEDEX, 2005).	21
<b>Figura 2.6</b>	Paso a simetría axial.	22
<b>Figura 2.7</b>	Factor de mejora $n_0$ y reparto de cargas $m_s$ .	24
<b>Figura 3.1</b>	Ubicación del proyecto.	26
<b>Figura 3.2</b>	Sección Típica de las vías principales a desnivel y auxiliares.	27
<b>Figura 3.3</b>	Intercambio Vial Chimpahuaylla - Proyecto Vías de cusco.	27
<b>Figura 3.4</b>	Perfil Estratigráfico del sondaje P-10.	29
<b>Figura 3.5</b>	Perfil Estratigráfico del sondaje P-17.	30
<b>Figura 3.6</b>	Vista de la curva de dispersión y el perfil Unidimensional de la velocidad de ondas de corte del ensayo MASW.	31
<b>Figura 3.7</b>	Distribución de cargas de la zapata y el terraplén.	33
<b>Figura 3.8</b>	Perfil del estrato a consolidar en el Puente Chimpahuaylla.	34
<b>Figura 3.9</b>	Perfil del estrato a consolidar en el Puente Túpac Amaru II.	35
<b>Figura 3.10</b>	Ubicación y distribución típica de CG vista en planta.	37
<b>Figura 3.11</b>	Perfil de la ubicación y dimensiones de las CG en el Puente Chimpahuaylla.	37
<b>Figura 3.12</b>	Perfil de la ubicación y dimensiones de las columnas de grava en el Puente Túpac Amaru II.	38
<b>Figura 3.13</b>	Abaco de relación $A/Ac$ y Factor de mejora $n$ – método Priebe.	40
<b>Figura 3.14</b>	Abaco de relación $A/Ac$ y Factor de influencia $y$ – Método de Priebe.	40
<b>Figura 3.15</b>	Granulometría para columnas de grava no drenantes.	41
<b>Figura 3.16</b>	Abaco de relación $A/Ac$ y Factor de mejora $n$ – método Priebe.	42
<b>Figura 3.17</b>	Abaco de relación $A/Ac$ y Factor de influencia $y$ – Método de Priebe.	42
<b>Figura 3.18</b>	Abaco de Balam y Booker.	43
<b>Figura 3.19</b>	Asentamiento del muro de tierra armada – malla 3,50 x 3,50 m.	44

<b>Figura 3.20</b>	Redistribución de las tensiones aplicadas sobre las columnas de grava y el suelo circundante.	46
<b>Figura 3.21</b>	Abaco de relación $A/A_c$ y Factor de mejora $m$ – método Priebe.	46
<b>Figura 3.22</b>	Abaco de relación $A/A_c$ y Factor de mejora $m$ – método Priebe.	47
<b>Figura 3.23</b>	Mecanismo de rotura para la cimentación del muro - terreno mejorado con columnas de grava, malla 3,50 x 3,50.	49
<b>Figura 3.24</b>	Construcción de una plataforma con material de préstamo para inicio de los trabajos.	50
<b>Figura 3.25</b>	Proceso de construcción de las columnas de grava con la metodología de perforación.	50
<b>Figura 3.26</b>	Perforación y extracción del material.	51
<b>Figura 3.27</b>	Colocación de tubos de molde recuperable.	51
<b>Figura 3.28</b>	Introducción de la grava dentro de la excavación.	52
<b>Figura 3.29</b>	Vibrador en Vibrocad con mástil.	53
<b>Figura 3.30</b>	Ubicación y penetración del vibrador en el suelo.	54
<b>Figura 3.31</b>	Columnas de grava mediante vía seca con descarga inferior.	55
<b>Figura 3.32</b>	Carga de grava en la tolva del vibrocad con una retroexcavadora.	55
<b>Figura 3.33</b>	Construcción de la base de apoyo con suelo reforzado.	56
<b>Figura 3.34</b>	Detalle de la colocación de las geomallas.	56
<b>Figura 3.35</b>	Construcción de la base de apoyo con suelo reforzado.	56
<b>Figura 3.36</b>	Acopio de grava para las columnas.	57
<b>Figura 3.37</b>	Ejecución de columnas por día Puente Chimpahuaylla.	58
<b>Figura 3.38</b>	Ejecución de columnas por día puente Túpac Amaru II.	59
<b>Figura 3.39</b>	Ensayo de carga en placa en el Puente Chimpahuaylla.	60
<b>Figura 3.40</b>	Velocidad de las ondas de Corte antes y después del mejoramiento con columnas de grava en el puente Chimpahuaylla.	61
<b>Figura 3.41</b>	Puntos de Control del asentamiento de los estribos.	62
<b>Figura 3.42</b>	Control de asentamiento del Puente Chimpahuaylla y Puente Túpac Amaru II.	62
<b>Figura 4.1</b>	Comparativo de costos unitarios.	66
<b>Figura 4.2</b>	Comparativo de Rendimientos.	67

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS:

$\rho$	: Asentamiento debido a la consolidación.
$C_c$	: Índice de compresión.
$e_o$	: Índice de vacíos inicial.
H	: Altura de suelo consolidable.
$\sigma'_o$	: Esfuerzo efectivo inicial.
$\Delta\sigma'$	: Incremento del $\sigma'$ .
$q_u$	: Capacidad de carga ultima
$q_{adm}$	: Capacidad de Carga admisible
FS	: Factor de Seguridad
S	: Asentamiento de la cimentación sobre terreno sin mejora.
$S_c$	: Asentamiento de la cimentación sobre terreno con mejora.
$\sigma_c$	: Carga absorbida por la columna de grava.
$\sigma_s$	: Carga absorbida por el terreno circundante a la columna.
$n_o$	: Factor de mejora de asentamientos método de Priebe.
$m_s$	: Factor de mejora de capacidad de carga, método de Priebe.
$A_c$	: Área de sección de la columna.
A	: Área del cilindro equivalente.
$\mu_s$	: Módulo de Poisson.
$\Phi$	: Angulo de rozamiento del suelo.
C	: Cohesión del suelo.
$\Phi_c$	: Angulo de rozamiento de la columna de grava.
$U_{v,r}$	: Grado medio de consolidación combinada en las direcciones vertical y radial.
$U_v$	: Grado medio de consolidación vertical.
$U_r$	: Grado medio de consolidación radial.
$C_h$	: Coeficiente de consolidación radial.
t	: Tiempo de consolidación.
D	: Separación entre ejes de drenes verticales.
na	: Profundidad del nivel freático.
$V_s$	: Velocidad de ondas de corte.
D	: Diámetro de las columnas de grava.
$e_i$	: índice de vacíos inicial.
$\sigma'_{vi}$	: presión efectiva inicial (kPa).
$\sigma'_{vf}$	: presión efectiva final (kPa).
Fd	: Factor de influencia método de Priebe.
CG	: Columnas de Grava.

## INTRODUCCIÓN

El mejoramiento de suelos blandos como solución para cimentar cualquier tipo de estructura es una técnica conocida desde hace mucho; En los últimos años estas técnicas se han perfeccionado de tal manera que se convirtieron en métodos muy efectivos para mejorar la capacidad portante de los suelos.

La necesidad de contar con un suelo con la suficiente capacidad portante para soportar las cargas solicitadas por elementos estructurales de gran peso como son los estribos de puentes y rampas de gran longitud, hace indispensable la necesidad de analizar ciertas alternativas de solución como por ejemplo la construcción de columnas de grava para el mejoramiento de suelos blandos y a la vez que puedan cumplir ciertas características en cuanto a costos y plazos de ejecución.

El concepto de emplear inclusiones granulares para mejorar un suelo blando es relativamente antiguo. Ya en 1836 el coronel francés Burbach empleó por primera vez columnas de arena como cimentación profunda para sustituir a los pilotes de madera, muy comunes por aquel entonces pero que se degradan rápidamente en terrenos sometidos a fluctuaciones del nivel freático (Schlosser y Simon, 2006). Sin embargo, no ha sido hasta los años 50 del pasado siglo cuando las columnas de grava empezaron a utilizarse.

Surgieron como consecuencia de intentar emplear la vibro compactación clásica en suelos no granulares, en los cuales, la cohesión e impermeabilidad del terreno no permite el reordenamiento instantáneo de las partículas en configuraciones más densas.

Las columnas de grava fueron utilizadas por primera vez en 1957 por la compañía Keller en pruebas in-situ en la presa Asuán en Egipto; En 1961 ya se empezaba a usar la metodología de la Vibro sustitución (columnas de grava en vía húmeda), y desde 1972 comenzó la aplicación del Vibro desplazamiento (Columnas de grava en vía seca) con la aparición de vibradores modernos con alimentación interna por punta; A partir de 1975 empezó el desarrollo de una nueva generación de vibradores profundos que impulsaron y mejoraron esta técnica.

## **CAPÍTULO I : FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y CONCEPTOS PREVIOS**

En el presente capítulo se describen algunas definiciones básicas, así como también se plantea las diferentes técnicas de mejora de suelos para mostrar una visión general del problema. También se puede analizar el rango de aplicación de las columnas de grava así como las ventajas y desventajas que presenta frente al resto de técnicas para los mismos fines.

### **1.1.-DEFINICIONES:**

#### **1.1.1.-Suelos:**

Los suelos son agregados no cementados de granos minerales y materia orgánica descompuesta que con el líquido y aire ocupan los vacíos entre las partículas sólidas.

Los suelos son producidos por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos.

#### **1.1.2.-Suelos Blandos:**

Los suelos blandos son aquellos que presentan baja capacidad portante debido a la presencia del agua subterránea, presentan bajo índice de permeabilidad, bajo índice de resistencia al cizallamiento y alta deformabilidad, tales como los suelos limosos y arcillosos con influencia del nivel freático.

### **1.2.- CONSOLIDACIÓN:**

Es la deformación que experimentan los suelos ante un cambio de condiciones de esfuerzo, debido a la disipación del exceso de presión de poros debido al flujo de agua hacia el exterior, que usualmente en caso de las arcillas esta deformación se desarrolla en el transcurso del tiempo.

Las consolidaciones generan:

La reducción del volumen que se traduce en asentamientos.

El aumento del esfuerzo efectivo que se traduce en un aumento de la resistencia.

### 1.2.1.- Analogía Mecánica:

El proceso de consolidación suele ser explicado con el modelo idealizado de un sistema compuesto por un resorte, un cilindro con un agujero y relleno de agua. En este sistema el resorte se representa la estructura propia del suelo, y el agua es el fluido que se encuentra en los vacíos entre los poros (Figura 1.1).

Ante una carga aplicada el agua saldrá gradualmente por el orificio, transmitiendo así la carga que soporta el líquido, gradualmente al resorte.

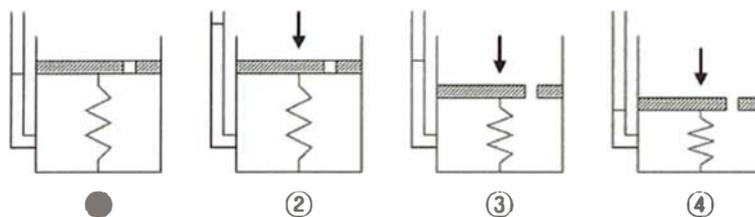


Figura 1.1 Analogía del mecanismo de un cilindro relleno de agua y sin salida

### 1.3.- ASENTAMIENTO DE LOS SUELOS:

El asentamiento de los suelos es la deformación vertical causada por las cargas aplicadas, tiene las siguientes 3 componentes:

#### 1.3.1.-Asentamiento Inmediato:

Es causado por la deformación elástica del suelo puede darse en suelos húmedos, secos y saturados y no habrá ningún cambio de humedad. Está basada en la teoría de elasticidad. Se observa mejor en los suelos granulares.

#### 1.3.2.-Asentamiento Por Consolidación Primaria:

Es el cambio de volumen en suelos cohesivos saturados debido a la expulsión del agua que ocupan los poros.

La ecuación para el asiento de consolidación de un suelo normalmente consolidado puede ser determinada entonces como:

$$\rho = \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

Donde:

$\rho$  : Asentamiento debido a la consolidación.

$C_c$  : Índice de compresión.

$e_0$  : Índice de vacíos inicial.

$H$  : Altura de suelo consolidable.

$\sigma'_0$ : Esfuerzo efectivo inicial.

$\Delta\sigma'$ : Incremento del  $\sigma'$ .

### 1.3.3.-Asentamiento Por Consolidación Secundaria:

Se llama secundaria porque parte de una deformación que ya sucedió y ocurrió con un esfuerzo efectivo constante con ningún cambio de agua en los poros y es dependiente del tiempo, resulta del ajuste de la estructura del suelo.

### 1.4.-CAPACIDAD PORTANTE:

Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

### 1.5.-CAPACIDAD ADMISIBLE:

La capacidad admisible para cimentar una estructura deberá ser la menor de la que se obtenga mediante:

- a) Del cálculo de la capacidad ultima en base a las ecuaciones de terzaghi afectado por un factor de seguridad (FS=3):

$$q_{adm} = q_u / FS$$

- b) De acuerdo al asentamiento máximo permisible, dentro del rango elástico, con un asentamiento máximo de 2.5 cm.

### 1.6.-MEJORAMIENTO DE SUELOS:

Se entiende por mejoramiento de suelos al incremento de las propiedades resistentes o de rigidez para poder apoyar adecuadamente cimentaciones con grandes sollicitaciones de carga.

### 1.6.1.-Clasificación:

En general, de acuerdo a sus diversos aspectos de ejecución o de sus objetivos, se puede hablar de técnicas: Estáticas o dinámicas; Puntuales o en masa; Con inclusiones de elementos o no; Por desplazamiento o por extracción; Temporales o permanentes; De mejora o de refuerzo.

### 1.6.2.-Métodos De Mejora Del Terreno:

En general, todo terreno, por bueno que sea, puede ser tratado para mejorar sus características; Antes de mejorar o reforzar un terreno debe considerarse la posibilidad de retirarlo y sustituirlo por otro de mejores características.

A continuación se describen y comparan las diferentes técnicas de mejora del terreno, fundamentalmente aquellos que pueden ser empleados para cimentar terraplenes o estructuras de gran peso sobre suelos blandos que es el problema objeto de estudio.

**a) Precarga:** Consiste en la aplicación de cargas estáticas en superficie se logra sobre consolidar el suelo ante futuras cargas. De esta manera, se reducen los asentamientos y se disminuyen los fenómenos de consolidación secundaria. Esta técnica tiene el inconveniente de que la duración del tratamiento suele ser elevada, por lo que muchas veces, su aplicación es imposible para los tiempos de construcción fijados.

**b) Drenes verticales:** Son pozos verticales muy permeables que permiten la expulsión del agua y disminuyen la distancia de drenaje. Su misión es disminuir el tiempo que tarda en consolidar un determinado suelo. Este sistema se puede emplear combinado con una precarga para disminuir la duración del tratamiento.

Inicialmente estos pozos drenantes eran de arena, con la aparición de los geotextiles, estos drenes de arena se han sustituido por mechas de geotextil permeable, comúnmente denominados drenes mecha o drenes verticales prefabricados.

**c) Compactación dinámica:** Este método consiste en golpear sucesivamente el suelo para aumentar su densidad. Este golpeo se realiza mediante pesas de 10 a 30 T que se dejan caer desde una altura de 15 a 40 m en función de la energía que se quiera aplicar. La aplicación de estos golpes suelen realizarse en una malla regular con una separación entre 3 y 10 m, con un número de pasadas de 1 a 3 y con 5-10 golpes por pasada, este sistema es más eficaz cuanto más arenoso sea el terreno y menos denso sea.

**d) Vibro flotación:** Es otro método de compactación dinámica. Se introduce un vibrador en el terreno que permite su densificación mediante la energía aportada en forma de vibración. El vibrador se introduce en el terreno gracias a su propio peso y a la vibración. Este método sólo es útil en suelos arenosos con un contenido de finos inferior al 15%; En caso contrario, la energía vibratoria se disipa rápidamente y sólo se consigue una compactación muy localizada.

### 1.6.3.-Métodos De Refuerzo Del Terreno:

Se puede clasificar como métodos de refuerzo del terreno a aquellos métodos en las que se realizaron adiciones o inyecciones para mejorar sus propiedades, como son: las columnas de grava, Jet-grouting, anclajes, pilotes, etc; Sin embargo es muy común encontrar algunos métodos que pueden considerarse tanto como mejora o refuerzo, denominando únicamente a estos como métodos de mejora del terreno, tales como:

**a) Sustitución dinámica:** La sustitución dinámica se basa en la misma técnica que la compactación dinámica, con la diferencia de que en este caso se realiza un aporte de grava en el cráter provocado por la masa que golpea. Esta grava es compactado mediante los mismos golpes. Esta metodología es apropiada en arcillas o limos blandos.

**b) Vibro sustitución y vibro desplazamiento:** Éstas son las dos técnicas más empleadas para ejecutar columnas de grava, deriva de la Vibro compactación que con la ayuda de la presión de agua o aire aplicada al suelo generan un orificio que se rellena con grava y es compactada gradualmente.

#### 1.6.4.-Comparación De Los Métodos De Mejora De Suelo:

Se recopilaron varios datos de algunas de las distintas metodologías de mejora del terreno mencionadas anteriormente. En cuanto a sus asentamientos residuales en porcentajes lograda por cada técnica frente a su costo económico y el tiempo transcurrido.

Así, se puede comprobar que las columnas de grava son bastante competitivas para este caso, ya que además de acelerar el ritmo con el que se producen los asentamientos, reducen su valor final sin requerir excesivo tiempo y con unos costos menores que los de una cimentación convencional (cimentación profunda con la construcción de pilotes de concreto hasta llegar al estrato resistente), como se muestra en la Figura 1.2.

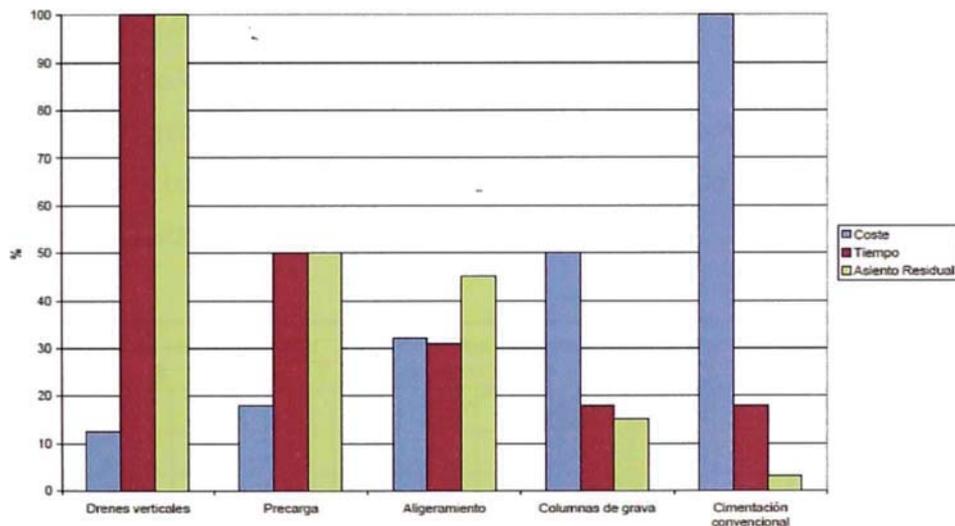


Figura 1.2. Comparación de las posibles cimentaciones de un terraplén sobre suelo blando (adaptado de Visschedijk, 2005)

#### 1.6.5.-Rango De Aplicación De Las Columnas De Grava:

Las columnas de grava surgieron al intentar aplicar la vibro flotación o vibro compactación clásica a suelos no granulares. Se debe, por tanto, analizar en qué tipo de suelos es posible aplicar la vibro compactación y en cuáles es necesario recurrir a las columnas de grava. La idoneidad de uno u otro método depende fundamentalmente de la granulometría del suelo a tratar. Existen multitud de curvas granulométricas que lo delimitan, aquí se recoge una de ellas (Figura 1.3).

En la figura 1.3 se distinguen tres zonas:

La zona B, constituida por arenas limpias, es la más adecuada para la vibro compactación.

La zona A, aunque es adecuada para la densificación, puede presentar problemas para la hincada del vibrador por la abundancia de gravas.

En la zona C, la presencia de una importante fracción limosa hace que la vibración genere un hueco cilíndrico alrededor del vibrador, que se mantiene estable temporalmente e impide la transmisión de la vibración hacia fuera. En estos casos, se puede introducir material granular de aporte para el relleno del hueco y compactar la zona externa.

Por tanto se puede establecer que la zona C es la frontera para la adecuada utilización entre uno y otro método. Los suelos situados a la izquierda de franja requerirán el empleo de columnas de grava, y los suelos situados a la derecha, requerirán la vibro compactación.

En general, la limitación por contenido de finos (<0.06 mm) se suele establecer en un 15%, tal y como se observa en el quiebro brusco de la gráfica y suele ser un parámetro bastante estricto.

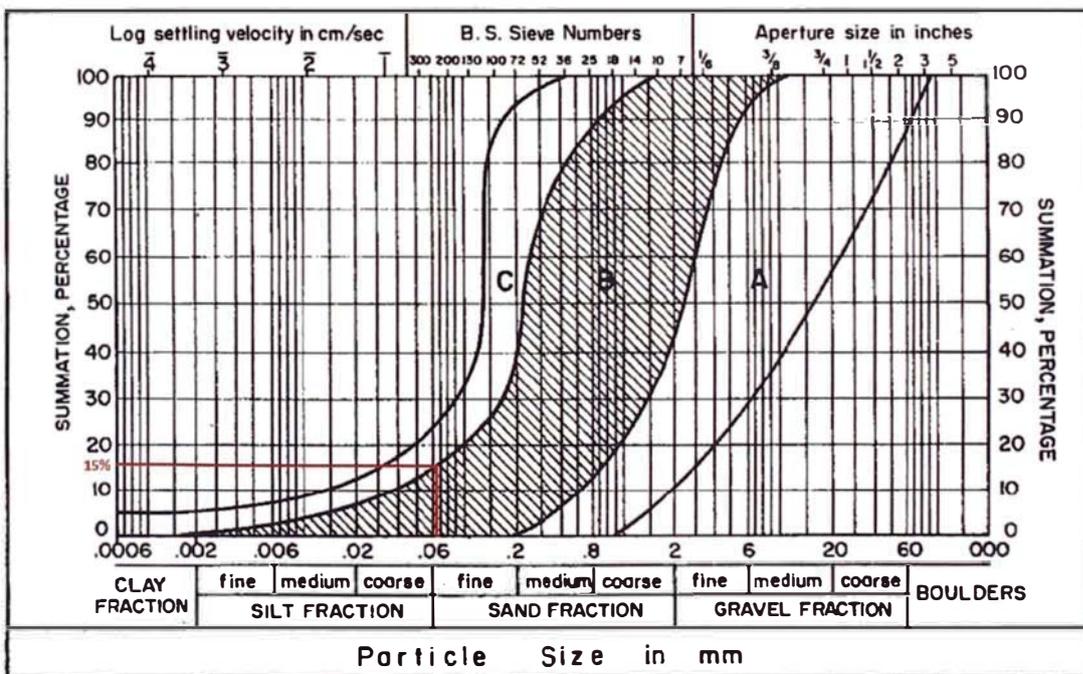


Figura 1.3. Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibro-compactación (Glover, 1992)

## CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LAS COLUMNAS DE GRAVA

### 2.1.- PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO:

Las columnas de grava constituyen una técnica de consolidación y refuerzo del terreno, a partir de la cual se obtiene un suelo mejorado sobre el que se apoya directamente la cimentación, sin necesidad de conexiones estructurales entre las columnas de grava y las zapatas y/o losas de cimentación.

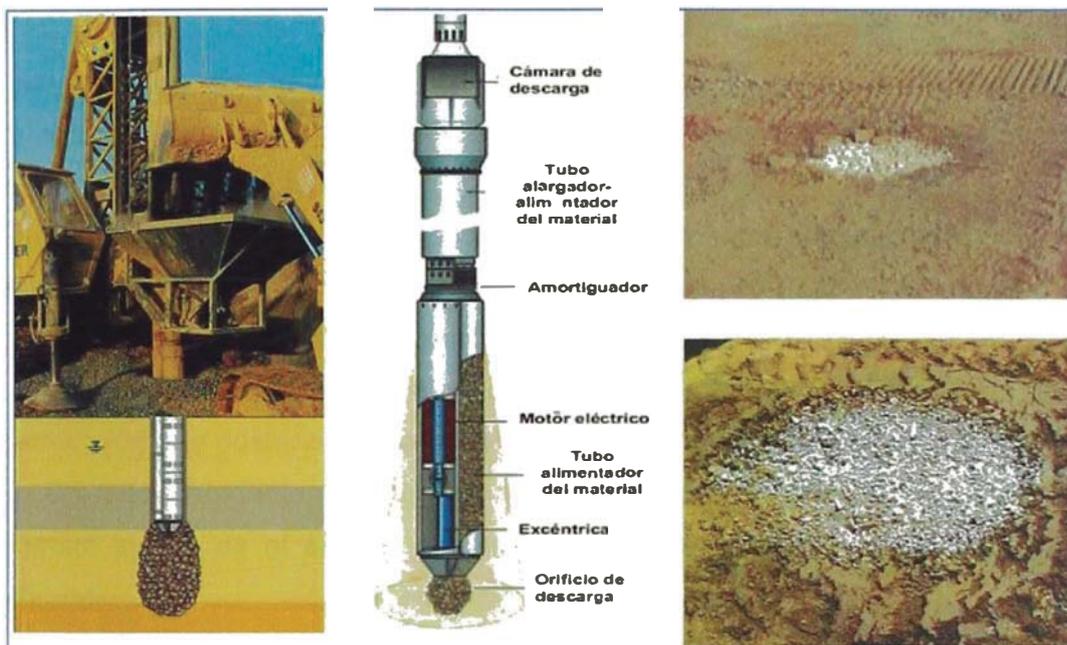


Figura 2.1.- Procedimiento de Columnas de grava en Vía Seca.

La técnica consiste en la formación de una serie de columnas de grava compactadas en el terreno, obteniéndose un conjunto equivalente compuesto por las columnas de grava y el suelo natural, capaz de soportar cimentaciones, debido al aumento de la capacidad portante, reducción de los asentamientos, homogeneización y aceleración del proceso de consolidación que experimenta la masa de suelo afectada por las cargas.

El comportamiento del terreno mejorado con columnas de grava frente a las cargas verticales de cimentación puede asimilarse al comportamiento de un conjunto equivalente, Figura 2.2, con parámetros geo mecánicos medios, y ponderados a partir de los parámetros del suelo natural y de las columnas de grava.



Figura 2.2.- Esquema del suelo equivalente.

Así, a la masa de suelo tratada puede considerársele como un solo material, al cual se le asignan unos parámetros equivalentes a partir de los cuales se podrán calcular los asentamientos, capacidad portante y consolidación de forma similar a los tipos de cimentación directamente apoyadas sobre el terreno.

Las columnas de grava se encuadran dentro de los métodos de mejora o refuerzo del terreno realizado mediante compactación dinámica: Vibro sustitución y Vibro desplazamiento.

Estos dos últimos son las dos técnicas habituales para ejecutar columnas de grava. También se denominan vía seca o vía húmeda respectivamente. En ambos métodos un vibrador cilíndrico, que puede ser eléctrico o hidráulico, penetra en el suelo comprimiendo el suelo lateralmente y formando una perforación que posteriormente se rellena con grava compactada por el vibrador. La diferencia fundamental entre la vía seca y la vía húmeda, como su propio nombre indica, es el empleo de aire o agua para facilitar la penetración del vibrador.

Las fases de construcción de ambas técnicas son muy similares, tal y como se muestra el esquema de construcción mediante la vía seca (Figura 2.3):

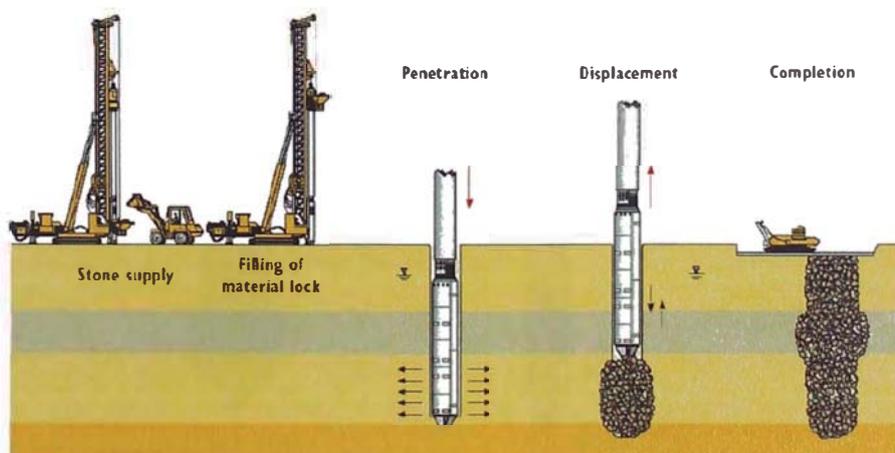


Figura 2.3. Esquema de construcción por vía seca (Raju et al., 2004)

## 2.2.- PROCESO CONSTRUCTIVO:

1) Penetración: El vibrador penetra en el terreno con la ayuda de aire comprimido o agua a presión. El aporte de aire comprimido es fundamental para compensar los efectos de la succión en el caso del vibro desplazamiento (vía seca).

2) Esta segunda fase es la que no existe en el vibro desplazamiento y consiste en el ensanchamiento del agujero debido al flujo de agua. Este flujo limpia los finos del suelo tratado. La denominación de vibro sustitución se debe a que este material eliminado es sustituido por grava, mientras que en el vibro desplazamiento no se elimina nada de suelo, simplemente se desplaza lateralmente.

3) Aporte de la grava. Una vez alcanzada la profundidad deseada se procede al aporte de la grava en tramos de unos 50 cm.

4) La grava aportada es compactada por la vibración. Esta vibración provoca que la grava penetre en las paredes del terreno natural. La finalización de cada tramo viene indicada por la resistencia a bajar del vibrador, medida por la intensidad aplicada al vibrador, que representa el consumo de energía. En las zonas menos resistentes la grava penetrará más en el suelo, por ello el diámetro de la columna variará con la altura, coincidiendo los estratos más blandos con los diámetros mayores.

El aporte de la grava puede realizarse en superficie, a la cota del terreno natural (aporte superior), o por la punta del vibrador (aporte inferior), ver Figura 2.4.

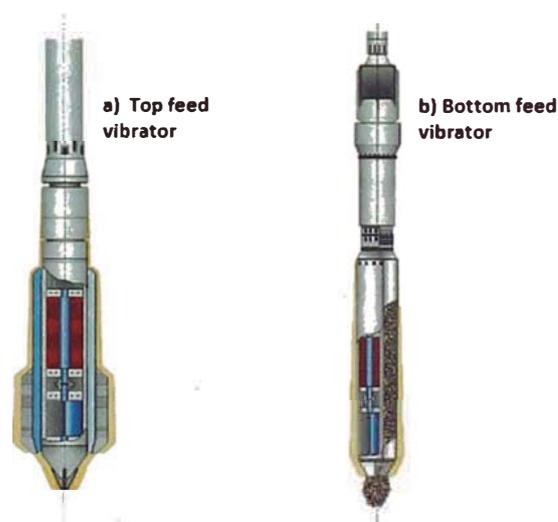


Figura 2.4. Vibradores para alimentación (a) por superficie y (b) por fondo (Raju et al., 2004)

Para la técnica del aporte superior, en el caso de la vibro sustitución se aporta la grava por el lateral de la cavidad, y en el caso del vibro desplazamiento se saca el vibrador y se aporta el material, lo que requiere que la cavidad sea estable. Para solucionar este inconveniente surgió la técnica del aporte inferior.

En la técnica del aporte inferior se acopla un tubo "tremie" al vibrador. De esta manera, la grava se carga en una tolva a la cota del terreno natural, la tolva se eleva y se vierte la grava en la parte superior del tubo, por el que la grava descende y se deposita en la perforación por la punta del vibrador. Esta técnica permite el empleo de la vía seca en terrenos muy blandos en los que no se garantiza la estabilidad de la perforación.

El hecho de aportar la grava por un tubo de diámetro limitado puede obligar a variar la granulometría de la grava aportada, eliminando los tamaños mayores para evitar la obturación del tubo.

En general, se considera que la vía seca es mucho más respetuosa con el medio ambiente, más limpia en obra y no necesita un uso elevado de agua, aunque es ligeramente más cara y si el terreno es duro, requiere gran potencia en el vibrador.

### **2.3.- CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS DE GRAVA:**

El rango de los diámetros de las columnas de grava varían de 0.5 a 1.2 m, siendo el más común actualmente el de 0.7-0.8 m para la vía seca. Los diámetros conseguidos mediante la vía húmeda siempre son mayores que los conseguidos por la vía seca.

El diámetro depende en gran medida de la deformabilidad del suelo. Como referencia, con un vibrador de 0.65 m de diámetro y vía seca se alcanzan diámetros superiores a 1 m para una resistencia del suelo inferior a 4 golpes del ensayo SPT, y para golpes superiores a 10, el diámetro es el del vibrador.

Las profundidades habituales de las columnas están entre 6 y 10 m. Aunque se puede llegar a profundidades de 30 m, no suele ser rentable salvo casos excepcionales. Normalmente, las columnas se llevan hasta una capa rígida, aunque también se pueden dejar como elementos flotantes que trabajan por rozamiento (Figura 2.5).

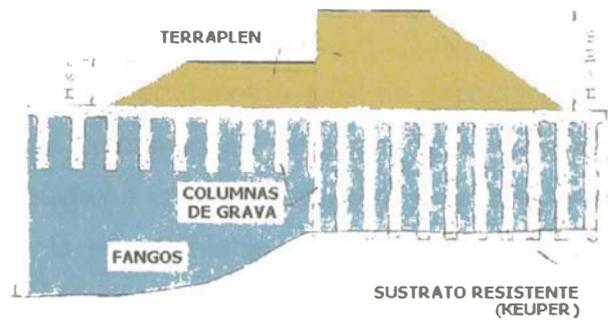


Figura 2.5. Esquema de empleo de columnas de grava (CEDEX, 2005)

Es recomendable la construcción de una capa superficial de grava (“blanket”) de un espesor aproximadamente igual al radio de la columna. Ésta sirve para expulsar el agua, homogeneizar los asentamientos y repartir las cargas.

Para el control de la ejecución de las columnas se emplean varios parámetros, el más importante es la compactación conseguida en la columna construida, este parámetro se controla mediante la intensidad aplicada al vibrador.

El diámetro de la columna se puede calcular a partir de la cantidad de grava aportada. Uno de los problemas más comunes en la construcción de las columnas es la continuidad en estratos de baja resistencia, que obliga a incrementar el diámetro de la columna en estas zonas para garantizar una correcta compactación.

## 2.4.- GEOMETRÍA:

Las columnas son de pequeño tamaño comparado con las dimensiones totales del terreno a mejorar, suelen ser numerosas y requerirían un complejo análisis en 3 dimensiones.

Normalmente se realizan varias hipótesis para poder pasar de este estudio global a uno más sencillo. Una primera opción consiste en convertir el suelo tratado mediante columnas en un suelo homogéneo con unas características mejoradas (Schweiger, 1989). Otra opción es transformar las columnas de grava en zanjas longitudinales para poder pasar del problema tridimensional a un problema en deformación plana. Por último, otra alternativa en dos dimensiones es estudiar una única columna y su suelo circundante en simetría axial.

### 2.4.1.- Simetría axial:

El estudio de las columnas en simetría axial es especialmente útil en aquellos casos en los que las columnas se emplean de forma extensiva en mallas uniformemente distribuidas a lo largo y ancho de toda la extensión que se quiere mejorar. La base de la transformación es suponer que el comportamiento de todas las columnas es el mismo.

Esto implica que la separación entre columnas es constante y que se desprecian los efectos de borde. De esta manera, se obtiene una única columna rodeada de su parte correspondiente de suelo y con condiciones de contorno de simetría. La última simplificación que se suele hacer es el paso de la forma prismática del suelo circundante a un cilindro, para poder analizar el problema en simetría axial (Figura 2.6). El conjunto de una única columna y su suelo circundante se suele denominar “celda unidad”.

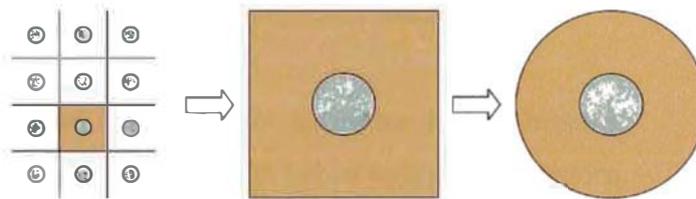


Figura 2.6. Paso a simetría axial

La transformación del elemento prismático en uno cilíndrico empleada en todas las referencias conocidas se basa en conservar el diámetro de la columna e igualar las áreas del suelo circundante. El diámetro exterior de la celda unidad en función al tipo de malla o distribución de las columnas de grava, aparece en el cuadro 2.1.

Cuadro 2.1. Diámetro de la celda unidad equivalente

Distribución	Área de influencia	Diámetro de la celda unidad
Triangular	$\frac{\sqrt{3}}{2}d^2$	$d_1 = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}}d \approx 1.050d$
Cuadrada	$d^2$	$d_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi}}d \approx 1.128d$
Hexagonal	$\frac{3\sqrt{3}}{4}d^2$	$d_1 = \sqrt{\frac{3\sqrt{3}}{4\pi}}d \approx 1.286d$

Fuente: Raju et al., 2004

## 2.5.- REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS Y AUMENTO DE CAPACIDAD PORTANTE:

El método más utilizado para el análisis y diseño de las columnas de grava es el desarrollado por Priebe (1976), revisado en varias ocasiones hasta su versión más reciente (1995).

Este método se fundamenta en la determinación del factor de mejora ( $n_0$ ) > 1 que representa la relación de asentamientos de una misma cimentación considerada apoyada sobre un terreno sin ningún tipo de tratamiento de mejora y sobre un terreno mejorado, así como en la determinación del factor de reparto de cargas ( $m_s$ ), el cual representa la proporción de carga que absorben las columnas de grava respecto a la carga total actuante.

$$\boxed{n_0 = \frac{S}{S_c}} \quad \boxed{m_s = \frac{\sigma_c}{\sigma}} \quad \boxed{1 - m_s = \frac{\sigma_s}{\sigma}}$$

Dónde:

S: asentamiento de la cimentación sobre terreno sin mejora.

$S_c$ : asentamiento de la cimentación sobre terreno con mejora.

$\sigma_c$ : carga absorbida por la columna de grava.

$\sigma_s$ : carga absorbida por el terreno circundante a la columna.

$\sigma$ : carga total en la cimentación (sin presencia de mejora).

El método de Priebe desarrolla una formulación de cálculo pormenorizada para la determinación de ambos factores a partir de unos parámetros concretos, asumiendo una serie de hipótesis de cálculo.

Los parámetros básicos del método son la relación de áreas ( $A_c/A$ ) < 1, el módulo de Poisson del terreno circundante ( $\mu_s$ ) y el ángulo de rozamiento de la columna de grava ( $\varphi_c$ ), además de otros factores adicionales como la profundidad y el peso específico de los materiales.

La relación de áreas ( $A_c/A$ ) representa el área ocupada por la columna de grava respecto a la superficie de su zona de influencia o área de la celda unidad (A) sobre la que actúa.

En la Figura 2.7 se muestran las soluciones gráficas de los factores  $n_0$  y  $m_s$  elaboradas a partir de la formulación del método de Priebe (1976 y 1995).

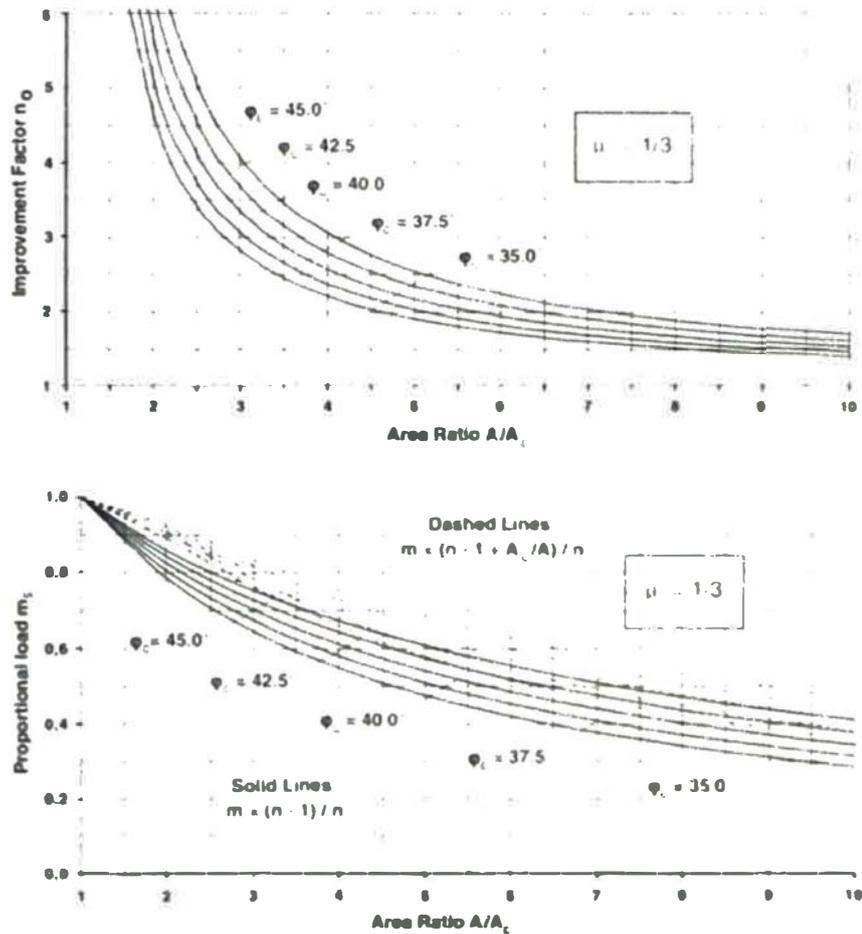


Figura 2.7. Factor de mejora  $n_0$  y reparto de cargas  $m_s$

## 2.6.- EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN:

Es importante reiterar que las columnas de grava representan el sistema de drenaje vertical más potente que existe en la ingeniería geotécnica. Por tal razón, casi la totalidad de los asentamientos se producirán durante la construcción de las estructuras, debido a la capacidad de drenaje de las columnas de grava para acelerar la disipación de presiones de poros en el proceso de consolidación.

El análisis de consolidación con columnas de grava como drenes verticales está referido a un cilindro equivalente de suelo de diámetro  $D_e$ , o diámetro del área de

influencia del dren, considerando que el suelo que rodea dicho cilindro es impermeable y tiene un dren cilíndrico en su interior de diámetro  $D_d$ .

Para el cálculo, los datos de partida son los relacionados a las condiciones de contorno, como son la distancia o camino máximo de drenaje y las extensiones de las cargas aplicadas, y por otra parte los parámetros relacionados al flujo de agua en el terreno, como son la permeabilidad y coeficiente de consolidación.

Según la solución de Carrillo (1942), bajo la hipótesis de deformación vertical uniforme y en condiciones edométricas, el grado medio de consolidación debido al drenaje en las direcciones vertical y radial es:

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v)$$

Dónde:

$U_{v,r}$  : grado medio de consolidación combinada en las direcciones vertical y radial

$U_v$  : grado medio de consolidación vertical

$U_r$  : grado medio de consolidación radial

Por otro lado según Barron (1948), la consolidación radial que gobierna las condiciones de drenaje en un terreno con drenes verticales de arena (similar a las columnas de grava) viene definida por la siguiente expresión:

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8C_h}{\mu D^2}t}$$

Dónde:

$U_r$  : grado medio de consolidación radial

$C_h$  : coeficiente de consolidación radial

$t$  : tiempo de consolidación

$D$  : separación entre ejes de drenes verticales

A partir de estos planteamientos, el cálculo consiste en tantear una distribución o separación entre drenes de modo que pueda lograrse un grado de consolidación determinado, o inversamente, a partir de un grado de consolidación deseado obtener una separación entre drenes adecuada.

### CAPÍTULO III: CASO APLICATIVO DE LA UTILIZACIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.

Las columnas de grava como inclusiones rígidas provocan una redistribución de las tensiones aplicadas y una concentración de éstas sobre las columnas. Así, se aumenta la rigidez del conjunto, disminuyendo los asentamientos, reduciendo el camino de drenaje y acelerando la consolidación del suelo circundante bajo la aplicación de cargas.

En este capítulo se analiza las consideraciones, diseño, el proceso constructivo y los resultados obtenidos al aplicar las columnas de grava como mejoramientos de suelos para cimentar puentes con terraplenes de conexión.

#### 3.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

El proyecto en estudio se denomina: "Mejoramiento de la Transitabilidad Peatonal y Vehicular de la Av. Evitamiento de la Ciudad de Cusco" y se ubica en el departamento de Cusco, provincia de Cusco y distrito de San Sebastián; San Jerónimo y Saylla.

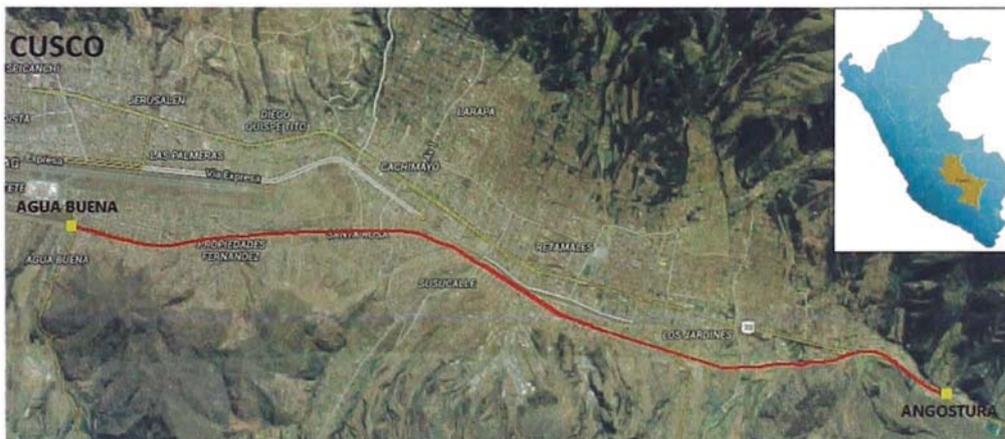


Figura 3.1.- Ubicación del proyecto

Este proyecto consiste en renovar una extensión de 9.5 kilómetros de vía peatonal y vehicular, que se inicia en la vía de salida de la ciudad de Cusco hacia Puno, y se extiende, acompañando a la vía férrea, hasta la localidad de Agua Buena, contará con dos vías principales, dos auxiliares y pasos a desnivel

preparadas para el transporte seguro de todo tipo de vehículos incluidos camiones de gran tonelaje.

Para este informe se estudiará el mejoramiento de suelos de los puentes vehiculares Chimpahuaylla y Túpac Amaru II.

En la Figura 3.2, se muestra una sección típica del proyecto general para el caso de vías principales a desnivel y auxiliares, el cual será típico en el sector de los puentes a construir.

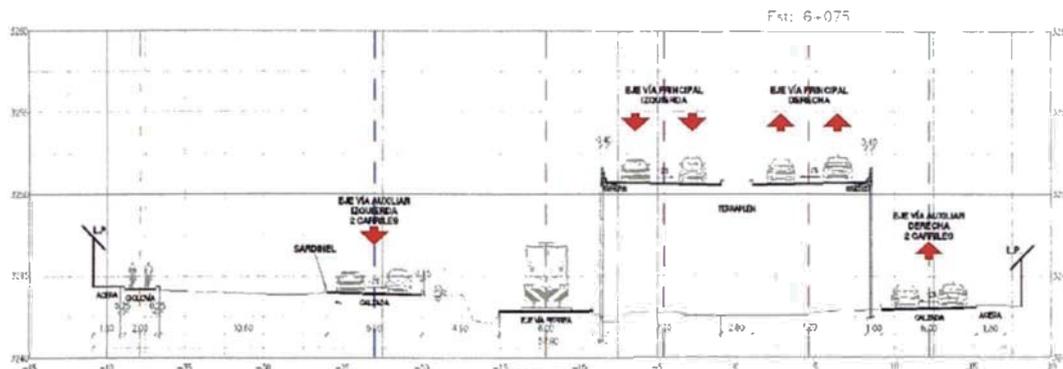


Figura 3.2: Sección Típica de las vías principales a desnivel y vías auxiliares

En la Figura 3.3 se puede observar una vista tridimensional de la construcción del puente chimpahuaylla.



Figura 3.3.- Intercambio Vial Chimpahuaylla - Proyecto Vías de Cusco.

### 3.2.- SITUACIÓN GEOTÉCNICA:

El estudio geotécnico realizado para los intercambios viales consideró perforaciones diamantinas de hasta 36 m de profundidad, calicatas de sondeo de 1.50 m de profundidad, ensayos de refracción sísmica aplicando los métodos de MASW y MAN, ensayos de compresión triaxial, consolidación, ensayos directos de SPT y DPL, y mediciones y control de la Napa Freática, de las cuales se llegó a las siguientes conclusiones:

La zona correspondiente al Puente Chimpahuaylla presenta suelos limosos blandos ML-MH en los estratos superiores (0 – 11 m) y suelos SM, SP, CL como estratos subyacentes y niveles freáticos a solo 40 cm de profundidad, que conforman un subsuelo de muy baja calidad para fines de cimentación.

La zona correspondiente a puente: Túpac Amaru II está conformado mayormente por suelos blandos (CL, ML, SM, SP - SM, GM.) con potenciales de asentamiento por consolidación y algunos estratos de suelos areno-limosos en estado suelto, generalmente a profundidades de 15 – 20 m, con baja calidad para fines de cimentación.

#### 3.2.1.- Investigación Geotécnica:

Los trabajos han incluido la respectiva recuperación de muestras de suelos, ensayo de penetración estándar SPT, Cono Peck y ensayos de laboratorio:

**Cuadro 3.1.- Ubicación y profundidad de los sondajes en los puentes.**

PUENTES	SONDAJES	PROFUNDIDAD (m)	NORTE	ESTE
CHIMPAHUAYA	P - 10	20	8499810.287	188267.6619
	P - 11	20	8499809.608	188242.6014
TÚPAC AMARU II	P -16	20	8501104.846	184846.7697
	P - 17	20	8501103.882	184822.7826

Fuente: Proyecto Vías Cusco

Adicionalmente se realizaron sondajes diamantinos:

**Cuadro 3.2.- Ubicación y Profundidad de los Sondeos complementarios**

PUENTES	SONDAJES	PROFUNDIDAD (m)	NORTE	ESTE
CHIMPAHUAYA	P - 11 -A	36	8499815	188267
TÚPAC AMARU II	P - 17 - A	12	8501119	184819

Fuente: Proyecto Vías Cusco

El perfil estratigráfico para el Puente Chimpahuaylla P-10, P-11, P-11A:

**PUENTE CHIMPAHUAYLLA**

SONDAJES	PROFUNDIDAD (m)	SUELO	ESTRATO	ENSAYO	N
P - 10 ( 20 m)	1	suelo organico			
	2	Arcilla Limosa		SPT 1	4
	3				
	4			SPT 2	3
	5	Arcilla Arenosa		SPT 3	16
	6				
	7			SPT 4	4
	8				
	9	Arena mal graduada		SPT 5	24
	10				
	11			CPT 1	50
	12	Arcilla Arenosa		CPT 2	50
	13				
	14	Arena gravosa		SPT 6	5
	15				
	16			CPT 3	50
	17				
	18				
	19				
	20			CPT 4	50

**Figura 3.4.- Perfil Estratigráfico del sondaje P-10**

Un primer nivel (Nivel A) detrítico fino de arenas limosas con alguna pasada de gravas, que muestra un espesor del orden de 1.5 a 2.0 m.

Bajo el cual y hasta los 13.0-14.0 metros de profundidad se sitúa un nivel cohesivo constituido por limos arcillosos con matriz arenosa en proporciones variables y algunas gravillas dispersas.

Un (nivel B), desde los 14.0 metros de profundidad hasta donde llegan los sondajes se encuentra de nuevo un nivel detrítico de arenas gravosas y limosas, que intercalan niveles de arcillas arenosas y algún nivel de arcillas grises.

**Cuadro 3.3.- Parámetros geotécnicos del Suelo – Puente Chimpahuaylla**

PARÁMETRO	Nivel A	Nivel B
Clasificación USCS	CL-ML	GM-SM (CL)
Módulo elasticidad	60 kg/cm <sup>2</sup>	100-400 kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson	0.3	0.3
Compresión simple	0.5 kg/cm <sup>2</sup>	
Cohesión	0.08-0.12 kg/cm <sup>2</sup>	0.02-0.05 kg/cm <sup>2</sup>
Angulo de rozamiento	24-26°	29-32°
Peso específico aparente	1.80-1.85 tn/m <sup>3</sup>	1.83-1.95 tn/m <sup>3</sup>
Permeabilidad	4.62 * 10 <sup>-6</sup> cm/s	

Fuente: Proyecto Vías Cusco

De acuerdo a los parámetros se muestra el perfil estratigráfico en el ANEXO 1

El perfil estratigráfico para Puente Túpac Amaru II:

**PUENTE TUPAC AMARU II**

SONDAJES	PROFUNDIDAD (m)	SUELO	ESTRATO	ENSAYO	N
P - 17 ( 20 m)	1	Arena con grava			
	2	Arcilla Limosa con arena		SPT 1	8
	3			SPT 2	10
	4			SPT 3	12
	5				
	6				
	7				
	8	Grava con Arena		CPT 1	127
	9	Arena Limosa		CPT 2	45
	10			SPT 4	6
	11				
	12			SPT 5	9
	13				
	14			SPT 6	10
	15				
	16	Arcilla con arena		SPT 7	14
	17				
	18			SPT 8	14
19					
20					

Figura 3.5.- Perfil Estratigráfico del sondaje P-17

Un primer nivel (Nivel A) muestra un paquete arcillo-limoso con indicios de arena y gravas, hasta profundidades del orden de 6.0 a 8.0 m.

Por debajo (Nivel B) desde los 10.0 m de profundidad y hasta el final se sitúa una arena limosa marrón con alguna grava intercalada.

En conjunto, el nivel cohesivo se trata de materiales de plasticidad media a baja en general, con una consistencia entre blanda a moderadamente firme, mientras que el nivel detrítico puede catalogarse de medianamente denso.

**Cuadro 3.4.- Parámetros geotécnicos del Suelo – Puente Túpac Amaru II**

PARÁMETRO	Nivel A	Nivel B
Clasificación USCS	CL-ML-SM	SM
Módulo elasticidad	60 kg/cm <sup>2</sup>	100-150 kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0.3	0.3
Compresión simple	0.5-1.0 kg/cm <sup>2</sup>	
Cohesión	0.08-0.12 kg/cm <sup>2</sup>	0.04-0.07kg/cm <sup>2</sup>
Angulo de rozamiento	25-27°	30-32°
Peso específico aparente	1.80-1.87 tn/m <sup>3</sup>	1.85-1.89 tn/m <sup>3</sup>
Permeabilidad	7.32*10 <sup>-5</sup> cm/s	

Fuente: Proyecto Vías Cusco

De acuerdo a los parámetros se muestra el perfil estratigráfico en el ANEXO 1

### 3.2.2.- Refracción Sísmica Y Métodos MASW Y MAM:

Se cuenta con el Estudio Geofísico, elaborado en base al Método de Análisis de Ondas Multicanales (MASW) y Análisis de Micro trepidaciones en Arreglo Multicanal (MAM), con el fin de establecer los perfiles geo-sísmicos del terreno de fundación del área de estudio específico.

Se realizaron los ensayos MASW con una longitud de 75m, con la cual se logró explorar profundidades del orden de 25.00 a 30.00 m.

Por otro lado se realizaron los ensayos MAM con una longitud establecida de 120 m, con la cual se logró explorar profundidades del orden de 60.00m

Se hizo el procesamiento haciendo uso para ello de los programas Surface Wave Analysis Wizard y Wave Eq (Surface Wave Analysis).

Se muestra a continuación la escala de las propiedades del suelo en función a la velocidad de las ondas de corte:

Cuadro 3.5.- Propiedades del terreno en función a la velocidad de onda de corte.

TIPO DE SUELO	NOMBRE DE SUELO	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS 30 PRIMEROS METROS.	
		Velocidad de onda de corte, $V_s$ (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, $N$
A	Roca muy dura	$V_s > 1,500$	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1,500$	N/A
C	Suelo muy firme o roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	$N > 50$
D	Suelo rígido	$180 \leq V_s \leq 360$	$15 \leq N \leq 50$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	$N < 15$

Fuente: Introducción a la geofísica (Agustín Udias)

### ENSAYO MASW

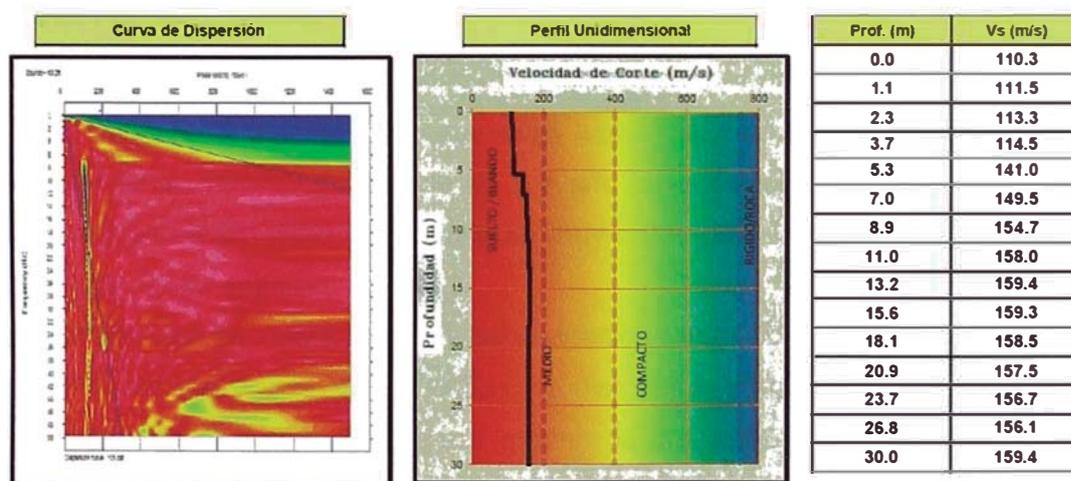


Figura 3.6.- Vista de la curva de dispersión y el perfil Unidimensional de la velocidad de ondas de corte del ensayo MASW del Puente Chimpahuaylla.

### 3.3.- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN:

A continuación se presenta el análisis de la cimentación, desarrollado sobre la base de los resultados de la evaluación geotécnica, perforaciones diamantinas donde se realizaron ensayos triaxiales, consolidación y permeabilidad de muestras shelby extraídas y en base a la geofísica desarrollada.

#### 3.3.1.- Capacidad Admisible Del Suelo:

A continuación se presenta los cálculos de las capacidades admisibles

**Cuadro 3.6.- Capacidad admisible y propiedades del suelo puente Chimpahuaylla.**

CHIMPAHUAYA	BxL	q adm(Kg/cm <sup>2</sup> )						Y (g/cm <sup>3</sup> )	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	ø (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )
		2.5 x 2.5	3.5 x 3.5	4.5 x 4.5	5.5 x 5.5	7.5 x 7.5	8 x 8				
Arcilla con limos	3	0.90	0.80	0.60	0.50	0.40	0.30	1.1	0.38	0	94
Arcilla con limos	3.5	1.10	1.00	0.80	0.60	0.40	0.40	1.3	0.49	0	124
Arcilla con limos	4.5	1.30	1.20	0.90	0.70	0.50	0.50	1.2	0.56	0	144
Arcilla con limos	5	1.50	1.40	1.10	0.90	0.60	0.60	1.3	0.68	0	174
Arcilla con limos	6	2.20	2.10	1.60	1.30	1.00	0.90	1.2	0.98	0	253

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Cuadro 3.7.- Capacidad admisible y propiedades del suelo para el puente Túpac Amaru II.**

TÚPAC AMARU II	BxL	q adm(Kg/cm <sup>2</sup> )						Y (g/cm <sup>3</sup> )	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	ø (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )
		2.5 x 2.5	3.5 x 3.5	4.5 x 4.5	5.5 x 5.5	7.5 x 7.5	8 x 8				
Arcilla con limos	3	0.9	0.7	0.6	0.4	0.3	0.3	1.2	0.38	0	94
Arcilla con limos	3.5	1.3	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	1.4	0.53	0	134
Arcilla con limos	4.5	1.5	1.3	1	0.8	0.6	0.5	1.6	0.6	0	154
Arcilla con limos	5	1.7	1.5	1.1	0.9	0.7	0.6	1.6	0.68	0	174
Arcilla con limos	6	2.3	2.1	1.6	1.3	1	0.9	1.5	0.98	0	253

Fuente: Proyecto Vías Cusco

Como se puede observar la capacidad admisible está calculada en base al asentamiento máximo permisible de 2.5 cm, cuyo calculo arrojaba los valores más desfavorables, obteniendo valores muy bajos para los distintos tanteos de dimensiones de zapatas.

Es por eso que en zonas con muy baja capacidad admisible es factible realizar el refuerzo con geomallas, bajo el criterio de distribuir la carga de la cimentación en un ancho mayor y disminuir de esa manera la profundidad de cimentación. Sin embargo aun así se requiere mejorar la capacidad portante, para lo cual se analiza las columnas de grava como una solución de mejora del suelo.

### 3.3.2- Asentamiento Por Consolidación:

De la información del estudio geotécnico se ha tomado la siguiente información.

Máxima Altura de Relleno = 8.0 m

Peso Específico del Relleno = 19 KN/m<sup>3</sup>

Peso Específico del concreto = 24 KN/m<sup>3</sup>

Sobrecarga tráfico pesado = 10KN/m<sup>2</sup>

#### Análisis de Cargas:

Se pueden dividir 4 zonas:

a) ZAPATA ( 18m x 8m = 144 m<sup>2</sup>) (h=8m):

Vol. concreto (Zapata+Estribo+Vigas+Losa)= 560 m<sup>3</sup>.

Vol. Relleno = 720 m<sup>3</sup>.

Peso Total = 560m<sup>3</sup> x 24 KN/m<sup>3</sup> + 720m<sup>3</sup> x 19KN/m<sup>3</sup> = 27,120 KN

$$\sigma_{Zapata} = 27,120 \text{ KN} / 144 \text{ m}^2 = 188.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{Total} = 188 \text{ KN/m}^2 + 10\text{KN/m}^2 = 198 \text{ KN/m}^2$$

Consideramos  $\sigma_{Zapata} = 200 \text{ KN/m}^2$

b) MURO A1(h=7.8 m): 19KN/m<sup>3</sup> x 7.8m = 148 KN/m<sup>2</sup>

$$\sigma_{Total} = 148 \text{ KN/m}^2 + 10\text{KN/m}^2 = 158 \text{ KN/m}^2$$

Consideramos  $\sigma_{MURO A1} = 160\text{KN/m}^2$

c) MURO A2 (h= 7.0 m): 19KN/m<sup>3</sup> x 7m = 133 KN/m<sup>2</sup>

$$\sigma_{Total} = 133 \text{ KN/m}^2 + 10\text{KN/m}^2 = 143 \text{ KN/m}^2$$

Consideramos  $\sigma_{MURO A2} = 150\text{KN/m}^2$

d) MURO A3 (h=4.5 m): 19KN/m<sup>3</sup> x 4.5m = 85.5 KN/m<sup>2</sup>

$$\sigma_{Total} = 85.5 \text{ KN/m}^2 + 10\text{KN/m}^2 = 95.5 \text{ KN/m}^2$$

Consideramos  $\sigma_{MURO A3} = 100\text{KN/m}^2$

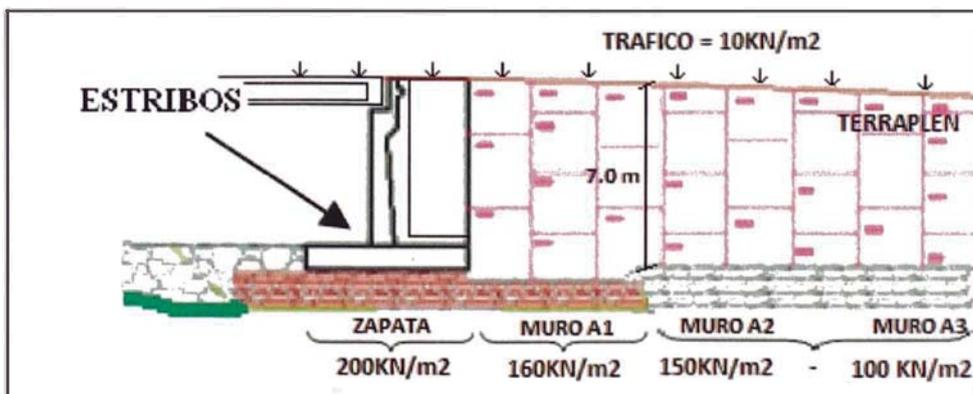


Figura 3.7.- Distribución de cargas de la zapata y el terraplén

a) Puente Chimpahuaylla:

Cuadro 3.8.- Parámetros para el cálculo de consolidación Chimpahuaylla.

PARÁMETRO	VALOR
Espesor de Suelo Blando (H <sub>0</sub> )	10.0 m
Nivel Freático (n.a.)	1.00m
Peso Específico Suelo Blando (γ <sub>sm</sub> )	13 KN/m <sup>3</sup>
Coficiente de Compresibilidad CC	0.36
Coficiente de Consolidación C <sub>v</sub>	0.0015 cm <sup>2</sup> /seg (4.73 m <sup>2</sup> /año)
Índice de Vacíos	1.3

Fuente: Proyecto Vías Cusco

Procedemos a estimar los asentamientos por consolidación para suelos normalmente consolidados de la siguiente expresión:

$$\rho = H_0 \cdot \frac{C_c}{1 + e_i} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}$$

Dónde:

ρ = asentamiento (m).

e<sub>i</sub> = índice de vacíos inicial

H<sub>0</sub> = espesor inicial del suelo blando (m).

σ'<sub>vi</sub> = presión efectiva inicial (kPa).

C<sub>c</sub> = coeficiente de compresibilidad

σ'<sub>vf</sub> = presión efectiva final (kPa).

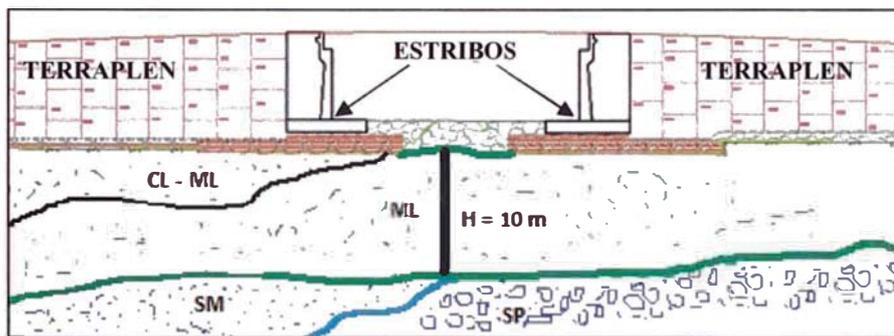


Figura 3.8.-Perfil del estrato a consolidar en el Puente Chimpahuaylla.

Presión Efectiva Inicial en el centro del estrato:

$$\sigma'_{vi} = (n.a. \times \gamma_{sm}) + \left[ \left( \frac{H_0}{2} - n.a. \right) \times (\gamma_{sm} - \gamma_w) \right]$$

$$\sigma'_{vi} = (1.0m \times 13KN/m^3) + (12m/2 - 1m) \times (13KN/m^3 - 10KN/m^3) = \mathbf{28 \text{ Kpa}}$$

Presión Efectiva Final:  $\sigma'_{vf} = \sigma'_{vi} + (\sigma'_{zapata})$

$$\sigma'_{vf} = 28Kpa + (200Kpa) = \mathbf{228 \text{ Kpa}}$$

De la expresión de asentamiento por consolidación estimamos el asentamiento:

$$\rho = H_0 \cdot \frac{C_c}{1 + e_i} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}} \Rightarrow \rho = 10 \cdot \frac{0.36}{1 + 1.3} \cdot \log \frac{228}{28} = 1.42 \text{ m}$$

$$\rho = \mathbf{1.42 \text{ m}}$$

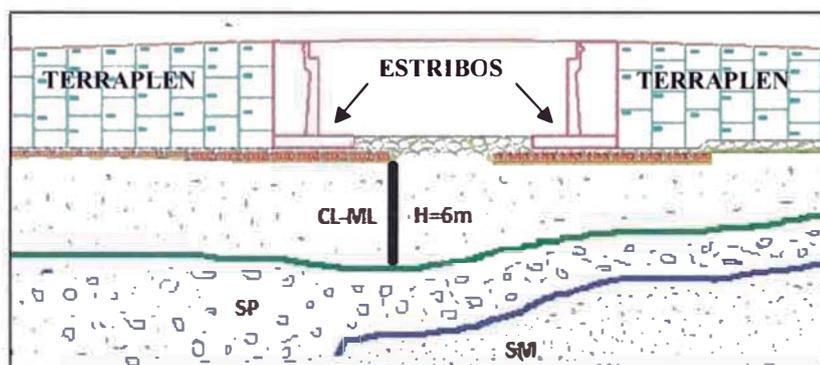
## b) Puente Túpac Amaru II:

**Cuadro 3.9.- Parámetros para el cálculo de consolidación Túpac Amaru II:**

PARÁMETRO	VALOR
Espesor de Suelo Blando (H <sub>0</sub> )	6.0 m
Nivel Freático	1.00m
Peso Específico Suelo Blando	16 KN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de Compresibilidad CC	0.136
Coefficiente de Expansión CC	0.019
Coefficiente de Consolidación C <sub>v</sub>	0.0046 cm <sup>2</sup> /seg (14.3 m <sup>2</sup> /año)
Índice de Vacíos	0.93
Esfuerzo de Pre consolidación	100 Kpa

Fuente: Proyecto Vías Cusco

Procedemos a estimar los asentamientos por consolidación para suelos normalmente consolidados de la siguiente expresión:



**Figura 3.9.-Perfil del estrato a consolidar en el Puente Túpac Amaru II.**

Presión Efectiva Inicial:

$$\sigma'_{vi} = (6m/2) \times (16KN/m^3 - 10KN/m^3) = 18 \text{ Kpa}$$

Presión Efectiva Final

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vi} + (h_a \times \gamma_a)$$

$$\sigma'_{vf} = 18Kpa + (200KN/m^3)$$

$$\sigma'_{vf} = 218 \text{ Kpa}$$

De la expresión de asentamiento por consolidación estimamos el asentamiento:

$$\rho = H_0 \cdot \frac{C_s}{1+e_i} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}} \quad \Rightarrow \quad \rho = 6 \cdot \frac{0.019}{1+0.93} \cdot \log \frac{100}{18} = 0.044m$$

$$\rho = H_0 \cdot \frac{C_c}{1+e_i} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}} \quad \Rightarrow \quad \rho = 6 \cdot \frac{0.136}{1+0.93} \cdot \log \frac{218}{100} = 0.143m$$

$$\rho = 0.143m + 0.0444 = 0.187m$$

### 3.3.3- Tiempo Estimado De Consolidación:

Tiempo de asentamiento según la teoría de Terzaghi dónde:  $t = \frac{T_v H_d^2}{C_v}$

- t = tiempo estimado para el asentamiento (años);
- $T_v$  = factor de tiempo, basado en la teoría de Terzaghi;
- $H_d$  = altura de drenaje (m);
- $C_v$  = coeficiente de consolidación vertical (m<sup>2</sup>/año).

#### a) Puente Chimpahuaylla:

$H_d = 6.0\text{m}$  (altura de drenaje efectiva, la mitad del espesor de suelo blando)

$C_v = 4.73 \text{ m}^2/\text{año}$  (dato del estudio geotécnico)

$Ch = 2.5 \times 4.73 \text{ m}^2/\text{año} = 11.82 \text{ m}^2/\text{año}$  (dato asumido como  $2.5 \times C_v$ )

**Cuadro 3.10.-Grado de consolidación (%) vs Factor de Tiempo  $T_v$  Pte. Chimpahuaylla.**

U	$T_v$	t	Años	t	Meses
20%	0.0314	0.17	Años	2.0	Meses
50%	0.196	1.04	Años	12.4	Meses
70%	0.403	2.13	Años	25.6	Meses
90%	0.848	4.48	Años	53.8	Meses
100%	2	10.57	Años	126.8	Meses

Fuente: Vías cusco

#### b) Puente Túpac Amaru II:

$H_d = 6.0\text{m}$  (altura de drenaje efectiva, mitad del espesor de suelo blando)

$C_v = 14.3 \text{ m}^2/\text{año}$  (dato del estudio geotécnico)

$Ch = 2.5 \times 14.3\text{m}^2/\text{año} = 35.75 \text{ m}^2/\text{año}$

**Cuadro 3.11.- Grado de consolidación (%) vs Factor de Tiempo  $T_v$  Pte. Túpac Amaru II**

U	$T_v$	t	Años	t	Meses
20%	0.0314	0.02	Años	0.24	Meses
50%	0.196	0.12	Años	1.48	Meses
70%	0.403	0.25	Años	3.04	Meses
90%	0.848	0.53	Años	6.40	Meses
100%	2	1.26	Años	15.10	Meses

Fuente: Vías Cusco

Para la consolidación al 90% el tiempo estimado es de aproximadamente 4 Años (Puente Chimpahuaylla) y 6 meses (Puente Túpac Amaru II), por lo cual es necesario el tratamiento con columnas de grava para disminuir este tiempo.

### 3.4.-DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE GRAVA:

El dimensionamiento de las columnas de grava se ha realizado con el objetivo de obtener un nivel de los asentamientos y capacidad portante admisibles.

#### 3.4.1.-Dimensionamiento:

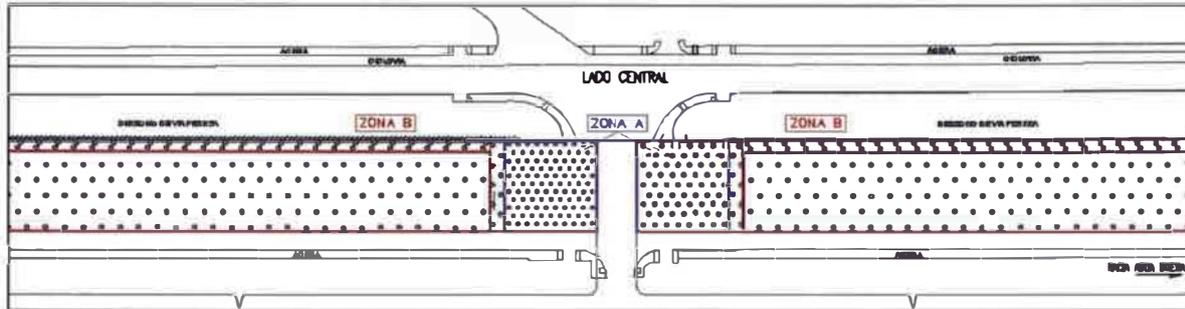


Figura 3.10.- Ubicación y distribución de las columnas de grava vista en planta

#### a) Puente Chimpahuaya:

- Zona A (Estribos): Se estima la colocación de columnas de gravas, en forma triangular, de diámetro 1.00 m, con un espaciado entre ejes de 2.5 metros y una longitud de 12 a 14 metros en función de la situación del nivel resistente.
- Zona B(Muros de tierra armada): Se estima columnas gravas, en forma triangular, de diámetro 1.00 m, con un espaciado entre ejes de 4 metros y una longitud de 10 a 12 metros

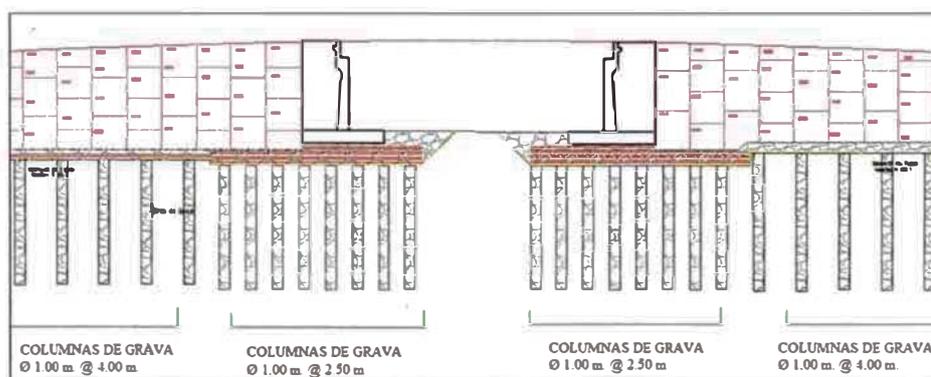


Figura 3.11.- Perfil de la ubicación y dimensiones de las columnas de grava en el Puente Chimpahuaylla

## b) Puente Túpac Amaru II:

- Zona A (Estribos): Malla triangular 2,50 x 2,50 m, considerando una variación del diámetro de las columnas de 0.8 m, de acuerdo a las características de las capas de suelo tratadas en profundidad. La profundidad de tratamiento varía en función del perfil del suelo, entre 6,5 y 8 m, aproximadamente.
- Zona B (Muros de tierra armada): Malla triangular 3,50 x 3,50 m, considerando un diámetro de las columnas de 0.80 m, de acuerdo a las características de las capas de suelo tratadas en profundidad. La profundidad de tratamiento varía en función del perfil del suelo, entre 6,5 y 8 m, aproximadamente.

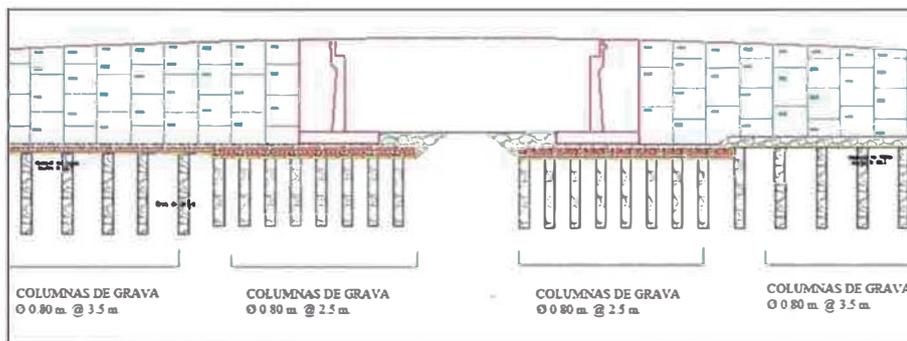


Figura 3.12.- Perfil de la ubicación y dimensiones de las columnas de grava en el Puente Túpac Amaru II

### 3.4.2.-Longitud:

Se determina en base al perfil estratigráfico donde se puede observar la profundidad del terreno más resistente.

En el caso del Puente Chimpahualla la longitud de las columnas queda definida de acuerdo al diseño establecido en base a los estudios geotécnicos.

En caso del puente Túpac Amaru II, se utilizó una tecnología mucho más moderna para las columnas de grava: el vibro desplazamiento en vía seca con aporte inferior de la grava, donde la longitud está definida tanto al diseño como al rechazo que ofrece el terreno que es indicio de un suelo con mejores características en la que se puedan conectar las columnas de grava

El rechazo se produce en niveles suficientemente competentes con el golpeo del ensayo de SPT de aproximadamente 20 golpes.

### 3.4.3.- Diámetro:

El diámetro básicamente responde al diseño y está en función al equipo empleado, en el caso del puente Chimpahullya se utilizó una pilotera T150/007 cuyo diámetro nominal de perforación es de 1m,

En el caso del Puente Túpac Amaru II se utilizó un Vibrocad cuyo diámetro de vibrador es de 0.65 m, con pasadas de compactación de 0,5 a 1,0 m de altura, y empuje estático (de hasta 30 t) sobre el vibrador, permite ensanchar al máximo las columnas, alcanzando diámetros de hasta 90 cm. Dependiendo de las características del terreno.

Los diámetros previstos de las columnas varían:

Puente Chimpahuaylla: entre 1 m y 1.2 m aproximadamente,

Puente Túpac Amaru II: entre 0.7 m y 0.9 m aproximadamente,

### 3.4.4.-Propiedades Geotécnicas:

El valor del módulo de deformación de las columnas de grava realizadas en vía seca es generalmente adoptado en 120 MPa. Para la grava se adoptó un ángulo de rozamiento interno de  $\phi = 45^\circ$ . La grava debe estar limpia y sin finos (< 5% de finos), y tener una granulometría limitada de entre 3/8" y 2".

### 3.4.5.- Reducción De Asentamientos:

Los asentamientos se calculan a partir del método desarrollado por Priebe (1976, 1995) para la mejora de suelos ligado a la presencia de columnas de grava.

La difusión de tensiones en el suelo se efectúa prácticamente según el mismo principio que para una cimentación superficial sobre un suelo homogéneo considerando las ecuaciones de Boussinesq.

La metodología de Priebe es la más reconocida para ese fin y existe una gran experiencia en su aplicación desde los años sesenta, ofreciendo resultados muy cercanos a la realidad, contrastados a partir de una gran cantidad de obras auscultadas.

**a) MÉTODO DE PRIEBE (Puente Chimpahuaylla):**

- Malla triangular con columnas de diámetro 1m, espaciados cada 2.5m.

- Área de influencia de las columnas de grava :  $A = L^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}$

$$A = (2.5)^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} = 5.412 \text{ m}^2$$

- Área de la columna de grava :  $A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$

$$A_c = \frac{3.14159 \cdot (1)^2}{4} = 0.7854 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{A_c} = \frac{5.412}{0.7854} = 6.89$$



Figura 3.13



$$n_o = 2.1$$

$$\phi = 45^\circ$$

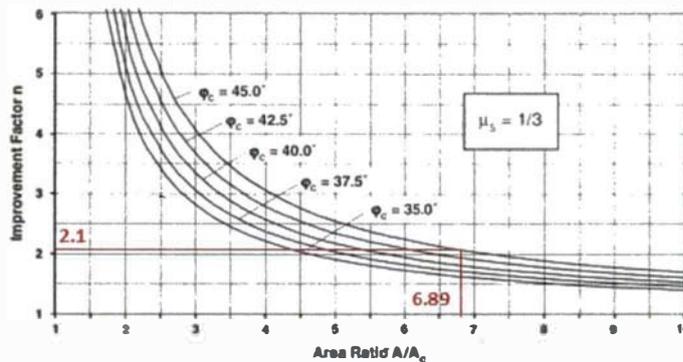


Figura 3.13.- Abaco de relación A/Ac y Factor de mejora n – método Priebe.

Determinación del coeficiente de influencia:

$$\frac{A}{A_c} = 6.89$$

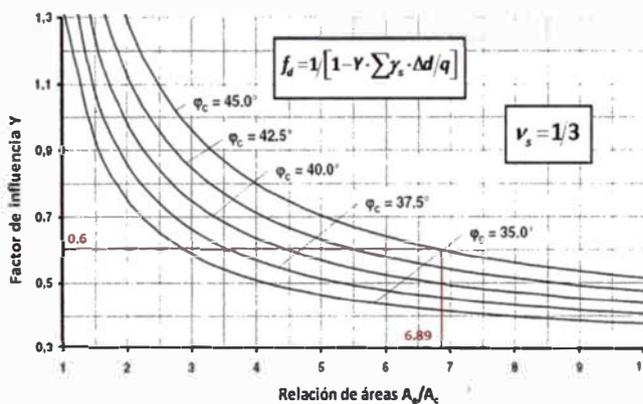


Figura 3.14



$$y = 0.6$$

$$\phi = 45^\circ$$



$$f_d = \frac{1}{1 - 0.6 \cdot \frac{\sum(y_s \cdot d)}{q}}$$

$$f_d = \frac{1}{1 - 0.6 \cdot \frac{13 \cdot 11 - 10 \cdot 10}{200}} = 1.15$$

$$n_2 = 1.15 \cdot 2.1 = 2.415$$

Figura 3.14.- Abaco de relación A/Ac y Factor de influencia y – Método de Priebe

$$\text{Asentamiento} = 1.42 \text{ m} / 2.415 = 0.59 \text{ m}$$

Como se puede observar aun así con las columnas de grava se tiene un asentamiento de 59 cm, la cual es excesivo y podría comprometer la estructura, en ese sentido se opta por cambiar el diseño del mejoramiento del suelo, la cual consiste en un reemplazo del suelo hasta una profundidad tal que las cargas de diseño se disipen y su influencia sea mínima sobre el suelo blando, adicionalmente la capa restante del suelo blando sea mejorada con las columnas de grava restringiendo el drenaje y solo rigidizándola para evitar los asentamientos excesivos.

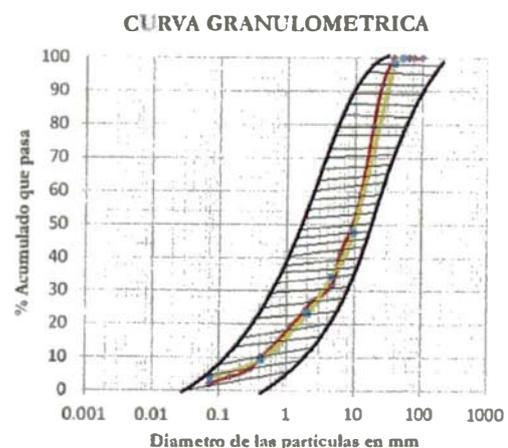
De acuerdo a la necesidad, se puede variar la granulometría de las columnas de grava de tal forma que esta pueda comportarse según los fines que se desea obtener pudiendo tratarse de los siguientes:

- Incremento de la rigidez del sistema.
- Incremento de la rigidez del sistema y servir como dren.

Para el análisis en particular de este caso, ya que los asentamientos estimados son excesivos, requiriendo un plazo más largo para poder consolidar dicho terreno con la aplicación de una pre carga, se opta por tanto de evitar la consolidación del suelo, entonces no se drenara el agua existente. El objetivo fundamental de las columnas de grava será incrementar la rigidez del sistema, finalmente obteniendo una mejor capacidad admisible.

Sin embargo para cumplir este objetivo se recomienda utilizar los materiales cuya granulometría sea la siguiente:

Tamiz	Abertura (mm)	% pasa	Tamiz	Abertura (mm)	% pasa
3"	76.2	100	N 4	4.76	31.6
2 1/2"	63.5	100	N 8	2.36	26.5
2"	50.6	100	N 10	2	24.5
1 1/2"	38.1	100	N 16	1.19	29.2
1"	25.4	91.7	N 30	0.6	12.4
3/4"	19.05	79.2	N 40	0.42	10
1/2"	12.7	59.2	N 50	0.3	6.5
3/8"	9.52	49.8	N 100	0.149	4.1
1/4"	6.35	41.4	N 200	0.074	2.1



**Figura 3.15 Granulometría para columnas de grava no drenantes**

**b.1) MÉTODO DE PRIEBE (Puente Túpac Amaru II):**

- Malla triangular con columnas de diámetro 0.8 m, espaciados cada 2.5m.

- Área de influencia de las columnas de grava:  $A = L^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}$

$$A = (2.5)^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} = 5.412 \text{ m}^2$$

- Área de la columna de grava:

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$A_c = \frac{3.14159 \cdot (0.8)^2}{4} = 0.5026 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{A_c} = \frac{5.412}{0.5026} = 10.7$$

$$\phi = 45^\circ$$

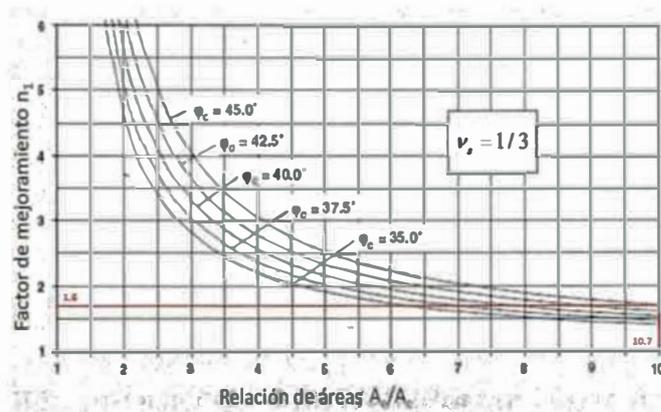
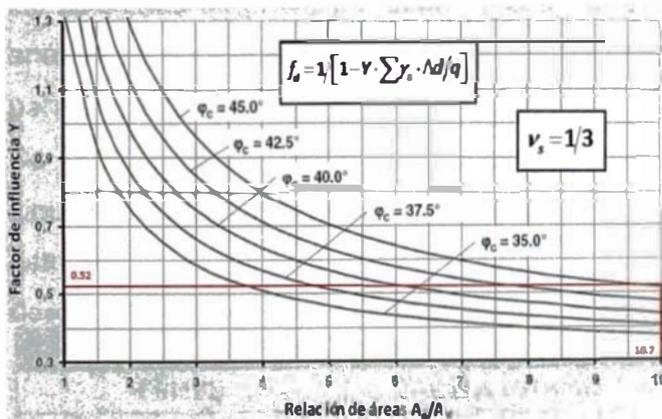


Figura 3.16.- Abaco de relación A/Ac y Factor de mejora n<sub>0</sub> – método Priebe.

Determinación del coeficiente de influencia:

$$\frac{A}{A_c} = 10.7$$

$$\phi = 45^\circ$$



$$fd = \frac{1}{1 - 0.52 \cdot \frac{\sum(y_s \cdot d)}{q}}$$

$$fd = \frac{1}{1 - 0.52 \cdot \frac{100}{200}} = 1.35$$

$$n2 = 1.6 \cdot 1.35 = 2.16$$

Figura 3.17.- Abaco de relación A/Ac y Factor de influencia y – Método de Priebe.

$$\text{Asentamiento} = 0.187 \text{ m} / 2.16 = 0.0865 \text{ m}$$

### b.2) MÉTODO DE BALAAM Y BOOKER (Puente Túpac Amaru II):

Según el método de balaam y Booker (1981), plantea el factor de reducción del asentamiento está en función de la relación de diámetros de terreno y columna ( $a/b = 1/N$ ) y la relación de módulos de columna ( $E_p$ ) y suelo ( $E_s$ ), para un valor del coeficiente de Poisson de 0,3 para ambos materiales.

Según la gráfica:

$E_p = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 90 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 2.5 \text{ m}$

$b = 0.8 \text{ m}$

$E_p/E_s = 13.4$

$a/b = 0.32$

$n = 0.52$

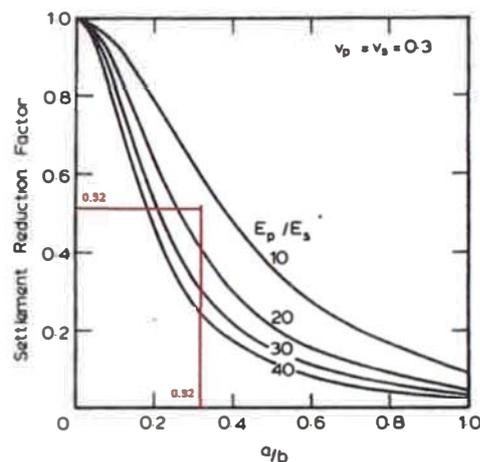


Figura 3.18.- Abaco de balaam y booker.

$$\text{Asentamiento} = 0.187\text{m} * 0.52 = 0.0972 \text{ m}$$

### b.3) SALIDA DEL PROGRAMA GRETA-S (Puente Túpac Amaru II):

Este programa se basa en la teoría de PRIEBE y en base a la información proporcionada calcula los asentamientos generados por determinados esfuerzos, la cual es mucho más precisa ya que considera las propiedades del suelo y la de las columnas de grava por capas y obteniendo los factores más exactos, estos análisis se muestran en el **ANEXO 2**, obteniendo un asentamiento de 6.68 cm para el estribo del Puente Túpac Amaru II:

De acuerdo a los datos obtenidos mediante cada metodología se tienen el siguiente cuadro comparativo para los asentamientos producidos en la zona del estribo:

**Cuadro 3.12.- Comparativo de asentamientos estimados para cada metodología.**

METODOLOGÍA	ESTRUCTURA	ASENTAMIENTO ESTIMADO
PRIEBE	ZAPATA ESTRIBO 2	8.65 cm
BALAAM Y BOOKER	ZAPATA ESTRIBO 2	9.72 cm
PROGRAMA GRETA-S	ZAPATA ESTRIBO 2	6.68 cm

Fuente: Elaboración Propia

### Asentamientos Máximos (Puente Túpac Amaru II):

A continuación se muestra un resumen de los asentamientos esperados bajo los muros de tierra armada y bajo las zapatas de los estribos.

**Cuadro 3.13.- Resumen de los asentamientos esperados bajo los muros de tierra armada.**

ESTRUCTURA TIPO	Malla de columna de grava (m)	Altura de Muro (m)	Carga (KN/m <sup>2</sup> )	Asentamiento máximo estimado (cm)
MURO A1	2.5 x 2.5	7.8	160	6.81
MURO A2	3.5 x 3.5	7.5	150	7.56
MURO A3	3.5 x 3.5	5	100	4.65

Fuente: Proyecto Vías Cusco

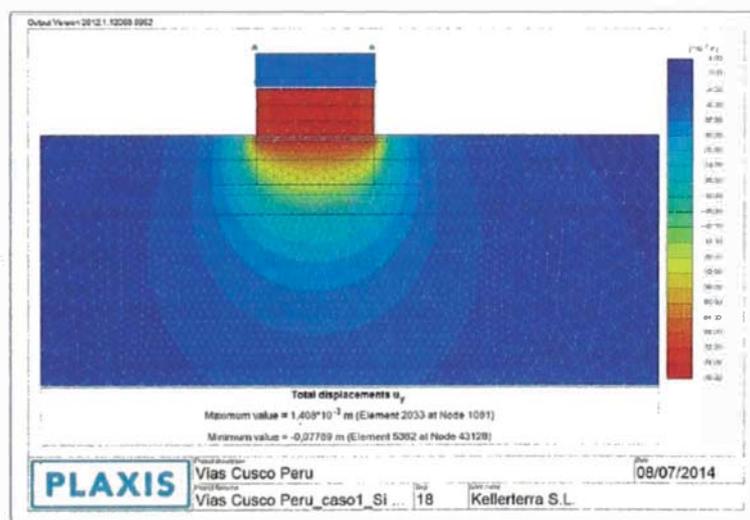
**Cuadro 3.14.- Resumen de los asentamientos esperados bajo las zapatas de los estribos**

ESTRUCTURA TIPO	Malla de columna de grava (m)	Dimensión de zapata (m)	Carga (KN/m <sup>2</sup> )	Asentamiento máximo estimado (cm)
ZAPATA ESTRIBO 1	2.5 x 2.5	7.8	200	6.53
ZAPATA ESTRIBO 2	2.5 x 2.5	7.5	200	6.68

Fuente: Proyecto Vías Cusco

Es importante mencionar que casi la totalidad del asentamiento se producirá durante el proceso constructivo, debido a la capacidad drenante de las columnas de grava.

Se verifica el asentamiento más crítico mediante el programa Plaxis versión 2012, para el cálculo numérico mediante elementos finitos, sido similares a los calculados mediante métodos analíticos. El ejemplo que se expone a continuación corresponde al modelo del Muro A2, donde se han estimado los máximos asentamientos de 7,56 cm mediante métodos analíticos y 7,79 cm mediante elementos finitos. **Anexo 3**



**Figura 3.19.- Asentamiento del muro de tierra armada – malla 3,50 x 3,50 m.**

### 3.4.6.- Tiempo De Consolidación Del Suelo Equivalente:

Considerando el efecto de las columnas de grava en una malla equivalente de 2,5 x 2,5 m y 3,5 x 3,5 m, y siguiendo la teoría de consolidación radial de Balaam y Booker (1981), puede estimarse el tiempo de consolidación primaria en función de la permeabilidad horizontal, para las capas de terreno tratadas.

En la siguiente tabla se muestran los porcentajes de consolidación:

**Cuadro 3.15.- Resumen de los tiempos de consolidación para la malla 2,5 x 2,5 m**

Kh Coeficiente de permeabilidad horizontal (cm/s)	Según Balaam y Booker (1981)	
	Tiempo de consolidación (días)	Grado de consolidación (%)
1 x 10 <sup>-5</sup>	7	> 95
1 x 10 <sup>-6</sup>	7	> 95

Fuente: Proyecto Vías Cusco.

**Cuadro 3.16.- Resumen de los tiempos de consolidación para la malla 3,3 x 3,5 m.**

Kh Coeficiente de permeabilidad horizontal (cm/s)	Según Balaam y Booker (1981)	
	Tiempo de consolidación (días)	Grado de consolidación (%)
1 x 10 <sup>-5</sup>	7	> 95
1 x 10 <sup>-6</sup>	7	> 95

Fuente: Proyecto Vías Cusco.

Como puede comprobarse, aún para un material de permeabilidad horizontal del orden de 10<sup>-6</sup> cm/s se produciría más de 95% de la consolidación en aproximadamente una (1) semana, lo cual representa una disipación de sobrepresiones de poros casi inmediata.

Asimismo se comprueba que más de 90% de la consolidación correspondiente a las capas situadas bajo la zona tratada con columnas de grava se producirá en un plazo de aproximadamente 1 semana (ver cuadro 3.15 y 3.16), quedando en valores despreciables los asentamientos restantes.

Se debe tenerse en cuenta que se han utilizado unos valores conservadores respecto a la permeabilidad del terreno. La estimación de los tiempos y grados de consolidación se ha realizado siguiendo la teoría de consolidación de Terzaghi-Frohlich, adoptando un coeficiente de consolidación de  $C_v = 0,1316$  cm<sup>2</sup>/s, correspondiente al coeficiente de permeabilidad vertical de 10<sup>-6</sup> cm/seg, el cálculo se muestra en el **ANEXO 4**

### 3.4.7.-Aumento De La Capacidad Portante:

Basada en el factor de mejora:

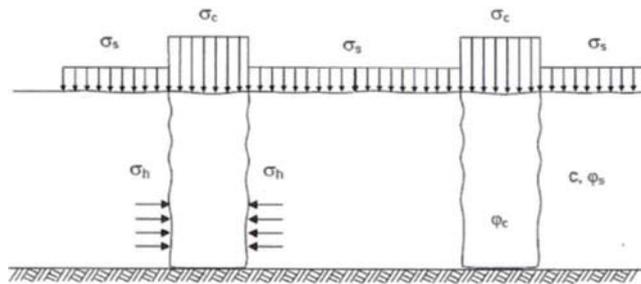


Figura 3.20.- Redistribución de las tensiones aplicadas sobre las columnas de grava y el suelo circundante

#### a) MÉTODO DE PRIEBE (Puente Chimpahuaylla):

Priebe propone parámetros equivalentes:

Se tiene el parámetro:  $\frac{A}{A_c} = \frac{5.412}{0.7854} = 6.89$ ; y de la figura 3.21, obtenemos la proporción de carga  $m = 0.52$ .

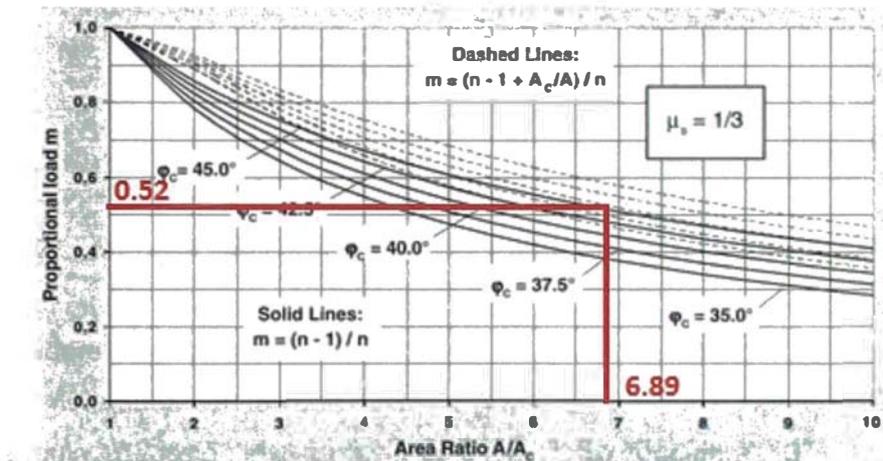


Figura 3.21.- Abaco de relación A/Ac y Factor de mejora m – método Priebe

Se considera los valores promedios en el estrato debajo del Puente chimpahuaylla mejoradas con las columnas de grava:

$\phi$  : El ángulo de fricción interna varía de  $0^\circ$ -  $24^\circ$ , Se considera  $12^\circ$

C : La Cohesión varía entre  $0.12\text{kg/cm}^2$ - $0.38\text{kg/cm}^2$ , considerando  $0.25\text{ kg/cm}^2$ .

Haciendo los cálculos con  $m=0.52$ :

$$\tan\phi_{eq} = m * \tan(\phi_c) + (1 - m) * \tan(\phi)$$

$$c_{eq} = (1 - m) * C + m * C_c$$

$$\tan\phi_{eq} = 0.52 * \tan(30) + (1 - 0.52) * \tan(12) \quad \rightarrow \quad \phi_{eq} = 21.9^\circ$$

$$c_{eq} = (1 - 0.52) * 0.25 + 0.52 * 0 \quad \rightarrow \quad C_{eq} = 0.12 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando en la ecuación de terzaghi, cuyo análisis se muestra en el **Anexo 5**:

$$q_u = 891.7 \text{ KN/m}^2 \quad - > \quad q_u = 297.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 2.97 \text{ Kg/cm}^2$$

### b.1) MÉTODO DE PRIEBE (Puente Túpac Amaru II):

Cálculo de la mejora de la capacidad portante según Priebe:

Se tiene el parámetro:  $\frac{A}{A_c} = \frac{5.412}{0.5026} = 10.7$ ; y de la figura 3.22, obtenemos la proporción de carga  $m = 0.40$ .

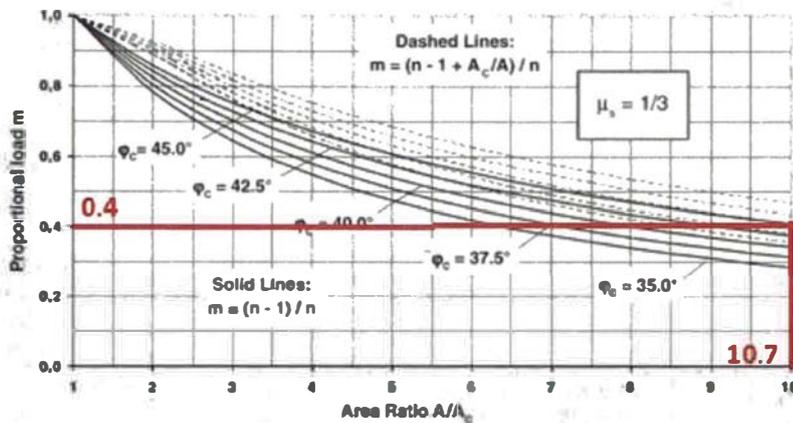


Figura 3.22.- Abaco de relación  $A/A_c$  y Factor de mejora  $m$  – método Priebe

Se considera los valores promedios en el estrato debajo del Puente Túpac Amaru II mejoradas con las columnas de grava:

$\phi$  : El ángulo de fricción interna varía de  $0^\circ$ -  $27^\circ$ , Se considera  $13^\circ$

$C$  : La Cohesión varía entre  $0.12 \text{ kg/cm}^2$ - $0.38 \text{ kg/cm}^2$ , considerando  $0.25 \text{ kg/cm}^2$ .

Haciendo los cálculos con  $m=0.4$ :

$$\tan\phi_{eq} = 0.4 * \tan(40) + (1 - 0.4) * \tan(13) \quad \text{----} \rightarrow \quad \phi_{eq} = 25.3^\circ$$

$$c_{eq} = (1 - 0.4) * 0.25 + 0.4 * 0 \quad \text{----} \rightarrow \quad C_{eq} = 0.15 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando en la ecuación de terzaghi, cuyo análisis se muestra en el **Anexo 5**

$$q_u = 1,383 \text{ KN/M}^2 \quad = \quad q_u = 13.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 4.61 \text{ Kg/cm}^2$$

## b.2) Salida del programa GRETA-S:

La capacidad portante del terreno tratado con columnas de grava se puede realizar mediante el programa GRETA-S, y verificar con el programa Plaxis.

La capacidad portante del terreno mejorado viene dada por el cociente entre la tensión de rotura y el coeficiente de seguridad mínimo

### Propiedades de las columnas de grava:

N°	cota (m)	gamma (kN/m <sup>3</sup> )	phi (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	diám. (m)	D (MN/m <sup>2</sup> )	E (MN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	K
3	2.50	12.00	45.00	0.00	0.00	120.0	0.0	0.0	1.00
4	3.50	9.00	45.00	0.00	0.80	120.0	0.0	0.0	1.00
5	3.75	9.00	45.00	0.00	0.80	120.0	0.0	0.0	1.00
6	7.50	12.00	45.00	0.00	0.00	120.0	0.0	0.0	1.00
7	9.00	11.00	45.00	0.00	0.00	120.0	0.0	0.0	1.00
8	12.00	12.00	45.00	0.00	0.00	120.0	0.0	0.0	1.00
9	40.00	12.00	45.00	0.00	0.00	120.0	0.0	0.0	1.00

### Propiedades del suelo Natural:

N°	cota (m)	gamma (kN/m <sup>3</sup> )	phi (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	my	D (MN/m <sup>2</sup> )	A-R	D-R	tau (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.00	21.00	37.00	0.00	0.33	50.00	*****	2.40	0.00
2	1.50	12.00	37.00	0.00	0.33	50.00	*****	2.40	0.00
3	2.50	12.00	37.00	0.00	0.33	50.00	*****	2.40	0.00
4	3.50	9.00	25.00	10.00	0.33	9.00	11.68	13.33	0.00
5	3.75	9.00	25.00	10.00	0.33	11.85	11.68	10.13	0.00
6	7.50	12.00	35.00	0.00	0.33	50.00	*****	2.40	0.00

Calculando la carga proporcional a las columnas es de :  $m = 1 - 1/n$

N°	sin factor de profundidad				con factor de profundidad			
	m1	phi1 (°)	c1 (kN/m <sup>2</sup> )	D1 (MN/m <sup>2</sup> )	m2	phi2 (°)	c2 (kN/m <sup>2</sup> )	D2 (MN/m <sup>2</sup> )
4	0.36	33.35	6.41	14.05	0.38	33.79	6.20	14.52
5	0.36	33.28	6.44	18.40	0.40	34.31	5.95	19.91

### Calculo la capacidad Portante

Capa 5 al nivel de	1.25 m	debajo de la cimentación
Ángulo de roz. del suelo	25.00°	debajo de la cimentación 33.28°
Cohesión	10.00 kN/m <sup>2</sup> ,	" " " " 6.44 kN/m <sup>2</sup>
Anchura sustituida	9.73 m,	cohesión mediana 9.17 kN/m <sup>2</sup>
Largo de ruptura	31.78 m,	profundidad de ruptura 13.83 m
Peso del suelo	9.00 kN/m <sup>3</sup> ,	tensión suprayacente 43.50 kN/m <sup>2</sup>
Coefficientes de capacidad	N-C = 20.72,	N-D = 10.66, N-B = 4.51
Coefficientes de forma	nyC = 1.22,	nyD = 1.20, nyB = 0.86
Tensión de ruptura	1352.45 kN/m <sup>2</sup> ,	tensión de cimentación 200.00 kN/m <sup>2</sup>
Seguridad individual	6.76	Seguridad mediana 3 - 5 10.44

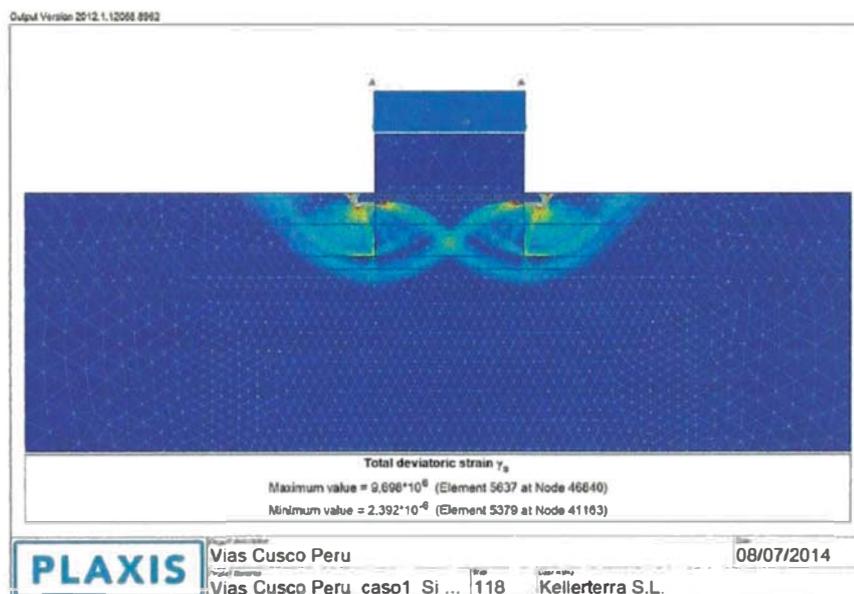
Tal y como se puede observar se obtiene un valor de capacidad admisible para cada capa de suelo en base a la profundidad, de modo que se obtiene el cuadro resumen para cada estructura y de acuerdo al tipo de distribución de columnas de grava:

**Cuadro 3.17.-Resumen del análisis de la capacidad portante.**

ESTRUCTURA TIPO	Carga de Servicio (KN/m <sup>2</sup> )	Tensión ruptura (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Seguridad	Capacidad Portante kg/cm <sup>2</sup>
MURO A1	160	1,336.09	3	4.54
MURO A2	150	1,182.26	3	4.01
MURO A3	100	1,183.46	3	4.02
ZAPATA ESTRIBO 1	200	1,340.00	3	4.55
ZAPATA ESTRIBO 2	200	1,352.45	3	4.59

Fuente: Proyecto Vías Cusco

Tal y como se podrá ver en el cuadro 3.17, los valores de la capacidad portante varían entre 4.01 kg/cm<sup>2</sup> 4.59 kg/cm<sup>2</sup>, considerando un factor de seguridad FS=3.



**Figuras 3.23. Mecanismo de rotura para la cimentación del muro - terreno mejorado con columnas de grava, malla 3,50 x 3,50.**

Además, en la Figura 3.23 se puede observar el mecanismo de rotura del modelo analizado con elementos finitos y el programa Plaxis, a partir de la representación de las deformaciones unitarias tangenciales. Los factores de seguridad obtenidos son ligeramente superiores a los obtenidos mediante cálculo analítico (Método de Priebe, 1995).

### 3.5.-PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS COLUMNAS DE GRAVA:

#### 3.5.1.- Método Por Perforación Puente Chimpahuaylla:

##### Construcción de la plataforma para el inicio de los trabajos:

Previo al posicionamiento del equipo perforador es necesario conseguir una plataforma estable compactada con material de préstamo y con una altura promedio de  $h=0.30\text{m}$  para que se puedan realizar los trabajos adecuadamente.

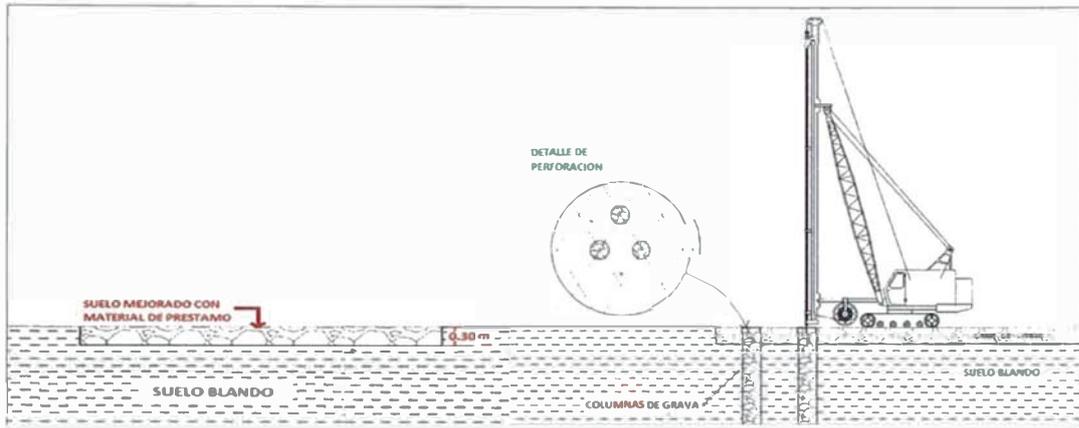


Figura 3.24. Construcción de una plataforma con material de préstamo para inicio de los trabajos

##### Proceso Constructivo.- (Perforación):

- Posicionamiento del equipo perforador sobre el punto de perforación, previamente marcado por el topógrafo
- Perforación inicial sobre el punto establecido de acuerdo a plano, luego del cual se coloca la camiseta de protección de 5m verificando la verticalidad por medio del instrumental electrónico del equipo y en forma manual por medio de un nivel.

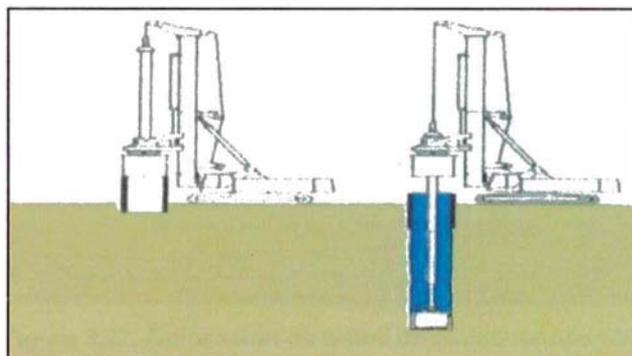


Figura 3.25.- Proceso de construcción de las columnas de grava, metodología de perforación

c) Terminada la operación descrita en el punto anterior se da inicio a la perforación. Esta operación consiste en la extracción de terreno a rotación con la herramienta de corte apropiada, en movimientos ascendentes y descendentes de la barra. Durante esta operación la estabilidad de las paredes de la perforación será asegurada por la utilización de tubos de molde recuperable.



**Figura 3.26.- Perforación y extracción del material**

d) En este caso, simultáneamente a la perforación, se realiza la introducción del tubo molde recuperable, a través de movimientos oscilatorios y de "pull down" imprimidos por la mesa oscilatoria acoplada a la misma. Los tubos molde recuperables son introducidos por tramos, la ligación entre ellos es garantizada a través de juntas TCV macho/hembra, verificándose su verticalidad en todo momento.



**Figura 3.27.-Colocación de tubos de molde recuperable**

e) Llegado a cota de fondo establecida según diseño, se procede a introducir la grava dentro de la excavación. La colocación de la grava se realiza de forma ascendente por descarga directa en capas de 1m la que debe ser compactada con la misma barra Kelly, la cantidad de golpes de compactación está sujeta al rechazo que registra el equipo en cada golpe dado, es decir cuando la columna ya no sufre deformación por cada golpe.



Figura 3.28.- Introducción de la grava dentro de la excavación.

Simultáneamente a esta operación, se deben retirar los tubos recuperables (encamisado), mediante el tiro y la rotación del equipo perforador.

El número de columnas de grava, cotas y la fecha de ejecución queda anotado en el parte diario de producción.

#### **Sostenimiento Mediante Lodos a Base de Polímeros:**

En este proceso constructivo existe la variante de utilizar lodos a base de polímeros que en este caso es la bentonita para el sostenimiento de las paredes de la excavación como reemplazo del encamisado.

Que durante la excavación, simultáneamente se inicia el vertido del fluido en base a polímeros mediante bombeo desde el tanque de preparación (80 a 100m<sup>3</sup>). Se continúa la excavación con la herramienta de perforación procurando mantener el pozo siempre lleno de fluido.

- f) Una vez alcanzada la cota de fundación se introduce el taladro tipo balde y se retira todo el material depositado por decantación en el fondo del pilote.
- g) Perforado el pilote y llegado a la cota de fundación se coloca el embudo de forma rectangular sobre la boca del tubo con la ayuda de la retroexcavadora, para luego comenzar el vaciado de la grava cuidadosamente y acomodándola, a medida que se vacía la grava y a medida que comienza a subir el nivel del polímero dentro del tubo de la excavación, se succiona el mismo mediante la bomba neumática hacia el tanque de preparación, manteniendo siempre una columna positiva de 2 metros por arriba de la napa freática al interior de la perforación.

### 3.5.2.- Método Por Vibro desplazamiento Puente Túpac Amaru II.

En este caso se utilizó el procedimiento de ejecución de columnas de grava mediante Vía Seca con descarga inferior, la cual no se diferencia en mucho de la vía húmeda salvo que no es necesaria la utilización de agua durante la perforación.

Esto implica un ahorro tanto en el costo propio del agua empleada y de su desplazamiento y disposición, como en un laborioso sistema para su gestión una vez utilizada, sistema que necesita la construcción y utilización de balsas de decantación antes de su vertido, el tratamiento de los lodos decantados y la restitución de toda la zona de decantación una vez terminados los trabajos.



Figura 3.29.-Vibrador en Vibrocad con mastil

**a) Preparación del Terreno:**

Los equipos Vibrocad con mástil sobre orugas para la construcción de columnas de grava necesitan una plataforma libre, horizontal, lisa y drenante, de tal forma que la maquinaria pueda moverse por la plataforma sin riesgo de vuelco o accidente y que pueda trabajar incluso durante periodos de lluvia.

**b) Levantamiento de los Ejes de la Columnas de Grava:**

Una vez aceptada la plataforma de trabajo, se marcan sobre ella los puntos en los que se ejecutaran las columnas de acuerdo con el plano.

**c) Penetración de Vibrador:**

El vibrador se sujeta mediante una maquina sobre orugas dotada con un mástil, también denominada Vibrocad, que dispone de un empuje adicional proporcionado por el peso de la máquina y transmitido a la punta mediante cables con polea.



**Figura 3.30.-Ubicación y penetración del vibrador en el suelo**

La hincas se lleva hasta la profundidad de diseño o hasta el rechazo si este se produce antes. En el caso de encontrarse capas duras durante la ejecución de las columnas de grava, la penetración de las mismas se realizara mediante un equipo auxiliar de penetración, que permitirá al equipo de columnas alcanzar la profundidad de diseño.

La longitud de las columnas podrá ser menor a la de diseño en caso de que el equipo alcance antes del rechazo, Estas desviaciones pueden tener lugar de forma localizada en función a las variaciones del perfil del terreno

#### d) Relleno de la Perforación con Grava:

Por medio de una tolva que se carga a nivel del suelo con una retroexcavadora, que luego se eleva por el mástil hasta alcanzar una trampilla superior del vibrador por el que se descarga la grava y a través del tubo alimentador interior llega hasta la punta inferior del vibrador donde se encuentra el orificio de salida. En la figura 3.31, se esquematizan el proceso de relleno.

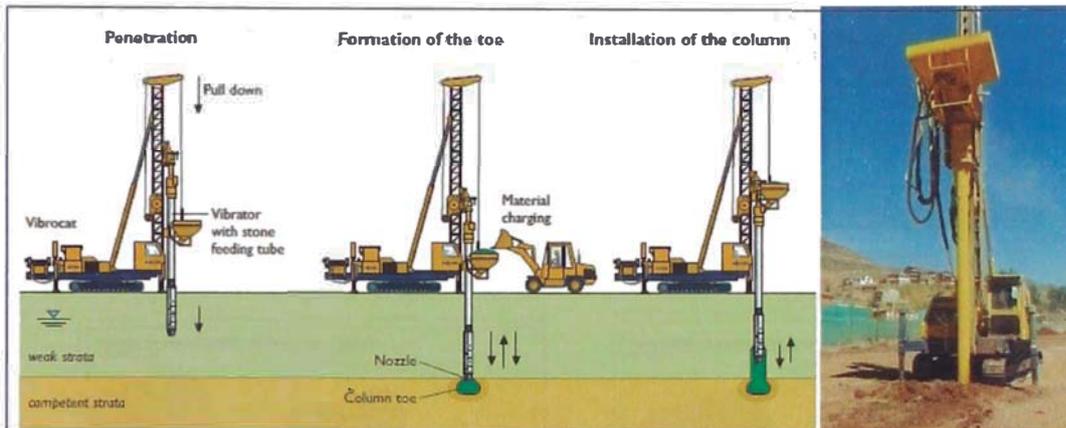


Figura 3.31.- Columnas de grava mediante vía seca con descarga inferior

Alcanzada la profundidad de diseño el vibrador se eleva ligeramente a la vez que la grava aportada a través del orificio de salida inferior ocupa el espacio que queda libre. El vibrador vuelve a bajar sobre el material aportado que es compactado por medio de la presión ejercida por el peso así como por la vibración que este transmite.

Mediante pasadas sucesivas de poca amplitud (generalmente 50 a 100 cm) se consigue rellenar toda la perforación hasta alcanzar la superficie. Asegurando:

Continuidad de la columna en todo su desarrollo.

Una adecuada compactación que permita a la columna desarrollar la capacidad de carga para la que ha sido dimensionada



Figura 3.32.-Carga de grava en la tolva del vibrocad con una retroexcavadora

e) **AcabadoFinal:**

Una vez ejecutadas las columnas de grava se regulariza la base de apoyo mediante la aportación de grava o suelo reforzado que permita la ejecución de la cimentación superficial.

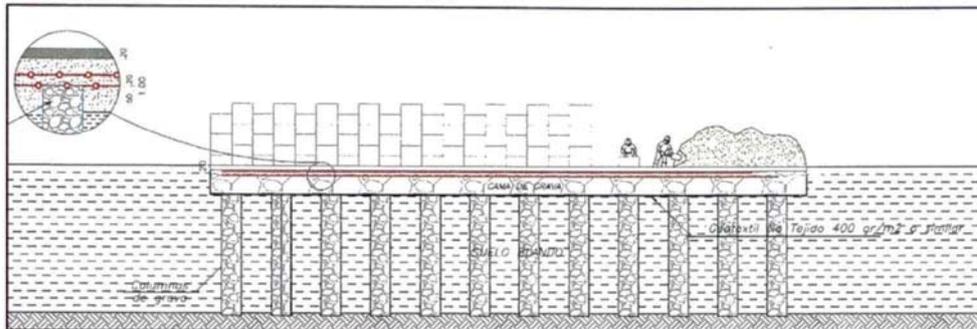


Figura 3.33.- Construcción de la base de apoyo con suelo reforzado.

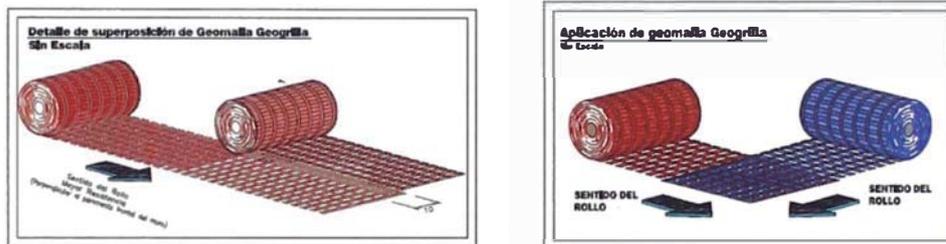


Figura 3.34.-Detalle de la colocación de las geomallas.

En la figura 3.35 se muestra el suelo reforzado base para la construcción de la zapara del estribo del puente, con una malla de geotextil entre el suelo mejorado y la capa de suelo reforzado con geomallas un axiales.



Figura 3.35.-Construcción de la base de apoyo con suelo reforzado

Para mejorar la capacidad de soporte del Puente Chimpahuaylla se considero colocar una capa de emrocado de 1.5m, sobre ella una capa de suelo reforzado de 2m de altura, de esta manera se asegura la capacidad de soporte del suelo.

En caso del Puente Tupac Amaru la capacidad admisible del suelo es bastante buena por lo que solo se requiere una capa de 0.5m de suelo reforzado con geomallas sobre el suelo mejorado con clumnas de grava.

### 3.6.- PARÁMETROS A CONTROLAR DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA:

La grava empleada es un elemento primordial para la buena ejecucion de las columnas y deben cumplir los siguiente requisitos:

- Estar limpia, no se permite que tenga finos
- Tener una granulometria limitada 10–50 mm
- Angulo de rozamiento (Chancada: 40 – 45)

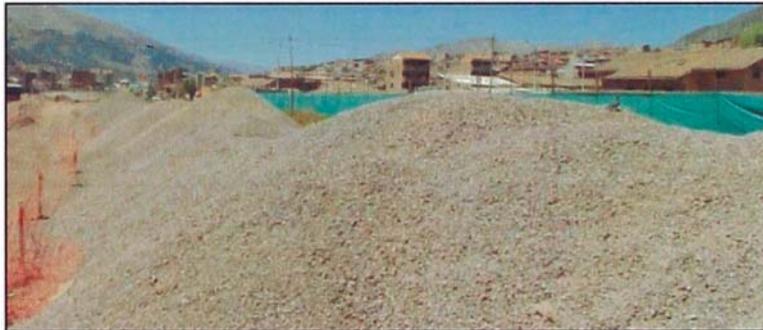


Figura 3.36.-Acopio de grava para las columnas.

**a) Previo al inicio de los trabajos:**

- Idoniedad de la plataforma de trabajo
- Levantamiento de los puntos de hinca de acuerdo con el plano

**b) Durante la ejecucion de los trabajos:**

Los equipos van dotados con medios informaticos que permiten la medicion de algunos de los parametros reflejados

KellerTerra generara para cada una de las columnas de grava un registro de los parametros de ejecucion, se muestra en el **ANEXO 6**.

- El numero asignado a la columna ejecutada
- El tiempo empleado en su ejecucion
- La profundidad realmente ejecutada en funcion del tiempo
- La intensidad de corriente empleada por el vibrador en funcion del tiempo
- La presion de contacto empleada por el vibrador en funcion del tiempo
- La admision de grava de cada columna y por lo tanto el diametro medio de cada columna

### 3.7.-RENDIMIENTOS DE EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA:

#### a) Rendimientos del Método de Excavación:

Como se puede observar en el cuadro 3.14 los rendimientos de ejecución por día, trabajando a doble turno se tiene valores maximos de 17 columnas y minimas de 10 columnas al dia, la longitud de perforacion varia de 12.5 metros hasta los 18 metros que se dio en la zona de los estribos

**Cuadro 3.18.- Producción diaria Columnas de grava Método de Perforación.**

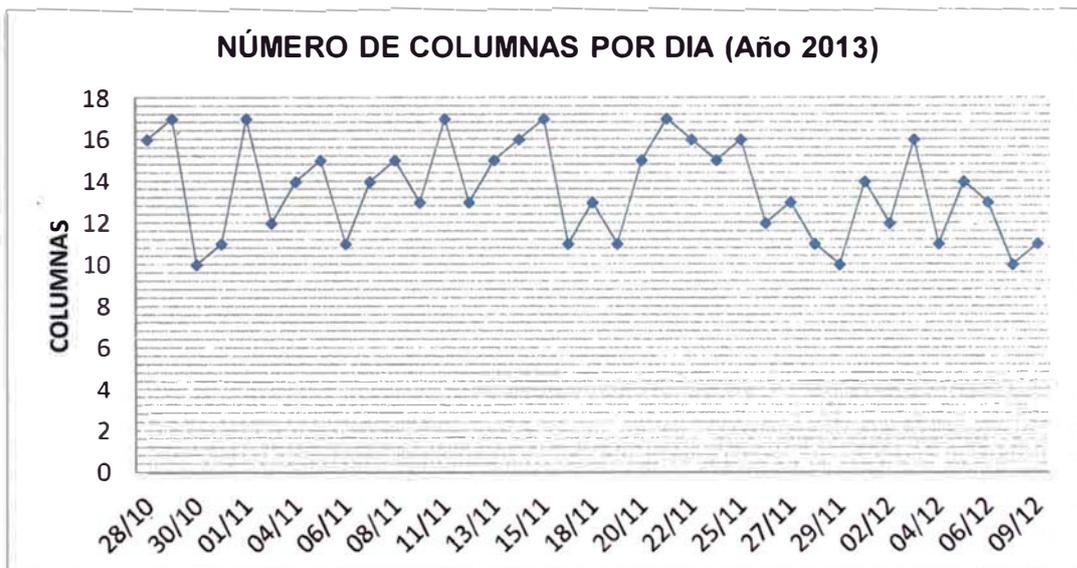
FECHA	TURNOS	HORAS	COLUMNAS UND	LONGITUD (m)	RENDIMIENTO (ml/hora)
28/10	2	20	16	200.00	10.00
29/10	2	20	17	204.00	10.20
30/10	2	20	10	125.00	6.25
31/10	2	20	11	137.50	6.88
01/11	2	20	17	178.50	8.93
02/11	2	20	12	126.00	6.30
...	...	...	...	...	...
30/11	2	20	14	147.00	7.35
02/12	2	20	12	150.00	7.50
03/12	2	20	16	200.00	10.00
04/12	2	20	11	154.00	7.70
05/12	2	20	14	175.00	8.75
06/12	2	20	13	136.50	6.83
07/12	2	20	10	140.00	7.00
09/12	2	20	11	137.50	6.88
		740	504	6,223.00	

Fuente: Proyecto Vias Cusco

#### RENDIMIENTO MEDIO

**8.41 ml/hora**

Se recopiló los datos de ejecución de las columnas de grava para el Puente Chimpahuaylla, realizada con el método de Perforación.



**Figura 3.37.-Ejecución de columnas por día Puente Chimpahuaylla.**

**b) Rendimientos del Método del Vibro Desplazamiento:**

Se recopiló los datos de ejecución de las columnas de grava para el puente Túpac Amaru II, con el método de vibro desplazamiento, los cuales se resumen en el siguiente cuadro:

**Cuadro.3.19.-Produccion diaria Columnas de grava Metodo de Vibro desplazamiento.**

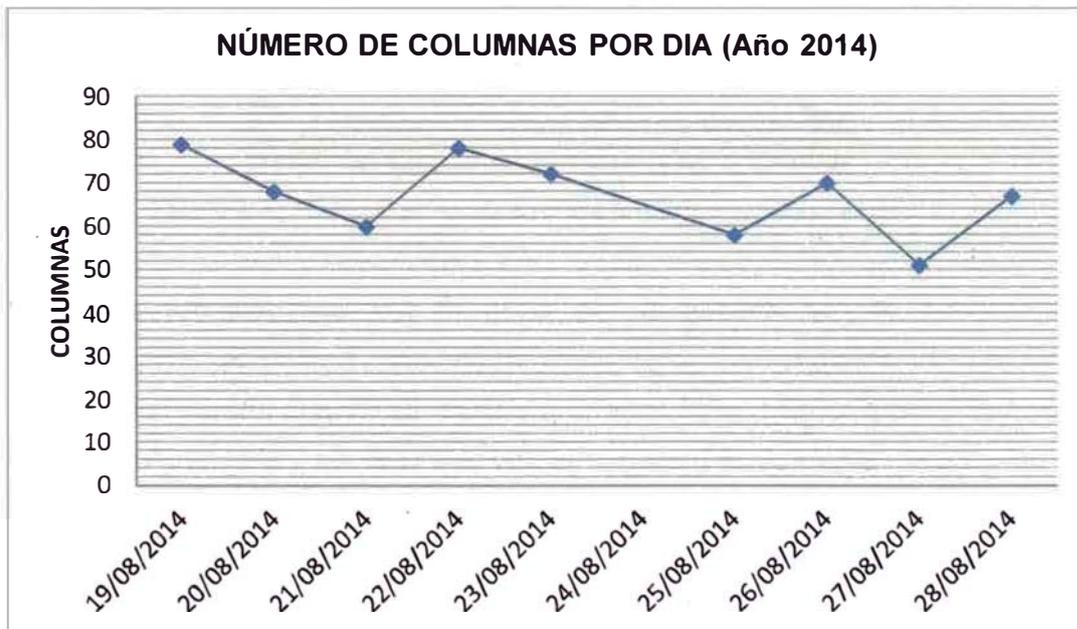
FECHA	TURNO	Horas	COLUMNAS (und)	LONGITUD (m)	Rendimiento (ml/hora)
19/08/2014	2	20	79	505.00	25.25
20/08/2014	2	20	68	442.00	22.10
21/08/2014	2	20	60	478.00	23.90
22/08/2014	2	20	78	568.00	28.40
23/08/2014	2	20	72	530.40	26.52
25/08/2014	2	20	58	572.70	28.64
26/08/2014	2	20	70	717.00	35.85
27/08/2014	2	20	51	504.80	25.24
28/08/2014	2	20	67	617.50	30.88
		180	603	4,935.40	

Fuente: Proyecto Vías Cusco

RENDIMIENTO MEDIO

27.42 ml/hora

En el siguiente gráfico se observa el número de columnas ejecutadas por día:



**Figura 3.38.-Ejecución de columnas por día puente Túpac Amaru II**

### 3.8.- ENSAYOS DE CAMPO DESPUÉS DE LA EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA:

#### 3.8.1.- Ensayo De Carga En Placa:

Se realizaron pruebas de carga en placa, posterior a la ejecución de las columnas de grava en la que se obtuvieron los siguientes resultados para cada puente:

**Cuadro.3.20.- Resultados del ensayo de carga en placa en los estribos**

PUENTE	ESTRUCTURA	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	FS	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
CHIMPAHUAYLLA	E1	21.67	3	7.22
CHIMPAHUAYLLA	E2	23.83	3	7.94
TÚPAC AMARU II	E1	25.31	3	8.44
TÚPAC AMARU II	E2	13.58	3	4.53

Fuente : Proyecto Vías Cusco

Como se puede observar los resultados de los ensayos de la prueba en placa realizados en cada estribo de los puentes, indican que tienen valores admisibles muy por encima del esfuerzo requerido que es de 2 Kg/cm<sup>2</sup>.



**Figura 3.39.- Ensayo de carga en placa en el Puente Chimpahuaylla.**

Debido a que las columnas de grava por lo general son de dimensiones considerables, el ensayo prueba en placa solo nos garantiza la capacidad portante del estrato superficial, debido a la poca influencia de dicho esfuerzo a grandes profundidades, es decir solo una profundidad de  $2x (0.30m) = 0.60 m$

Es por ese motivo que para poder comprobar que el suelo tiene mejores condiciones superficialmente se realizó el ensayo de carga en placa, y mejores condiciones interiormente (más profundas) con los ensayos MASW,

### 3.8.2.-Ensayo MASW - Análisis Multicanal De Ondas Superficiales:

Mediante el ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglos Multicanales se determina el perfil unidimensional del suelo que está ligado con la rigidez del material.

#### Registro de Ondas de Corte

Ejecutando el mejoramiento acorde al tipo de terreno sobre el cual irán cimentadas las estructuras tales como las columnas de grava y el sistema de suelo reforzado, se opta por realizar una verificación al final del proceso mediante el método geofísico MASW que denotara mayor rigidez y mayores velocidades de las ondas de corte en el perfil unidimensional respecto al ejecutado inicialmente.

Este método nos será útil para dar la conformidad en cada estribo y rampa, cumpliendo las expectativas de capacidad admisible solicitada.

A continuación en la Figura 3.40, se muestra el comparativo de los resultados obtenidos antes y después del mejoramiento del suelo con columnas de grava.

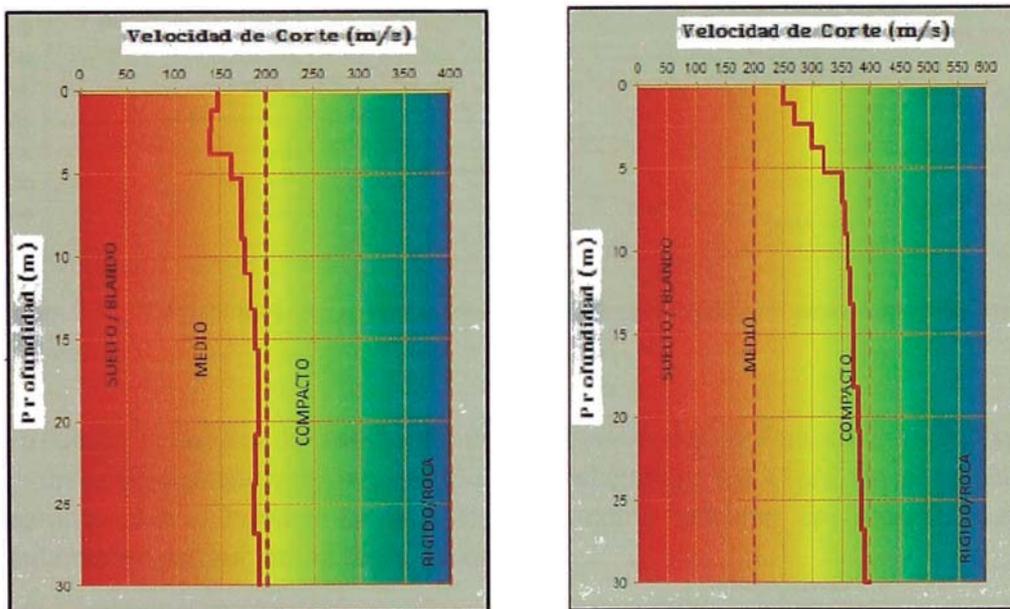


Figura 3.40.- Velocidad de las ondas de Corte antes y después del Mejoramiento con columnas de grava en el puente Chimpahuaylla

### 3.8.3.-Control De Asentamientos:

Luego de la construcción de los estribos se empezó a controlar los asentamientos diarios producidos, durante la construcción de las rampas y el montaje de las vigas pos tensadas.

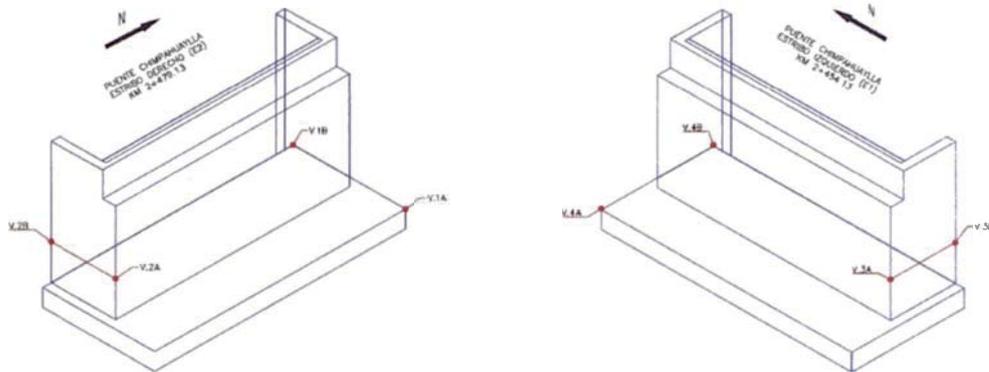


Figura 3.41.- Puntos de Control del asentamiento de los estribos

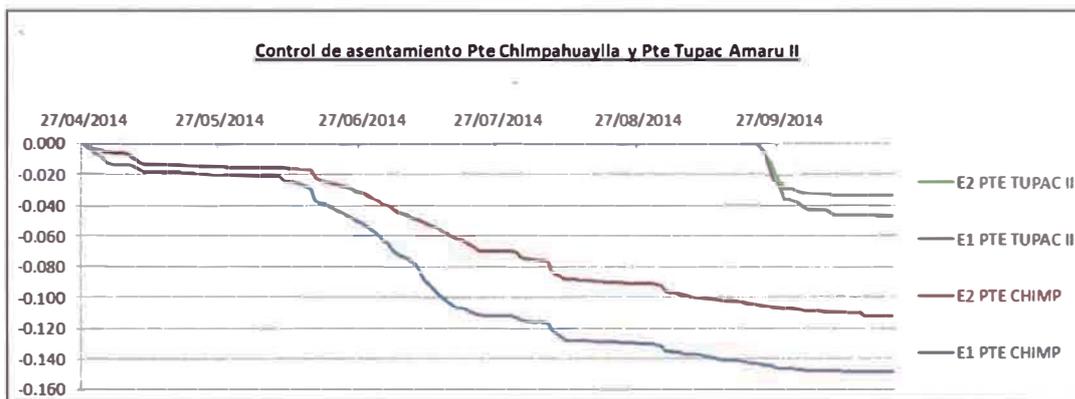


Figura 3.42.- Control de asentamiento del Puente Chimpahuaylla y Puente Túpac Amaru II

De acuerdo al control de asentamiento se observa que el Puente chimpahuaylla tuvo un asentamiento máximo de 15 cm. en el Estribo 1 y 11cm. en el estribo 2, superando los estimados en el cálculo así como también se observa que el asentamiento producido es lento y extenso.

En el caso del Puente Tupac Amaru II, tuvo un asentamiento de 5 cm. en el Estribo 1 y 4cm. en el Estribo 2, la cual se mantienen dentro del cálculo previsto, así como también se observa que estos asentamientos se produjeron durante el proceso constructivo, de forma rápida y corta de tal manera que no comprometa la estructura cuando se tenga concluida.

## CAPÍTULO IV: ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTO Y TIEMPO:

En este capítulo se analizan los costos y tiempos de los dos procesos constructivos ejecutados en este proyecto comparado con la ejecución de una cimentación convencional mediante pilotes de concreto.

### 4.1.-COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE LAS COLUMNA DE GRAVA:

**4.1.1.- Metodología Mediante Perforación:** Metodología utilizada en el mejoramiento del suelo para la construcción del puente Chimpahuaylla:

En el cuadro 4.1 se muestra la cotización de la construcción de columnas de grava de 1.00m mediante perforación con una Pilotera de la empresa Mota Engil.

**Cuadro 4.1: Cotización para Columna de grava mediante Perforación (MOTAENGIL).**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	C.U	PRESUPUESTO
1	Movilización y Desmovilización de Equipo de perforación	1.00	73,875.00	\$ 73,875.00
2	Movilización de accesorios.	1.00	64,025.00	\$ 64,025.00
3	Traslado interno del Equipo dentro de la obra		17,730.00	0.00
4	ML Perforación de columnas de grava de 1.0 m , mediante rotación con recurso a entubación recuperable	9,000	194.07	\$ 1,746,630.00
5	ML de mejora de suelo mediante columnas de grava sin aportación de grava	558.50	194.07	\$ 108,388.10
				<b>\$1,992,918.10</b>

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Costo Unitario (Sub contrato): 221.44 \$/ML**

**Análisis de precios unitarios:** Rendimiento 8 ml/ hora

**Cuadro 4.2: Análisis de Precios Unitarios de la Partida de Ejecución (C.G. por perforación).**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UND	ÍNDICE	C.U	PARCIAL
101	Peón	h	0.08	4.98	\$ 0.41
301	Columnas de grava 1.0 m perforados	ml	1.00	221.44	\$ 221.44
302	Suministro de Agregados para columnas de grava	m3	1.15	15.88	\$ 18.26
801	Retroexcavadora	h	0.08	43.86	\$ 3.64
					<b>\$ 243.75</b>

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Costo Unitario (partida C.G. Mediante perforación): 243.75 \$/ML**

#### 4.1.2.- Metodología Mediante Vibro desplazamiento:

Metodología utilizada en el mejoramiento del suelo para la construcción del puente Túpac Amaru II:

En el cuadro 4.3 se muestra la cotización de la construcción de columnas de grava de 0.80 m mediante vibración con aporte inferior de la grava en vía seca por la Empresa Keller.

**Cuadro 4.3: Cotización para Columna de grava mediante Vibro desplazamiento (KELLER).**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	C.U. \$	PRESUPUESTO
1	Movilización y Desmovilización de un equipo TR, incluye personal	1.00	79,914	\$ 79,914.00
2	Traslado interno del Equipo dentro de la obra		5128	0.00
3	ML de mejora de suelo mediante columnas de grava compactada con vía seca de diámetro 80 cm	6,222.50	164.58	\$ 1,024,099.05
4	ML de mejora de suelo mediante columnas de grava si aportación de grava	558.50	118.76	\$ 66,327.46

**\$1,170,340.51**

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Costo Unitario (Sub contrato): 188.08 \$/ML**

**Análisis de Composición unitaria: Rendimiento 27 ml/ hora**

**Cuadro 4.4: Análisis de Precios Unitarios de la Partida de (C.G. por Vibro desplazamiento).**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UND	ÍNDICE	C.U.	PARCIAL
101	Peón	h	0.04	4.98	\$ 0.20
301	Columnas de grava 0.80 m vibro flotación vía seca	ml	1.00	188.08	\$ 188.08
302	Suministro de Agregados para columnas de grava	m3	0.75	15.88	\$ 11.91
801	Retroexcavadora	h	0.04	43.86	\$ 1.80

**\$ 201.99**

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Costo Unitario (partida C.G. Mediante perforación): 201.99 \$/ML**

#### 4.1.3.-Metodología De Pilotes De Concreto:

Haciendo una analogía para la comparación de costos con los pilotes de concreto, se realiza el análisis en el **ANEXO 7** donde se obtiene:

**a) Diseño para el Estribo del Puente Chimpahuaylla:**

Usando pilotes de Concreto Armado D=1.00 m; DF=14 m;  $\theta = 30^\circ$

Pilotes de Concreto: 14 pilotes de 17 m (d=1.00 m).

**b) Diseño para el Estribo del Puente Túpac Amaru II:**

Usando pilotes de Concreto Armado D=0.80 m; DF=10 m;  $\theta = 32^\circ$

Pilotes de Concreto: 18 pilotes de 14 m (d=0.80 m).

En el cuadro 4.5 se muestra la cotización de la construcción de pilotes de concreto armado de la empresa Mota Engil.

**Cuadro 4.5: Cotización para Pilotes de Concreto Armado (Mota Engil)**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	C.U.	PRESUPUESTO
1	Movilización y Desmovilización de un equipo de Perforación de Pilotes.	1	82,164	\$ 82,164
2	Traslado interno del Equipo dentro de la obra.	0	5,128	\$ 0
3	Perforación in situ de pilotes armados de contención Ø 1000 mm mediante rotación	2,460	210	\$ 516,600
4	Perforación in situ de pilotes armados de contención Ø 800 mm mediante rotación.	2,460	191	\$ 469,860

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Costo Unitario (Sub contrato): 224.40 \$/ML (d=0.8 m); 243.40\$/ML (d=1.0 m)**

**Análisis de Composición unitaria: Rendimiento 2.5 ml/ hora**

**Cuadro 4.6: Análisis de Precios Unitarios de la Partida (Pilotes de concreto)**

Código	Descripción	und	índice	c.u.	Parcial
101	Peón	h	2.00	4.98	\$ 9.96
301	Perforación de pilotes d = 0.80 m	ml	1.25	224.4	\$ 280.50
302	Suministro de Concreto f'c= 280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	0.66	173	\$ 114.13
303	Acero de Refuerzo f'y= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	21.50	1.5	\$ 32.25
801	Retroexcavadora	h	0.40	43.86	\$ 17.54
					<b>\$ 454.38</b>

Fuente: Proyecto Vías Cusco

**Costo Unitario (Pilotes de concreto): 454.38 \$/ML (d=0.80 m)  
478.13 \$/ML (d=1.00 m)**

#### 4.1.-COMPARATIVO DE LAS METODOLOGÍAS:

a) **Puente Chimpahuaylla:** Se ejecutó 6,223 m de columnas de grava.

Calculando se obtiene un costo total de:  $6223 \text{ m} \times 243.75 \text{ \$} = \text{\$ } 1'516,856.25$

Para las Zapatas se utilizó: 35 columnas de 14 m por cada zapata:

Costo para una zapata:  $490 \text{ ml} \times 243.75 \text{ \$} = \text{\$ } 119,437$

b) **Puente Túpac Amaru II:** Se ejecutó 4,935.4 m de columnas de grava.

Calculando se obtiene un costo total de:  $4,935.4 \text{ m} \times 201.99\text{\$} = \text{\$ } 996,901.45$

Para las Zapatas se utilizó: 35 columnas de 8 ml por cada zapata

Costo para una zapata:  $280 \text{ ml} \times 201.99 \text{ ml} = \text{\$ } 56,557.2$

Analogía que se comparan las columnas de grava y los pilotes de concreto:

**Puente chimpahuaylla:** 14 und x 17 ml = 238 ml,

Costo para una zapata:  $238 \text{ ml} \times 478.13 = \text{\$ } 113,794$

**Puente Túpac Amaru II:** 18 und x 10 ml = 180 ml,

Costo para una zapata:  $180 \text{ ml} \times 454.38 = \text{\$ } 81,788$

**Cuadro.4.7.- Costos y Rendimientos para cada metodologia**

METODOLOGÍA	COSTO \$	R (ml/hora)
VIBRODESPLAZAMIENTO	201.99	27
PERFORACIÓN	243.75	8
PILOTES DE CONCRETO ARMADO	478.13	2.5

Fuente : Proyecto Vias Cusco



**Figura 4.1.- Comparativo de costos unitarios.**

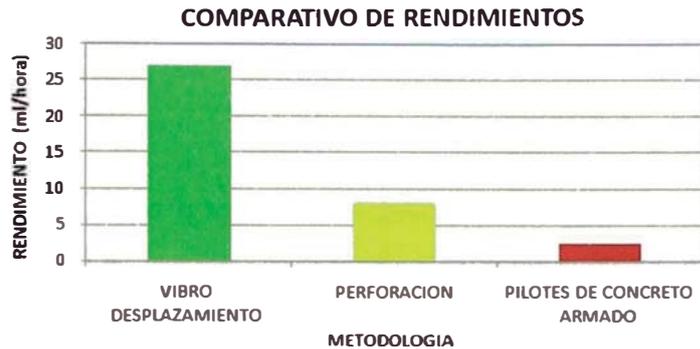


Figura 4.2.- Comparativo de Rendimientos

#### 4.2.- ANÁLISIS COMPARATIVO DE AMBAS METODOLOGÍAS:

Cuadro.4.8.- Comparativo de ventajas y desventajas para ambas metodologías constructivas

VIBRO DESPLAZAMIENTO	PERFORACIÓN
<p>Cuadrilla de campo:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1 Peón</li> <li>- 1 operador Vibrocad</li> <li>- 1 capataz</li> </ul>	<p>Cuadrilla de campo:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 3 Peones</li> <li>- 3 Operarios</li> <li>- 1 operador Pilotera</li> <li>- 1 capataz</li> </ul>
Al momento de la penetración desplaza y aumenta la densidad del suelo alrededor adicional al aporte de la grava	Durante la perforación se extrae el material reemplazándola por la grava que posteriormente es compactada
Al no extraer el material del terreno hace que el área de trabajo permanezca limpia y seca durante todo el proceso constructivo	Ya que se extrae material (arcilla con agua), se tiene la necesidad de limpiar constantemente el área con un equipo, aun así el área de trabajo se mantiene húmeda y fangoso
El equipo Vibrocad que realiza el vibrado genera un reporte completo de profundidad, potencia del equipo e intensidad de corriente pudiendo identificar cuando llega hasta el rechazo o estrato firme automáticamente	El equipo perfora hasta la profundidad establecida, la cual se tiene que controlar mediante instrumentos adicionales.
El aporte inferior de la grava por el vibrador asegura la continuidad de la columna de grava	En caso de utilizar un sostenimiento mediante lodos no asegura la continuidad de la Columna de grava ya que en la compactación puede generar desprendimientos
El vibrado asegura la compactación del material de acuerdo a la potencia del equipo e intensidad de corriente	En caso de utilizar sostenimiento mediante lodos, se requiere la inundación completa de la cavidad lo cual imposibilita una adecuada compactación por impacto

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1.- CONCLUSIONES

Las columnas de grava es una técnica de mejora de terreno que de acuerdo a los resultados obtenidos aumenta la capacidad portante, acelera y disminuye los asentamientos por consolidación.

La tecnología del Vibro desplazamiento para la construcción de columnas de grava es en la actualidad la más eficiente, que asegura la calidad del trabajo siendo a su vez económica y de un alto rendimiento en comparación a otras tecnologías como la de la perforación mediante una pilotera utilizada para los mismos fines.

La tecnología de las columnas de grava mediante la perforación tiene muchas deficiencias constructivas que no aseguran el adecuado comportamiento de las columnas de grava, corriendo el riesgo de falla de la estructura.

El diseño de las columnas de grava utilizando la teoría de Priebe es aplicable siempre en cuando se utilice la metodología del vibro desplazamiento mas no es aplicable para la metodología de la perforación.

De acuerdo a los datos de asentamientos obtenidos se determina que el cambio de la granulometría de las columnas de grava para restringir los asentamientos por consolidación no son eficientes, si se utiliza la metodología de la perforación, de acuerdo a los resultados obtenidos en el Puente Chimpahuaylla.

## 5.1.- RECOMENDACIONES

Es recomendable que cuando se requiere la utilización de las columnas de grava se utilice la tecnología del vibro desplazamiento ya que es la tecnología más moderna que presenta los mejores resultados, además es mucho más económica y de un rendimiento altísimo, que puede compensar fácilmente el tiempo de movilización de los equipos en caso no se encuentren en el País.

Como se vio en el comparativo de costos y rendimientos la metodología del vibro desplazamiento es bastante competitivo con respecto a los pilotes de concreto armado, por lo que es muy recomendable utilizarla en suelos blandos cuyo estrato resistente no esté muy profundo como el caso del Puente Túpac Amaru II.

Las columnas de grava mediante la metodología de perforación es ligeramente más cara con respecto a los pilotes de concreto armado; esto debido a que el proceso de ejecución es muy similar, se utilizan equipos muy similares y los rendimientos de esta metodología son menores a la del Vibro desplazamiento. Sin embargo se tiene que tomar en cuenta que se tiene que mejorar no solo el suelo del estribo del puente, sino de toda la rampa de tierra armada, haciendo que los pilotes de concreto armado sea ineficiente para toda esa área a mejorar. Sin embargo como se menciona anteriormente las columnas de grava mediante la metodología del vibro desplazamiento es mucho más recomendable que la metodología mediante perforación.

## BIBLIOGRAFÍA

Alva Hurtado J., "Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capitulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima, 1992.

Ana Isabel C.H., "Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava", Universidad de Cantabria, Santander, 2009.

Castro G. Jorge, "Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava", Universidad de Cantabria, Santander, 2008.

Fernández J.M., "Fundaciones Superficiales con columnas de grava" Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica CAMSIG XXI, Rosario, Santa fe, Argentina, 2012.

Flavio S.O., "Análisis comparativo de algunos métodos usuales de Cálculo de asentamientos en suelos blandos con inclusiones de grava", Universidad nacional Autónoma de México, 2009.

Keller Terra,, "Mejora de suelos Técnicas de vibración profunda de suelos", Madrid, 2010.

Luis Ortuño A., "Vibro flotación. Columnas de Grava", Jornada sobre Mejora del Terreno de Cimentación, Madrid, 2003.

Priebe, H. J., "Méthode de Priebe: Origine, développement et applications. Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place" (págs. 131 a146). París, Francia, 2004.

Uchoa Luciano, Loayza Angel, Ari Ronald, "Mejoramiento de suelos blandos con columnas de grava", Premio destaque Odebrecht, Cusco, 2013.