



UNIVERSIDAD DE CUENCA  
Fundada 1867

---

**UNIVERSIDAD DE CUENCA**



**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ESCUELA INGENIERIA CIVIL**

**CALCULO Y DISEÑO DE PILOTES PARA EL PUENTE NARANJAL 1(PNA1)  
QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL  
RIO NARANJAL**

**Tesis previa a la obtención del Título de Ingeniero Civil**

**Director:**

Ing. Wilson Fabián Cordero Gulá

**Autor:**

Katerine Paola Placencia Crespo

**Cuenca – Ecuador  
Octubre – 2014**



## RESUMEN

El presente proyecto consiste en el diseño y cálculo de los pilotes del Puente Naranjal #1 (PNA1), ubicado en la Provincia del Guayas perteneciente al Proyecto Sistema Naranjal cuyo objetivo es atenuar las inundaciones en temporada de lluvia y garantizar el riego a nivel de cause de esteros y ríos.

La base de toda edificación de mayor o menor magnitud se encuentra en sus cimientos, elementos que son los absolutos responsables de transmitir toda la carga de la superestructura al suelo, el cual en función de sus características tanto mecánicas como físicas nos dan el tipo de cimentación que se debe utilizar siendo diferente para cada proyecto por lo tanto debe ser factible desde el punto de vista económico y funcional, además de considerar criterios de estabilidad y seguridad para su diseño.

El análisis se divide en dos partes una parte geotécnica y otra estructural para la parte geotécnica se requiere como base un perfil estratigráfico de la zona de cimentación a través del cual se obtiene a más de la longitud, la capacidad portante del pilote por fuste y punta, para ello existen varios métodos sin embargo por seguridad se utiliza los más desfavorables como recomendación. Para el diseño estructural del pilote se lo hace con la utilización de normas de construcción como son la AASHTO, NEC, ACI.

Una manera eficaz de verificar la capacidad de trabajo del pilote es realizando pruebas de carga en campo.

### Palabra Clave:

Cimentaciones Profundas, Pilotes, Calculo y Diseño, Proyecto Control de Inundaciones Naranjal – Puente Naranjal #1.



## **ABSTRACT**

The design of piles, for the “Naranjal Bridge #1”, is the main topic of the following project. The mentioned bridge belongs to the Flood Control Naranjal Project, located in the “Guayas” province, which objective is to attenuate the floods in rainy seasons and to ensure irrigation at river’s level.

No matter the magnitude of the building, its foundation is the main characteristic. The foundation takes the load from the super structure to soil. Based on the physical and mechanical properties of soil, the foundation is chosen. But there must be a balance between the economy and the functionality of the system; also it has to be safe and stable.

The analysis is divided in two parts: geotechnical that requires a stratigraphic profile of the zone in order to get the length and the portent capacity. There are many methods; however, it is recommendable to use the most unfavorable. The structural part is designed by guides, just like AASHTO, NEC, ACI.

To verify the accuracy of the work, we did field tests, related to number of hits.

### **Key Words:**

Deep foundations, Piles, Calculation and Design, Flood Control Naranjal Project - Naranjal Bridge # 1.



## INDICE

<b>CAPITULO I: INTRODUCCION .....</b>	<b>14</b>
1.1 INTRODUCCION.....	14
1.2 ANTECEDENTES.....	15
1.3 OBJETIVO GENERAL.....	16
1.4 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	16
1.5 JUSTIFICACION .....	16
<b>CAPITULO II: RECOLECCION DE INFORMACION EXISTENTE EN EL PROYECTO ...</b>	<b>17</b>
2.1 Geometría del Puente.....	17
2.2 Ubicación Geográfica .....	17
2.3 Modelización Matemática del Rio Naranjal .....	18
2.4 Trabajos en Campo .....	20
2.5 Características de los Suelos .....	22
2.6 Tabla de Cargas para la Pila Central del Puente PNA. ....	22
<i>Tabla 2. 2 Tabla de Cargas para la Pila Central del Puente PNA.</i> .....	23
2.7 Estudios Topográfico .....	23
2.8 Superestructura y Subestructura (Pila Central).....	24
2.8.1 Memoria Numérica de la Superestructura - Puente Naranjal 1 .....	24
2.8.2 Planos de la Superestructura y Pila del Puente .....	24
<b>CAPITULO III: PILOTES MARCO CONCEPTUAL.....</b>	<b>25</b>
3.1 Definición .....	25
3.2 Circunstancias en las que se requiere Cimentación con Pilotes .....	25
3.3 TIPOS DE PILOTES.....	26
3.3.1 Por el Tipo de Material.....	27
3.3.2 Por El Mecanismo de Transferencia de Carga o Funcionamiento .....	27
3.3.3 Por la Naturaleza de su Colocación en el Terreno .....	30
3.3.4 Por el tipo de Proceso Constructivo .....	31
3.4 INSTALACIÓN DE PILOTES.....	35
3.5 MECANISMOS DE LA TRANSFERENCIA DE CARGA .....	38
3.6 DISEÑO GEOTECNICO DE PILOTES.....	39



3.6.1	CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES.....	40
3.6.1.1	Capacidad de Carga Última de Pilotes.....	40
3.6.1.1.1	Capacidad de carga de un pilote de punta, $Q_p$ .....	41
3.6.1.1.1.1	Métodos para estimar la carga de punta $Q_p$ .....	42
3.6.1.1.2	Resistencia por fricción, $Q_s$ .....	46
3.6.1.2	Capacidad de Carga Admisible de un Pilote.....	49
3.6.2	CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES.....	50
3.6.2.1	Consideraciones de eficiencia del grupo.....	50
3.6.3	ASENTAMIENTO DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES.....	51
3.6.4	PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES.....	52
3.6.4.1	Generalidades.....	52
3.6.4.2	Aplicación de carga.....	53
3.6.4.3	Procedimiento de carga.....	55
3.6.4.4	Criterios de Falla.....	56
3.6.5	FÓRMULAS DE HINCA DE PILOTES.....	58
3.6.6	FRICCIÓN NEGATIVA SOBRE PILOTES.....	60
3.7	DISEÑO ESTRUCTURAL EN PILOTES DE CONCRETO.....	61
3.7.1	Resistencia del pilote como columna cargada axialmente.....	63
<b>CAPITULO IV: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA PILA DEL PUENTE.....</b>		<b>64</b>
4.1	Cargas Muertas.....	64
4.2	Cargas Sísmicas.....	65
4.2.1	Fuerza Sísmica de Diseño.....	65
4.2.1.1	Cortante Basal de Diseño (Codigo Ecuatoriano de la Construcción) ....	65
4.2.1.1.1	Factor de Zona Sísmica ( $z$ ).....	66
4.2.1.1.2	Tipo de Uso, Destino e Importanciade la Estructura. Coeficiente $I_s$ ..	67
4.2.1.1.3	Factor de Geología y Suelo Factor $C$ .....	68
4.2.1.1.4	Coeficiente de Configuración Estructural ( $\phi_p, \phi_E$ ).....	69
4.2.1.1.5	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA $R$ .....	70
4.3	Cargas Vivas.....	71



---

4.3.1	Carga de Camión .....	72
4.3.2	Carga de Vía .....	73
4.3.3	Factor de Impacto.....	73
4.3.3.1	Carga de Frenado .....	73
4.4	FATIGA .....	74
4.5	RESULTADOS .....	75
4.5.1	Definición de Cargas .....	75
4.5.2	Calculo de Fatiga producida por los esfuerzos que se dan en el suelo.....	80
<b>CAPITULO V: CÁLCULO Y DISEÑO DE PILOTAJE.....</b>		<b>83</b>
5.1	Diseño Geotécnico de Pilotes.....	83
5.1.1	Investigación Geotécnica.....	83
5.1.2	Selección del elemento de cimentación y profundidad de cimentación.....	84
5.1.3	Estimación de la longitud del pilote.....	85
5.1.4	Calculo de la Capacidad Ultima y Admisible del Pilote. ....	86
5.1.5	CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES.....	92
5.2	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES.....	96
5.3	PRUEBAS DE CARGA.....	101
5.3.1	Capacidad última de un pilote durante el hincado.....	101
<b>Capítulo VI.- PLANOS Y CONCLUSIONES .....</b>		<b>104</b>
6.1	ELABORACION DE PLANOS .....	104
6.2	VOLUMEN DE MATERIALES .....	104
6.3	CONCLUSIONES.....	105
<b>ANEXOS .....</b>		<b>107</b>
Anexo A – Memoria numérica de las Vigas de la Superestructura .....		107
ANEXO B.....		111
<b>REFERENCIAS .....</b>		<b>118</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>118</b>



## INDICE DE FIGURAS

### CAPITULO II: RECOLECCION DE INFORMACION EXISTENTE EN EL PROYECTO

Figura 2. 1 Red Hidrográfica de la cuenca del Rio Naranjal en el Modelo Hidrológico HEC - RAS.....	18
Figura 2. 2 Perfil Longitudinal del Rio Naranjal .....	19
Figura 2. 3 Perfil Estratigráfico del Subsuelo Correspondiente a la Zona entre la Pila 1 y 2 del Puente PNA1 .....	21

### CAPITULO III: PILOTES MARCO CONCEPTUAL

Figura 3. 1 Condiciones en las que se requiere cimentaciones con Pilotes .....	26
Figura 3. 2 (a) Pilotes de punta; (b) Pilotes Mixtos; (c) Pilotes de Fricción .....	29
Figura 3. 3 Pilotes sometidos a carga horizontal y vertical .....	30
Figura 3. 4 Colocación de pilotes prefabricados hincados .....	32
Figura 3. 5 Colocación de pilotes con Barrena Helicoidal .....	33
Figura 3. 6 Colocación de pilotes con entubación .....	34
Figura 3. 7 Colocación de pilotes con extracción de entubación .....	35
Figura 3. 8 (a) martillo de caída libre; (b) martillo de aire o vapor de acción simple; (c) martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial; (d) martillo diesel; (e) clavador vibratorio de pilotes.....	37
Figura 3. 9 Transferencia de carga en pilotes .....	38
Figura 3. 10 Variación de la función $f(z)$ con la profundidad.....	39
Figura 3. 11 Capacidad de carga ultima de pilote .....	41
Figura 3. 12 Variación de $Nq^*$ con el ángulo de fricción del suelo $\phi'$ .....	43
Figura 3. 13 Superficie de falla en el suelo en la punta del pilote.....	45
Figura 3. 14 Variación de $Nq^*$ con $L/D$ .....	46
Figura 3. 15 Variación del ángulo de fricción del suelo con su compactación .....	47
Figura 3. 16 Resistencia unitaria de fricción para pilotes en arena.....	48
Figura 3. 17 Grupo de pilotes.....	50
Figura 3. 18 Relación de asentamiento del grupo de pilotes al asentamiento de un pilote. ....	52
Figura 3. 19 Diagrama esquemático del arreglo de una prueba de carga de un pilote.....	54
Figura 3. 20 Sistema de Aplicación de Carga por Gata Hidráulica Actuando Frente a Caja o Plataforma Cargada.....	55
Figura 3. 21 a) método de Davisson b) método de Chir, c) método De Beer, d) método de Hansen al 90% .....	57
Figura 3. 22 Ensayo Dinámico y Estático en pilotes.....	58



Figura 3. 23 (a) Sobrecarga en superficie alrededor de un pilote, (b) Fricción Superficial Negativa ..... 60

#### **CAPITULO IV: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA PILA DEL PUENTE**

Figura 4. 1 Mapa Sísmico Zonificado..... 66  
Figura 4. 2 Conjunto de Cargas Puntuales sobre cada Eje. .... 72  
Figura 4. 3 Esquema General de la Carga de Vía + Camión..... 73  
Figura 4. 4 Esfuerzos producidos sobre el suelo ..... 74  
Figura 4. 5 Esquema de Ubicación de Vigas sobre la Pila..... 78

#### **CAPITULO V: CÁLCULO Y DISEÑO DE PILOTAJE DISEÑO PILOTES PUENTE NARANJAL (PNA1)**

Figura 5. 1 Perfil Estratigráfico del Subsuelo Correspondiente a la Zona entre la Pila 1 y 2 del Puente PNA1 ..... 84  
Figura 5. 2 Relación entre el ángulo de fricción del suelo y el número de golpes del ensayo SPT ..... 86  
Figura 5. 3 Variación del factor de carga  $N^*q$  con el ángulo de fricción y el ángulo de falla. .... 88

### **INDICE DE TABLAS**

#### **CAPITULO II: RECOLECCION DE INFORMACION EXISTENTE EN EL PROYECTO**

Tabla 2. 1 Geometría del Puente ..... 17  
Tabla 2. 2 Tabla de Cargas para la Pila Central del Puente PNA..... 23

#### **CAPITULO III: PILOTES MARCO CONCEPTUAL**

Tabla 3. 1 Tipos de martillo usados para el hincado ..... 36  
Tabla 3. 2 variación de  $N_c^*$  y  $N_q^*$  para  $\eta' = 60^\circ, 75^\circ$  y  $90^\circ$  ..... 45  
Tabla 3. 3 Procedimientos de carga..... 56  
Tabla 3. 4 Formulas Básicas de Hincado de Pilotes ..... 59

#### **CAPITULO IV: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA PILA DEL PUENTE**

Tabla 4. 1 Tabla de pesos unitarios de materiales de construcción ..... 64





Tabla 4. 2 Valor del Factor z en función del lugar de Construcción.....	67
Tabla 4. 3 Valor del Factor z en función de la zona sísmica adoptada.....	67
Tabla 4. 4 Valor del Factor z en función de la zona sísmica adoptada.....	68
Tabla 4. 5 Factores de Geología S y Cm .....	69
Tabla 4. 6 Coeficientes de Configuración Estructural Recomendados .....	70
Tabla 4. 7 Coeficientes de Configuración Estructural Recomendados .....	71



UNIVERSIDAD DE CUENCA  
Fundada 1867

Yo Katerine Paola Placencia Crespo, autora de la tesis "Calculo y Diseño de Pilotes para el Puente Naranjal 1 (PNA1) que forman parte del Proyecto Control de Inundaciones del Río Naranjal", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 31 de Octubre del 2014

Katerine Paola Placencia Crespo

CI: 0302292792



UNIVERSIDAD DE CUENCA  
Fundada 1867

---

Yo Katerine Paola Placencia Crespo, autora de la tesis "Cálculo y Diseño de Pilotes para el Puente Naranjal 1 (PNA1) que forman parte del Proyecto Control de Inundaciones del Río Naranjal", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 31 de Octubre del 2014

A handwritten signature in blue ink, reading 'Katerine Paola Placencia Crespo', written over a horizontal line.

Katerine Paola Placencia Crespo

CI: 0302292792



## DEDICATORIA

*En primer lugar a mi Dios,  
por haber puesto en mí,  
esa fe inquebrantable,  
para saber superar  
con paciencia y sabiduría,  
las adversidades de la vida,  
las mismas que hoy por hoy,  
me permiten salir victoriosa  
de esta constante lucha,  
de aprendizaje y dedicación.  
A mi querida Abuelita,  
por ser el cimiento principal  
en la estructura de mi vida,  
y a mis padres por brindarme  
su amor y apoyo en todas  
las decisiones que he tomado.*

*Katerine Paola Placencia Crespo*



## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a la Universidad de Cuenca  
Facultad de Ingeniería Civil,  
por haber sido la base fundamental  
de todos los conocimientos adquiridos  
para mi futuro profesional.

Agradecimiento especial para mi Director:  
Ing. Fabián Cordero Gula  
quien con sus conocimientos,  
su experiencia, su paciencia y su motivación  
ha logrado en mí que pueda culminar mi tesis con éxito.

Katerine Paola Placencia Crespo



## **CAPITULO I: INTRODUCCION**

### **1.1 INTRODUCCION**

Los puentes son estructuras que permiten salvar un accidente geográfico como un río, un cañón, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico en función del uso que le demos. Su diseño varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que se construye, siendo numerosos los tipos de diseño que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas de desarrollo y las consideraciones económicas, así como también la calidad del suelo o roca donde habrá de apoyarse y el régimen del río por encima del que cruza para garantizar la vida del mismo.

Una parte fundamental de los puentes son sus cimientos, razón por la cual para mejor entendimiento, se empezara dando una clara definición de cimentación.

#### **Cimentaciones**

Toda estructura necesariamente debe apoyarse en el terreno, el cual en comparación con los materiales estructurales como son el hormigón y el acero, es menos resistente y más desfavorable, razón por la cual es preciso equipar a la estructura de unos apoyos o cimentaciones que repartan y transmitan al terreno presiones compatibles con su resistencia y deformabilidad.

La cimentación es importante porque es el grupo de elementos que soportan a la superestructura, cuya geometría está en función de las cargas y la naturaleza del terreno, siendo este a veces, el trabajo más complejo de todos lo que se realizan al construir una estructura.

Elegir el tipo de cimentación depende de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. En lo posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar, caso contrario cuando el suelo no tiene la resistencia suficiente para permitir el apoyo directo se consideran otros tipos de cimentaciones como son las profundas.



## **Cimentaciones Profundas**

En presencia de niveles superficiales del terreno poco resistentes o muy compresibles es imposible obtener un adecuado coeficiente de seguridad, o limitar asentamientos con cimentación directa, pero también se da el caso que en presencia de elevadas cargas un terreno resistente no nos dé un coeficiente de seguridad adecuado, razones por las cuales para garantizar seguridad estructural, se recurre a cimentaciones profundas.

Los estribos y pilas de puentes son por lo general construidos sobre cimentaciones con pilotes, a fin de evitar la posible pérdida de capacidad de carga, que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno.

### **1.2 ANTECEDENTES**

El crecimiento desmesurado del Río Naranjal en época invernal, produce graves inundaciones en las poblaciones cercanas a sus riveras, por lo cual se ha realizado el proyecto Control de Inundaciones del Río Naranjal que pretende controlar los daños causados por las crecidas, al colocar muros que evitan el desbordamiento, y en algunos puntos dividir el caudal llevando parte de él por un canal de grandes proporciones que se encuentra en ejecución.

La magnitud del proyecto implica obras importantes de ingeniería adicionales, entre ellas puentes de grandes luces. Que requieren estudios particularizados de topografía, hidrología, geología, suelos, impacto ambiental, estudio estructural.

La sustentación de estos puentes conlleva problemas particulares, entre ellos la cimentación de las estructuras, que debido a las características del terreno en el caso del Puente Naranjal 1 (puente identificado como PNA1 en el proyecto), ha debido recurrir a pilotaje.

En esta tesis se pretende hacer un cálculo y diseño del pilotaje requerido para este puente tomando en consideración las cargas provenientes tanto de la superestructura, como de los elementos de apoyo (pilas).



### **1.3 OBJETIVO GENERAL**

Realizar el cálculo y diseño geotécnico mediante el empleo de los métodos de Meyerhof y Janbu y el cálculo y diseño estructural de los pilotes para las pilas del puente Naranja (PNA1).

### **1.4 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

1. Recopilación de datos de perforación e investigaciones y ensayos realizados para el diseño y cálculo de los pilotes.
2. Obtención de las cargas para los pilotes.
3. Determinación de las dimensiones y número de pilotes.

### **1.5 JUSTIFICACION**

En la época actual no necesariamente un Ingeniero Civil labora en su tierra natal, es por esto que se requiere tener conocimiento adicional al menos de los posibles problemas en el ámbito nacional, a fin de tener una base para actuar en casos como el de pilotaje, que es un tema específico no abordado en el pensum de la facultad.





## CAPITULO II: RECOLECCION DE INFORMACION EXISTENTE EN EL PROYECTO

### 2.1 Geometría del Puente

La geometría del puente, fue dimensionada considerando, ya para ello, el perfil de socavación del Rio Naranjal el cual por lo general aproximadamente es igual a 1m de altura de socavación, esta información es tomada de la recopilación de datos que se hizo del proyecto.

Longitud Total=	160	m
Ancho total (ancho de vía + veredas)=	23.3	m
Número de tramos=	4	
Longitud de tramo=	40	
Estribos en voladizo=	2	
Pilas centrales=	3	
Altura de estribos=	12	m
Altura de pilas=	13	m
Tiempo de vida determinado=	50	Anos

**Tabla 2. 1 Geometría del Puente**

FUENTE: Diseño de la Superestructura por Ing. Fabián Cordero

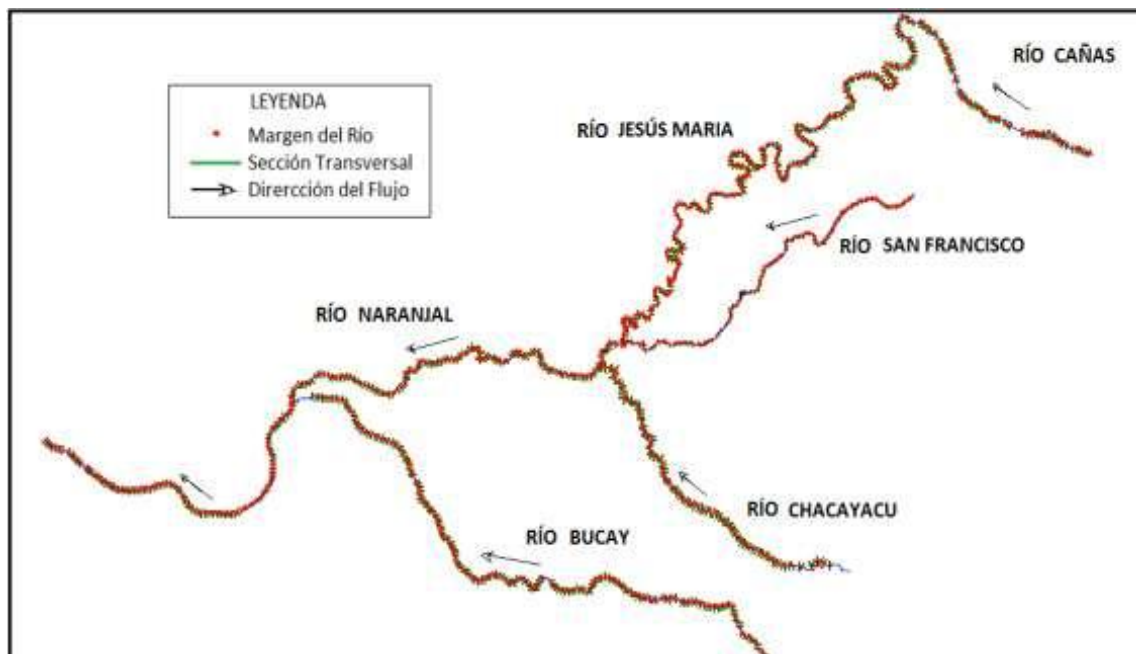
### 2.2 Ubicación Geográfica

Según la información tomada del Tomo I – Fase III-Diseños Definitivos del Informe Ejecutivo - Sistema Hídrico Cañar denominado “Estudio para el Control de Inundaciones de los Ríos Bulubulu-Cañar-Naranjal”, la zona en estudio está ubicada en la parte sureste de la cuenca del río Guayas, aproximadamente entre las coordenadas 635 000 – 700 000 E y 9 710 000 – 9740 000 N, y cubre una extensión territorial de alrededor de 1.000km<sup>2</sup> que representan un 3% del área de competencia de SENAGUA.

COORDENADAS	x	652995.551 – 653120.211 E
COORDENADAS	y	9708321.063 – 9708220.526 N

### 2.3 Modelización Matemática del Rio Naranjal

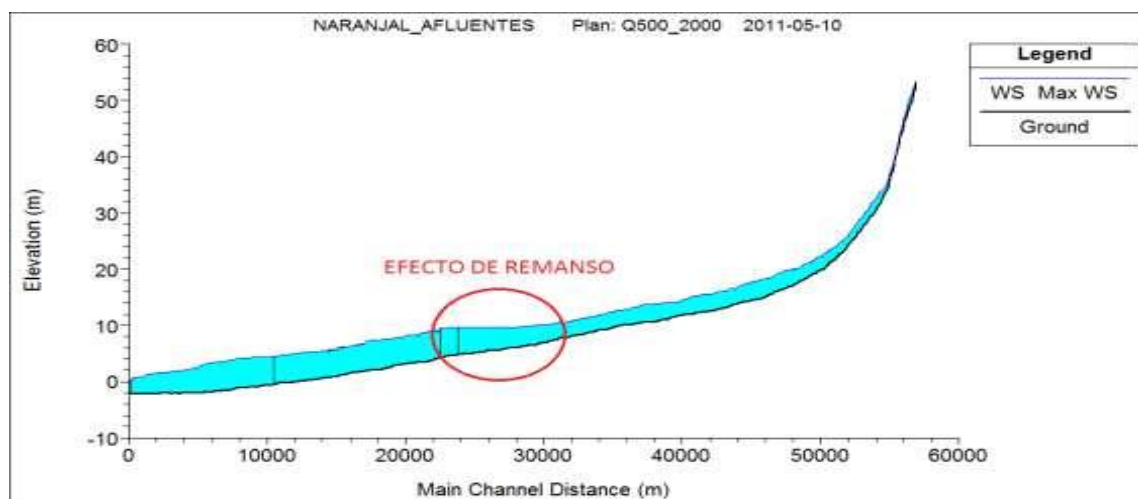
“La cuenca del río Naranjal posee elevaciones que varían entre una cota máxima de 230 m.s.n.m (metros sobre el nivel del mar) en la zona montañosa del río Chacayacu (Sector Hacienda Botija Paqui) a una cota mínima de  $-2,2$  m.s.n.m ubicado en la sección final del tramo de estudio del río Naranjal cerca de su desembocadura. El río Naranjal cuenta con el ingreso de tres ríos a lo largo de su longitud como sigue: el río San Francisco en la abscisa  $23+772$  y con una longitud de 12 500 metros, el río Chacayacu en la abscisa  $22+572$  con una longitud de 11 500 metros, y finalmente el río Bucay que desemboca en el río Naranjal en la abscisa  $10+471$  con 19 200 metros de longitud. En la figura 2.1 se presenta el modelo integrado de la cuenca del río Naranjal modelado en el HEC-RAS.”[1]



**Figura 2. 1** Red Hidrográfica de la cuenca del Río Naranjal en el Modelo Hidrológico HEC - RAS.

Fuente: Equipo Consultor, 2011

“En la figura 2.2 se puede apreciar que la cota más alta del río Naranjal es de 52,50 m.s.n.m, presenta una pendiente media de 0,07%, partículas con diámetros ( $d_{50}$ ), que para el río Cañas ubicado en la parte alta corresponde un valor promedio de 15 mm, disminuyendo notablemente aguas abajo a valores de 0,6mm y 0,45mm en el río Jesús María y Naranjal respectivamente. Esto hizo posible que se determine la rugosidad en el río partiendo con un “n” de 0,031 en la parte alta hasta llegar a un valor de 0,025 en la parte final del tramo, esta última para la zona de llanura del río. De la misma forma para el lecho del río se inició con “n” de 0,026 hasta 0,020 en la llanura. Se aprecia también el efecto de remanso alrededor de la abscisa 23+000 debido a que el caudal ingresado por los afluentes, en este caso del río San Francisco y Chacayacu forman flujo superior al del río Naranjal, causando inclusive a que este río presente velocidades aproximadas a cero. También se observa el efecto que ocasiona la marea en todo el tramo final del río Naranjal, los calados de agua se incrementan considerablemente teniendo alturas de agua que sobrepasan los 8 metros en algunas secciones transversales del río.” [1]



**Figura 2. 2 Perfil Longitudinal del Rio Naranjal**

Fuente: Equipo Consultor, 2011

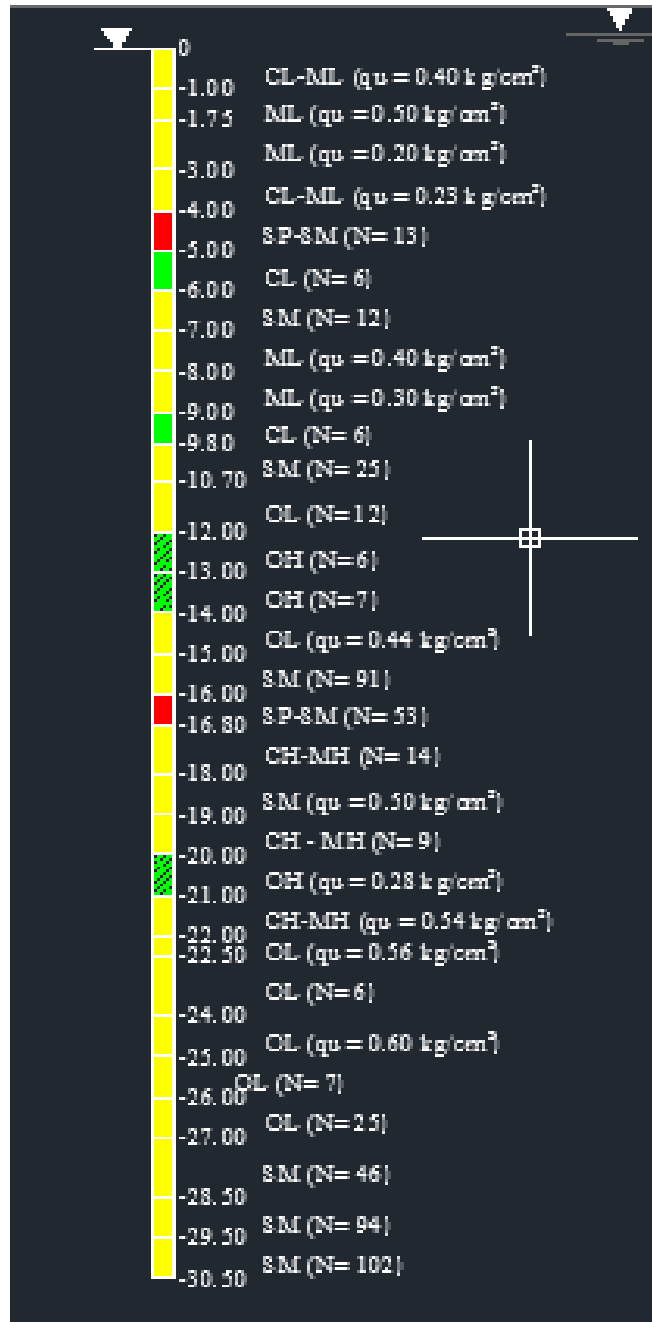


“El río Naranjal presenta velocidades que varían desde 5,42 m/s ubicados en la parte alta del río hasta 0,14 m/s en la parte inferior, con una velocidad promedio de 1,56 m/s. La distribución de la velocidad a lo largo del río naranjal, presentan cambios bruscos producidos desde el kilómetro 23+000 aproximadamente, debido al ingreso de las crecientes correspondientes a los afluentes del río Naranjal”. [1]

## **2.4 Trabajos en Campo**

En el puente PNA1 se han realizado 3 perforaciones en el subsuelo de la zona: En el margen derecho la perforación P#1 de 30.40 metros de profundidad, la segunda P#2 entre las pila 1 y la pila 2 de 30.50 metros de profundidad y la tercera entre la pila 3 y el estribo 2 de 30 metros de profundidad, estas perforaciones proporcionan los perfiles estratigráficos del subsuelo respectivamente, conformados por distintos espesores, con sus respectivas resistencias a la compresión simple en estrato de suelos finos y número de golpes en estratos de suelos friccionantes.

En la figura 2.3 se puede observar el perfil estratigráfico entre la pila 1 y 2, tomado del plano donde se encuentra el perfil longitudinal del proyecto (Anexo B), con este perfil se trabajara.



**Figura 2. 3** Perfil Estratigráfico del Subsuelo Correspondiente a la Zona entre la Pila 1 y 2 del Puente PNA1

FUENTE: Consorcio Naranjal - Sistema Naranjal Puente 1



## 2.5 Características de los Suelos

Entre la pila 1 y pila 2 (perforación P # 2) está constituida en el primer metro por limo y arcilla de color café, a continuación en el metro 1.75 tenemos la presencia de material limoso inorgánico de color amarillento con ligera plasticidad, en los metros 3 y 4 se tiene la presencia de limos y arcillas inorgánicas de ligera plasticidad de color café clara húmeda, en los metros 5 se tiene una delgada pantalla de arena mal graduada y arena limosa de color gris ligeramente plástica húmeda, en el metro 6 arcilla de baja plasticidad, en los metros 7 se tiene otra pequeña pantalla de arena mal graduada limosa, en los metros 8 y 9 limos y arcillas de baja plasticidad húmedos de color gris, en el metro 10.70 arenas limosas húmedas color gris de baja resistencia, en el metro 12 hasta el metro 27 se tiene la presencia de material conformado por arcillas y limos mal graduadas de baja plasticidad, con pequeños estratos entre ellos de arenas limosas y arcillas y limos orgánicos de baja plasticidad respectivamente, desde el metro 27 hasta el metro 30.50 fin del sondeo se tiene la presencia de un estrato firme con valores de SPT mayores a 50 golpes y un ángulo de fricción entre 35 y 45°.

## 2.6 Tabla de Cargas para la Pila Central del Puente PNA.

- REACCIONES POR VIGAS

VIGA	R.C.MUERTA	R.C.VIVA	R.TOTAL
VIGA 40 m Izq.	63481	42571	106052
VIGA 40 m Der	63481	42571	106052
<b>Suman</b>	<b>126962</b>	<b>85142</b>	<b>212104</b>

- REACCIONES POR VIGAS (por metro de pila)

Separación de ejes: 1,96 m

VIGA	R.C.MUERTA	R.C.VIVA	R.TOTAL
VIGA 40 m Izq.	32388	15937	48325
VIGA 40 m Der	32388	15937	48325
<b>Suman</b>	<b>64777</b>	<b>31874</b>	<b>96650</b>



• DIMENSIONES DE LA PILA Y PESO/m			Alto total 12,65 m			
ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	VOLUMEN	P.ESPECIF.	PESO
Cabezal zona recta	1	1,2	1	1,20	2400	2880
Cabezal.zona inclinada	1	1,2	0,2	0,24	2400	576
Cuerpo de pila	1	1,1	8,27	9,10	2400	21832,8
Zapata	1	7,4	1,3	9,62	2400	23088
Relleno	1	6,3	1,67	10,52	2000	21042
<b>Suma:</b>						<b>69418,8</b>

**Tabla 2. 2** Tabla de Cargas para la Pila Central del Puente PNA.

FUENTE: Diseño de la Superestructura por Ing. Fabián Cordero

## 2.7 Estudios Topográfico

Los estudios topográficos parten de la información proporcionada por SENAGUA e Instituto Geográfico Militar (IGM), estos son:

- Colocación de puntos GPS.
- Levantamientos topográficos del cauce de los ríos y diques marginales.
- Levantamientos topográficos de las rutas de los bypasses.
- Determinación de las pendientes de los ríos en puntos de afloros.
- Levantamiento de áreas en puentes existentes a mejorar y puentes a proyectar.
- Levantamiento a detalle del área de la derivadora proyectada en el río Cañar y zonas de sedimentadores.
- Levantamiento del área de descarga del Bypass Cañar.
- Levantamiento de predios.



## **2.8 Superestructura y Subestructura (Pila Central)**

Los pesos y cargas de la superestructura utilizados en el diseño están detallados en los siguientes anexos.

### **2.8.1 Memoria Numérica de la Superestructura - Puente Naranjal 1**

Revisar ANEXOS A

### **2.8.2 Planos de la Superestructura y Pila del Puente**

Revisar ANEXOS B





## CAPITULO III: PILOTES MARCO CONCEPTUAL

### 3.1 Definición

Un Pilote es un elemento de cimentación en el que predomina la longitud sobre cualquier otra dimensión cuya función es transmitir las cargas de la superestructura y peso propio a través de suelos estructuralmente inestables, como arcillas expansivas o suelos colapsables hasta suelos más profundos o a estratos de rocas que posean la resistencia requerida, esta transferencia de carga al terreno se lo realiza por rozamiento del fuste con el terreno, apoyando la punta en capas con mayor resistencia.

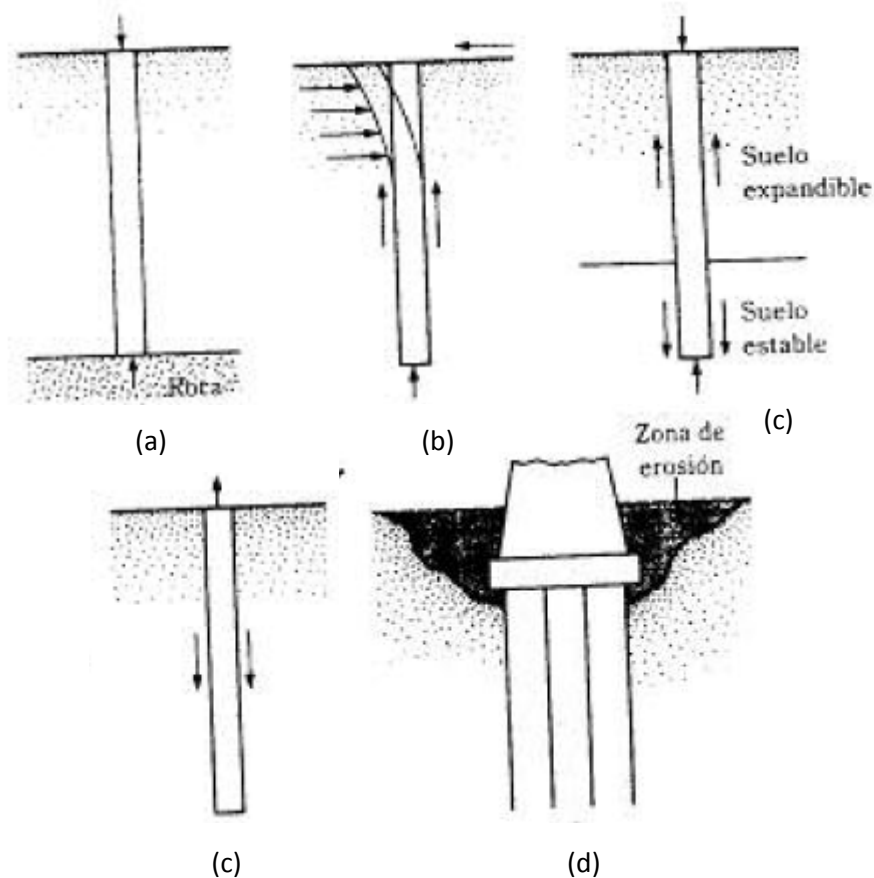
Se considera que un cimiento profundo es un pilote cuando la longitud total del elemento es igual o mayor a 8 veces el ancho o dimensión mínima del mismo.

### 3.2 Circunstancias en las que se requiere Cimentación con Pilotes

Las cimentaciones con pilotes se requieren en situaciones especiales las cuales son:

- En el caso de que los estratos superiores del suelo sean altamente comprensibles y muy débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura se deben usar pilotes para transmitir la carga a una capa dura (figura 3.1a).
- En el caso de estar en presencia de fuerzas horizontales el pilotaje resiste por flexión y al mismo tiempo soporta la carga vertical transmitida por la superestructura. (figura 3.2b)
- En muchos casos en suelos expansivos y colapsables los cuales se pueden extender hasta grandes profundidades, estos suelos se expanden y contraen en función del contenido de agua respectivamente. Los loes son suelos colapsables (figura 3.1c).
- Estructuras especiales como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, los pilotes contrarrestan las fuerzas de levantamiento originadas en estas estructuras (figura 3.1d).
- Debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno por lo general los estribos y pilas de un puente son construidos sobre cimentaciones con

pilotes con el fin de evitar la posible pérdida de capacidad de carga debida a la erosión (figura 3.1e)



**FIGURA 3. 1** Condiciones en las que se requiere cimentaciones con Pilotes

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das (Figura 13.1)

### 3.3 TIPOS DE PILOTES

Los pilotes se divide en función de su:

- Tipo de carga por tomarse
- Condiciones del subsuelo
- Condiciones del nivel de agua freática.



### 3.3.1 Por el Tipo de Material

- a. *Pilotes de Acero*: contruidos a base de tubos o de perfiles laminados de acero, con una alta capacidad de carga.
- b. *Pilotes de Concreto*: concreto prefabricado (pueden someterse a un fuerte hincado) y concreto colocado en el lugar (relativamente barato pero sensible al hincado)
- c. *Pilotes de Madera*: Hechos de troncos de árboles quitado las ramas y corteza, estos pilotes se conservan sin daño si están rodeados por suelo saturado y son bastante resistentes a la corrosión.
- d. *Pilotes Compuestos*: Compuestos por Distintos materiales como son acero y concreto o madera y concreto, estos no son muy usados debido a su complejidad para la formación de juntas.

Para el proyecto en estudio como es el Puente Naranjal A1 se utiliza una cimentación profunda para la subestructura (pilas y estribos), la cual está formada por pilotes hincados prefabricados de concreto, los cuales se utilizan cuando las zapatas no se asientan sobre roca, material cohesivo rígido o material granular a un precio considerable; se utilizaron por ser resistentes a la corrosión y además porque pueden someterse a un fuerte hincado.

### 3.3.2 Por El Mecanismo de Transferencia de Carga o Funcionamiento

Requiere de buen juicio seleccionar el tipo de pilote y estimar su longitud necesaria dependiendo de ello los pilotes se clasifican en:

Carga Vertical:

- Pilote de punta o columna
- Pilote de fricción, flotante
- Pilotes mixtos

Carga Horizontal y Vertical

- Pilotes inclinados



De todos ellos a continuación se describirá los que usualmente se consideró para el desarrollo del proyecto.

- a. *Pilotes de Punta o pilote columna*: cuando se tiene a una profundidad razonable la presencia de roca o material rocoso los pilotes se podrán extender hasta el estrato rocoso, dependiendo en este caso su capacidad última ( $Q_u$ ) de la capacidad de carga del material subyacente ( $Q_p$ ) y entonces su longitud se establece fácilmente. (figura 3.2a)

$$Q_u = Q_p$$

- b. *Pilotes Mixtos de Punta y Fuste*: En presencia de un suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se extenderán unos pocos metros dentro del estrato figura (3.2b). Entonces su resistencia última de carga se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1)$$

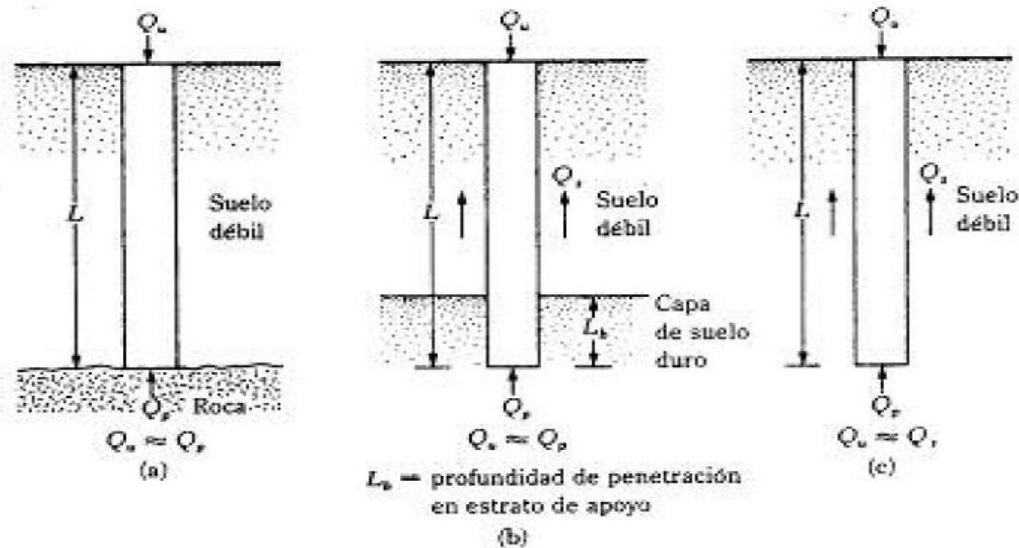
Donde  $Q_s$  es la carga tomada por la fricción superficial desarrollada lateralmente en el pilote y en caso de ser muy pequeña se desprecia quedando:

$$Q_u = Q_p$$

- c. *Pilote de fricción o pilote flotante*: En caso de no tener aun a profundidad razonable un estrato de roca o material rocoso los pilotes de punta resultan muy largos y costosos entonces en este caso los pilotes se hincan a través del material más blando a profundidades específicas quedando como un pilote flotante (figura 3.2c). Su capacidad de carga última se expresa como la ecuación (1) sin embargo si  $Q_p$  es mínima se desprecia.

$$Q_u = Q_s$$

Para calcular la longitud de estos pilotes el ingeniero necesita de buen juicio y experiencia.

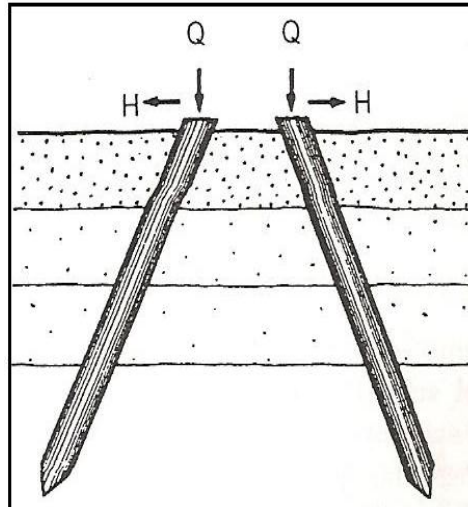


**FIGURA 3. 2** (a) Pilotes de punta; (b) Pilotes Mixtos; (c) Pilotes de Fricción

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das (Figura 13.6)

#### Carga Horizontal y Vertical:

- d. "Pilote Inclinado: En estructuras que generan cargas horizontales hacia la cimentación, además de las verticales, puede ser recomendable el uso de pilotes inclinados, con el propósito de que la fuerza resultante sea transmitida adecuadamente al subsuelo por la cimentación profunda elegida. En el caso de la ocurrencia de acciones sísmicas, los pilotes inclinados provocan concentraciones de esfuerzos considerables en la losa que se apoya en ellos, lo cual debe ser analizado en su diseño. Si la carga horizontal es moderada, es preferible usar pilotes instalados verticalmente y aprovechar la reacción pasiva del suelo superficial (figura 3.3)." [7]



**FIGURA 3. 3** Pilotes sometidos a carga horizontal y vertical

FUENTE: Cimentaciones (preliminar), Alberto Prado Fernández, 1990

Según la NTE se puede establecer que:

- $P > 3 F$  el pilote trabaja esencialmente por punta
- $P < 3 F$  el pilote trabaja esencialmente por fuste

### 3.3.3 Por la Naturaleza de su Colocación en el Terreno

Los pilotes de acuerdo a esta clasificación se dividen en pilotes con desplazamiento y sin desplazamiento.

a. *Pilotes con desplazamiento*: son aquellos pilotes que mueven parte del suelo el momento de ser colocados, pudiendo generar compactación y alterar la estructura del mismo provocando empujes sobre elementos vecinos, levantamientos de terreno, etc. Entre estos están :

- Pilotes hincados: Los cuales al ser instalados desplazan lateralmente parte del suelo y eso provoca una densificación del mismo a su alrededor.
- Pilotes de Concreto y los de Tubo de Extremo Cerrado: Resisten grandes esfuerzos de hincado es decir son de gran desplazamiento.



- Pilotes H de Acero: Son aquellos que al momento de hincarse desplazan menor cantidad de suelo lateralmente.

*b. Pilotes de desplazamiento pequeño*

Estos tipos de pilotes se los instala mediante una excavación pequeña lo que disminuye la alteración del suelo de cimentación.

- *Hincado en una Perforación previa:* en caso de que el pilote atravesase capas superiores de arcilla compacta o roca blanda para alcanzar el estrato firme, se hace una perforación previa y así se ahorra tiempo, dinero y además se facilita el hincado sirviendo esto como guía para alcanzar los estratos resistentes.
  - *Chorro de agua:* Al penetrar el pilote un estrato de suelo duro no cohesivos (gravas y arenas) que se encuentran sobre una capa de suelo más blando se descarga agua a una presión de 10 a 20 en la punta del pilote por un tubo de 50 a 75 mm de diámetro para lavar la arena y la grava y así aflojarlas.
- c. “Pilotes sin desplazamiento:* Estos pilotes al momento de ser colocados producen muy poco cambio en el estado de esfuerzos en el suelo como son las pilas perforadas.” [8]

### 3.3.4 Por el tipo de Proceso Constructivo

Se clasifica en dos grandes grupos:

**a. Pilotes prefabricados hincados**

Las formas de hincar pilotes pueden ser:

- Por vibración
- Percusión con golpes de maza

Los pilotes hincados pueden ser construidos en un solo tramo o por sucesivos tramos unidos mediante juntas cuya resistencia a flexión comprensión y tracción debe ser mayor a la del pilote, en caso de construirse un pilote aislado este debe estar bien arriostrado en sus dos direcciones ortogonales con el fin de no producir momentos.

Son piezas rectas de madera, hormigón pretensado, hormigón armado o acero que se introducen en el terreno para atravesar suelos blandos o flojos por golpeo o vibración mediante gatos hidráulicos roscados al terreno hasta alcanzar la profundidad necesaria. Debido a su forma de instalación, a veces se les denomina también pilotes de desplazamiento, ya que a medida que penetran en el terreno han de desplazar suelo que ocupaba su lugar.



**FIGURA 3. 4** Colocación de pilotes prefabricados hincados

FUENTE: Técnicas en la construcción. “Cimentaciones Profundas” pdf.

**b. Pilotes hormigonados in situ:**

Se ejecutan realizando una excavación del diámetro y longitud necesarias, en la cual se introduce la armadura de acero adecuada para, finalmente rellenar el hueco con hormigón y debido a que para su construcción se requiere extraer un volumen de suelo se los llama también Pilotes de Sustitución.

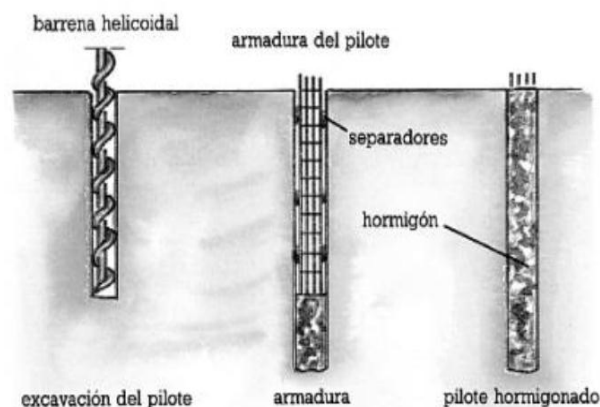
La ejecución de los pilotes excavados depende de las condiciones del terreno y del agua.

Se diferencian los siguientes tipos:

- Pilotes de desplazamiento con azuche,
- Pilotes de desplazamiento con tapón de gravas,



- Pilotes de extracción con entubación recuperable,
  - Pilotes de extracción con camisa perdida,
  - Pilotes de extracción sin entubación con lodos tixotrópicos,
  - Pilotes barrenados sin entubación,
  - Pilotes barrenados,
  - Hormigonados por el tubo central de la barrena y
  - Pilotes de desplazamiento por rotación.
- 
- Perforación ejecutada mediante cucharas o barrenas helicoidales cortas especiales ya que el suelo es suficientemente bueno como para que las paredes de perforación se mantengan estables.
  - Perforados con hélice y en caso de que la estabilidad no esté garantizada se emplea lodos tixotrópicos (mezcla de agua con arcilla bentónica) lo cual es una medida de seguridad para estabilizar las pared y evitar los derrumbes.
  - Barrenados: Se ejecuta de manera que a través del eje de la barrena la cual desplaza el terreno triturado se introduzca mortero de manera que al mismo tiempo que se hormigona se va extrayendo la barrena y finalmente se coloca las armaduras en el hormigón fresco.



**FIGURA 3. 5** Colocación de pilotes con Barrena Helicoidal

FUENTE: Técnicas en la construcción. “Cimentaciones Profundas” pdf

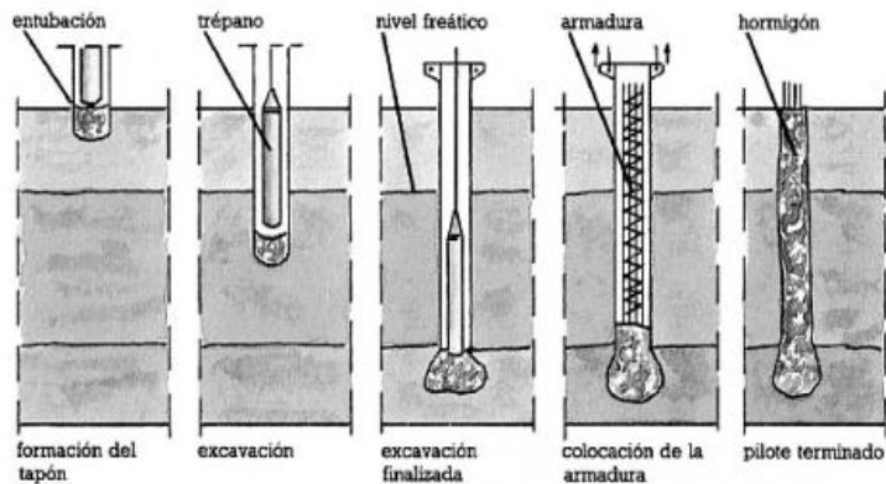
### **c. Pilotes de Concreto Vaciado en Camisas No Recuperables**

Se introduce permanentemente en el terreno un tubo de pared delgada ondulada y reforzada, de forma cilíndrica o troncocónica, y se llena de concreto armado o sin armar, inmediatamente luego de puesto en obra, el hueco es ocupado por un núcleo sin ningún funcionamiento estructural al momento de ser colocado con el fin de evitar su deformación debido a la presión lateral del suelo especialmente cuando se trabaja en suelos arenosos densos.

Hay 13 pilotes de este tipo entre los cuales los más utilizados son: Pilotes Raymond Escalonados Normales, Pilotes Punta de Botón, Pilotes Cobi, Pilotes Urilon Monotube.

Se usan en caso de suelos con agua subterránea, o suelos agresivos, para evitar que las sustancias corrosivas entren en contacto con el concreto fresco.

Su costo generalmente es más elevado que el de los pilotes con camisa recuperable.



**Figura 3. 6** Colocación de pilotes con entubación

FUENTE: Técnicas en la construcción. “Cimentaciones Profundas” pdf

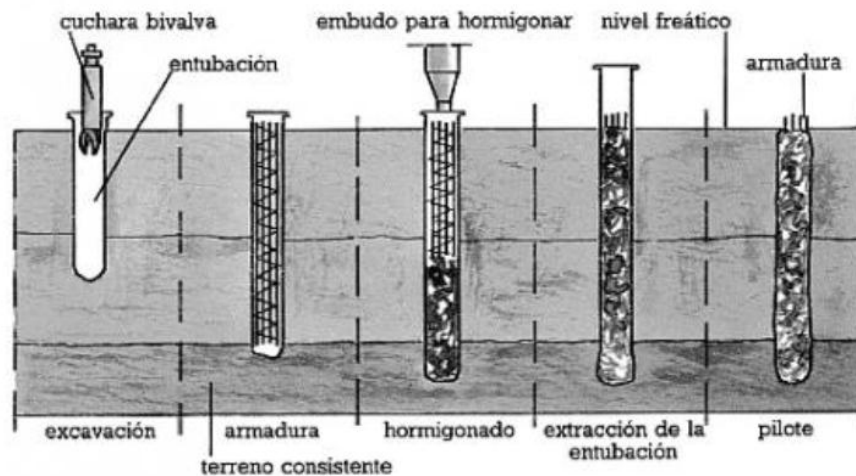
#### **d. Pilotes de Concreto Vaciado Puesto en Obra con Tubo Recuperable**

Este tipo de pilotes utilizan un tubo que se hinca en el terreno por vibración y al momento de ser vaciado el concreto este se va extrayendo lo cual le permite ser reusable en nuevos pilotes, resultando menos costosos que los pilotes con tubo permanente.

Entre los diferentes pilotes de este tipo se encuentran:

- “Pilotes Simplex

- Pilotes Express
- Pilotes Vibro
- Pilotes Franki” [12]



**Figura 3. 7** Colocación de pilotes con extracción de entubación

FUENTE: Técnicas en la construcción. “Cimentaciones Profundas” pdf

### 3.4 INSTALACIÓN DE PILOTES

En su mayoría los pilotes son hincados en el terreno a través de martinetes o dispositivos vibratorios, chorros de agua o barrenado parcial depende las circunstancias.

Los tipos de martillos usados más comunes y mejor empleados son los martillos de combustión interna que emplean diesel para su funcionamiento entre ellos los principales que están en el mercado son **(a)** martillo de caída libre, **(b)** martillo de aire o vapor de acción simple, **(c)** martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial y **(d)** martillo diesel.

En la Tabla 3.1 se muestra una lista de los tipos de martillos usados para hincar pilotes.

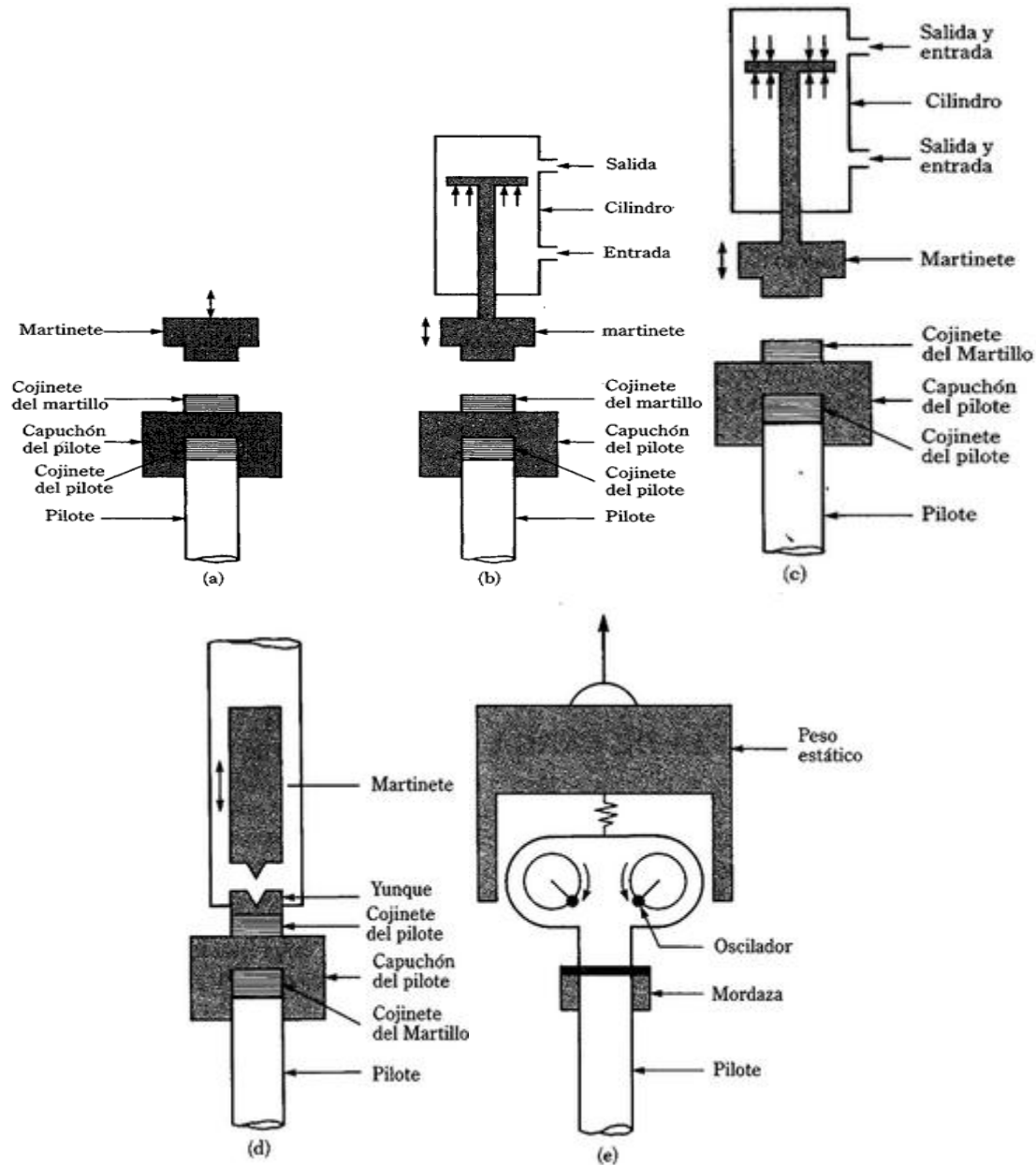


Elemental	Caída Libre
Acción simple	Vapor Neumáticos
Doble acción	Diferenciales Vapor Neumáticos Hidráulicos
Diesel	Abiertos Cerrados
Vibratorios	Baja frecuencia, mayor de 40 Hz Alta frecuencia, mayor de 140 Hz
Vibratorios impacto	-

**Tabla 3. 1** Tipos de martillo usados para el hincado

Fuente: PDF. “Cimentaciones Profundas”

“La **figura 3.8** muestra varios martillos. Un martillo de caída libre (**figura 3.8a**) se levanta por medio de un malacate y se deja caer desde una cierta altura  $H$ , siendo el de martillo el tipo más viejo para hincar pilotes, con su principal desventaja la pequeña frecuencia de sus golpes. El principio del martillo de aire de acción simple o martillo de vapor se muestra en la (**figura 3.8b**). En este caso, la parte percusiva o martinete, se eleva por la presión del aire o vapor y luego se deja caer por gravedad. La **figura 3.8c** muestra la operación del martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial. Para éstos se usa aire o vapor para elevar el martinete y también para empujarlo hacia abajo, incrementando la velocidad del impacto. El martillo diesel (**figura 3.8d**) consiste esencialmente de un martinete, un yunque y un sistema de inyección de combustible. Durante la operación, el martinete se eleva primero y se inyecta combustible cerca del yunque. Luego se suelta el martinete; al caer la mezcla de aire y combustible se comprime y genera su ignición. Esta acción empuja al pilote hacia abajo y levanta al martinete. Los martillos diesel trabajan bien bajo condiciones difíciles de hincado. En suelos blandos, el movimiento hacia abajo del pilote es bastante grande y el movimiento hacia arriba del martinete es pequeño. Este diferencial no es suficiente para encender el sistema aire-combustible, por lo que el martinete tiene que ser elevado manualmente”. [8]



**Figura 3. 8** (a) martillo de caída libre; (b) martillo de aire o vapor de acción simple; (c) martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial; (d) martillo diesel; (e) clavador vibratorio de pilotes

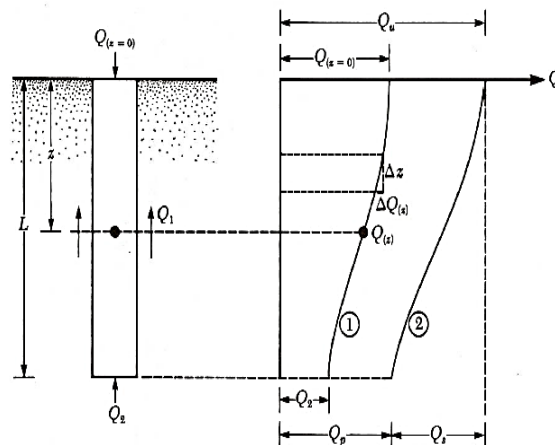
FUENTE: Principios De Ingeniería de Cimentaciones- Braja M. Das 2006

En el subcapítulo anterior 3.3 se hizo una descripción de la clasificación de los pilotes en base a la naturaleza de su colocación en sus tres categorías con desplazamiento, con poco desplazamiento y sin desplazamiento.

### 3.5 MECANISMOS DE LA TRANSFERENCIA DE CARGA

Si sobre un pilote de longitud  $L$  se transfiere una carga determinada  $Q$ , esta se reparte en dos partes una parte es resistida por la fricción lateral causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote  $Q_1$  y la otra parte será resistida por el suelo debajo de la punta del pilote  $Q_2$ . Si la carga  $Q$  en la superficie del terreno se incrementa gradualmente la máxima resistencia por fricción se da cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote alcanza un valor de 5 a 10 mm, sin influencia del diámetro y la longitud del pilote. Sin embargo para alcanzar la resistencia máxima de punta es necesario que la punta se haya movido aproximadamente un 25 % del diámetro del pilote en suelos cohesivos y para pilas perforadas y hasta un 10 % del diámetro del pilote para pilotes hincados, lo que nos demuestra que la resistencia por fricción a lo largo del fuste del pilote se desarrolla bajo un desplazamiento mucho menor del pilote comparado con la resistencia de punta.

La variación de carga tomada por el fuste del pilote a cualquier profundidad ( $z$ ) será como se muestra en la figura 3.9.



**Figura 3. 9** Transferencia de carga en pilotes

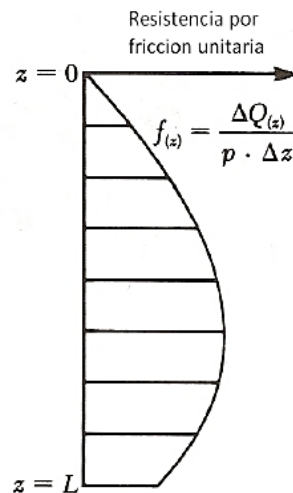
FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

La resistencia por fricción por arena unitaria a cualquier profundidad  $z$  se determina como:

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{[(p)(\Delta z)]}$$

Donde  $p$  es el perímetro de la sección transversal del pilote.

En la figura 3.10 se puede apreciar la variación de la función  $f(z)$  con la profundidad.



**Figura 3. 10** Variación de la función  $f(z)$  con la profundidad

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

### 3.6 DISEÑO GEOTECNICO DE PILOTES

“El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, en términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales: seguridad adecuada contra falla y funcionalidad de la estructura.”[11]

El diseño geotécnico de una cimentación profunda comprende las siguientes etapas:

1. Investigación geotécnica.
2. Selección del elemento de cimentación y del equipo de construcción.
3. Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga del elemento.
4. Verificación de las etapas 2) y 3), con los datos obtenidos en pruebas de carga.”

[11]





### 3.6.1 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES

- Como primer punto para el diseño de pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales, para ello existen varios procedimientos de diseño los cuales serán estudiados más adelante.
- Una vez determinada la capacidad de carga última del pilote aislado, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote en función de un determinado factor de seguridad.
- “En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como fricción negativa, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad portante.” [10]
- “La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo.”[10]

#### 3.6.1.1 Capacidad de Carga Última de Pilotes

- *Método Estático*: El método estático considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote entonces (figura3.11):

$$Q_t = Q_p + Q_f \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

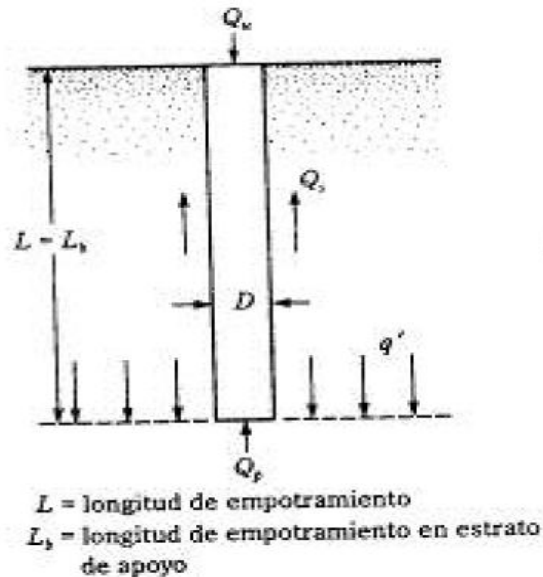
Dónde:

$Q_t$  = Resistencia total ultima del pilote

$Q_p$  = Resistencia ultima por apoyo en la punta

$Q_f$  = Resistencia ultima por fricción en la superficie lateral del pilote.





**Figura 3. 11** Capacidad de carga ultima de pilote

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das (figura 13.8)

### 3.6.1.1.1 Capacidad de carga de un pilote de punta, $Q_p$

Al carga el pilote axialmente se forma en la punta un cono de suelo no alterado y mientras esta debido a la carga va penetrando a más profundidad, la superficie curva del suelo se muestra cortada a los lados, entonces una forma de expresar este esfuerzo cortante para evaluar la resistencia ultima por área unitaria en la punta es a través de la ecuación general para la capacidad de carga en cimentaciones superficiales la cual fue sugerida por Terzagui (1943) como:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = q_p = cN_c + qN_q + \gamma BN_\gamma \quad (\text{Ecuacion 3.2})$$

Donde  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga y B es el diámetro del pilote.

Como el ancho D es relativamente pequeño se puede despreciar y la ecuación (3.2) queda:

$$q_p = cN_c + q'N_q \quad (\text{Ecuacion 3.3})$$



Entonces la Capacidad de carga de la punta del pilote es

$$q_p = cN_c + q'N_q$$

Donde  $q'$  es el esfuerzo vertical efectivo. Entonces la carga de punta del pilote es:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c + q'N_q) \quad (\text{Ecuacion 3.4})$$

Dónde:

$A_p$  = area de la punta del pilote

$c$  = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

$q_p$  = resistencia de la punta unitaria

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote

### 3.6.1.1.1 Métodos para estimar la carga de punta $Q_p$ .

#### ➤ Método de Meyerhof

En base a observaciones de campo Meyerhof en 1976 sugirió que la resistencia de carga última de punta  $Q_p$  se exprese mediante la siguiente ecuación:

Para pilotes en arena,  $c' = 0$

$$Q_p = A_p q_p = A P q' N_q \quad \text{En arena (ecuacion 3.5)}$$

La variación de  $N_q$  con el ángulo  $\phi'$  de fricción del suelo se muestra en la figura 3.12 sin embargo,  $Q_p$  no debe exceder el valor límite  $A_p q_l$ , es decir,

$$Q_p = A_p q' N_q \leq A_p q_l \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

La resistencia de punta límite es:

$$q_l = 0.50 p_a N_q \tan \phi' \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

Dónde:

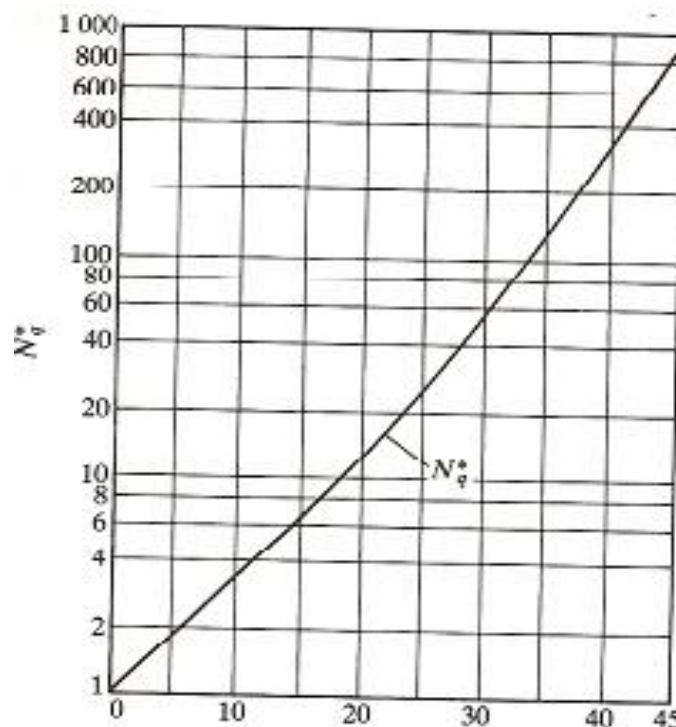
$p_a$  = presión atmosférica (100KN/M<sup>2</sup> O 2000lb/pie<sup>2</sup>)

$\phi'$  = ángulo efectivo de fricción del suelo del estrato de apoyo

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugirió que la resistencia de punta última  $q_p$  en un suelo granular homogéneo ( $L=L_b$ ) puede obtenerse a partir de número de penetración estándar como.

$$q_l = 0.40 p_a (N1)60 (L/D) \leq 4 p_a (N1)60 \text{ (Ecuación 3.8)}$$

Donde  $(N1)60$  valor promedio corregido del número de penetración estándar cerca de la punta del pilote (aproximadamente  $10D$  arriba y  $4D$  debajo de la punta del pilote)



**Figura 3. 12** Variación de  $N_q^*$  con el ángulo de fricción del suelo  $\phi'$

Angulo de fricción del suelo,  $\phi'$  (grados)

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das (figura 13.9)

### ➤ Método de Vesic

Vesic en 1977 propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con esta teoría, basada en parámetros de esfuerzo efectivo, se expresa mediante la siguiente ecuación:



$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + \sigma'_{vo} N_{\sigma}^*) \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

Donde:

$\sigma'_{vo}$  = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$$\sigma'_{vo} = \left( \frac{1+2k_o}{3} \right) q'$$

$k_o$  = Coeficiente de presión de tierra en reposo =  $1 - \sin \phi$

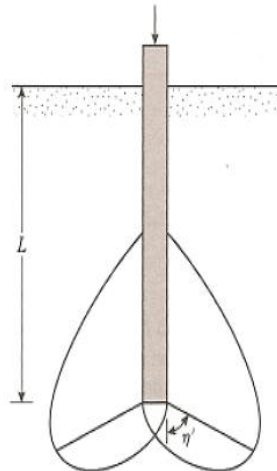
$N_c^* N_{\sigma}^*$  = Factores de capacidad de carga

➤ **Método de Janbu** (En arena)

Janbu en 1976 propuso calcular la carga por punta en pilotes mediante la siguiente expresión.

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (\text{Ecuación 3.10})$$

Los factores de capacidad de carga de  $N_c^* N_q^*$  se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en la figura 3.13.



**Figura 3. 13** Superficie de falla en el suelo en la punta del pilote

FUENTE: Diseño estructural de pilotes. PDF

$\phi'^0$	$\eta' = 60^\circ$		$\eta' = 75^\circ$		$\eta' = 90^\circ$	
	$N_c^*$	$N_q^*$	$N_c^*$	$N_q^*$	$N_c^*$	$N_q^*$
0	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

**Tabla 3. 2** variación de  $N_c^*$  y  $N_q^*$  para  $\eta' = 60^\circ$ ,  $75^\circ$  y  $90^\circ$

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

### ➤ Método de Coyle y Castello

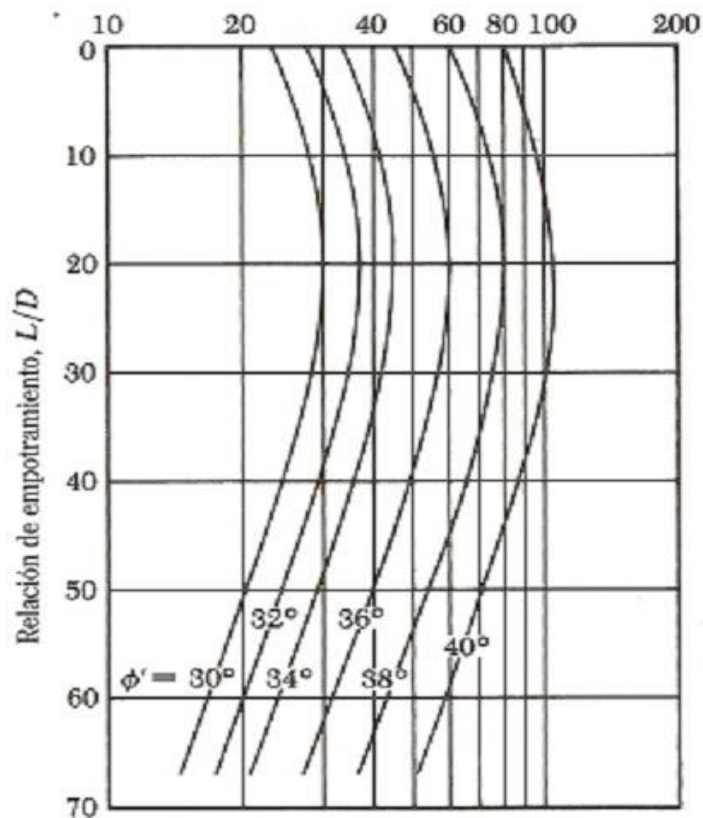
Coyle y Castello en 1981 analizaron 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados en arenas. Con los resultados se obtuvo la siguiente expresión en arena:

$$Q_p = q' N_q^* A_p \text{ (Ecuación 3.11)}$$

Donde:

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote  
 $Nq^*$  = factor de capacidad de carga

En la figura 3.14 se muestra la variación de  $Nq^*$  con  $L/D$  y el ángulo de fricción del suelo  $\phi'$ .



**Figura 3.14** Variación de  $Nq^*$  con  $L/D$

FUENTE: Principios de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das

### 3.6.1.1.2 Resistencia por fricción, $Q_s$ .

La resistencia por fricción superficial entre suelo y pilote se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L \quad (\text{Ecuacion 3.12})$$

Dónde:

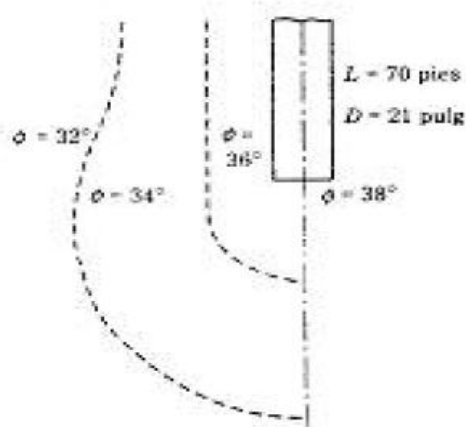
$p$  = Perímetro de la sección del pilote

$\Delta L$  = Longitud incremental del pilote sobre la cual  $p$  y  $f$  se consideran constantes (figura 3.8)

$f$  = Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad  $z$

Se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

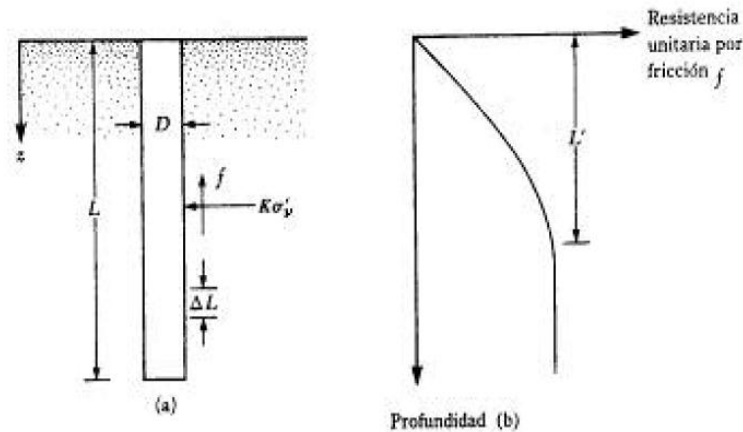
- El ángulo de fricción del suelo aumenta en comparación con el original debido a la densificación del suelo alrededor del pilote lo cual es ocasionado por la vibración al momento de la hinca (figura 3.15)



**Figura 3. 15** Variación del ángulo de fricción del suelo con su compactación

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

- Hasta una profundidad  $L'$  la fricción unitaria superficial crece más o menos linealmente y luego de esta permanece constante,  $L' \approx 15D$  (figura 3.16).



**Figura 3. 16** Resistencia unitaria de fricción para pilotes en arena.

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das (figura 13.11)

- A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.
- A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión tendrán una fricción unitaria superficial menor en el caso de pilotes hincados.

Según Meyerhof a partir de datos obtenidos en una prueba SPT (Prueba de Penetración Estándar propuso una forma fácil de determinar la resistencia por fricción superficial entre suelo y pilote, expresada en la siguiente ecuación.

$$Q_s = 0.02NA_sL \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \quad (\text{Ecuacion 3.13})$$

Dónde:

Q<sub>s</sub>= Resistencia por fricción

N = Número de golpes, N, para penetrar 30 cm del estrato resistente

N = Número de golpes, N, para penetrar 30 cm del estrato intermedio

A<sub>s</sub>= El perímetro del pilote

L = Longitud del pilote





### 3.6.1.2 Capacidad de Carga Admisible de un Pilote

La capacidad admisible se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente.

**Coefficiente de seguridad:** Su objetivo principal es alejar el comportamiento de la estructura del estado de rotura para que exista una capacidad suficiente ante eventuales estados de carga no previstos en el proyecto. Adicionalmente, el factor de seguridad permite cubrir inexactitudes de los modelos usados.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s} = \frac{Q_p + Q_f}{3} \quad (\text{Ecuación 3. 14})$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s} = \frac{Q_f}{2.5} + \frac{Q_p}{3.0}$$

“El factor de seguridad usado generalmente varía entre 2,5 y 4, dependiendo de las incertidumbres en el cálculo de la carga última, normalmente se toma un valor de  $F_s=3$ ” [8]

“En la segunda ecuación se emplean factores que utilizan valores en el rango bajo de la resistencia cortante.

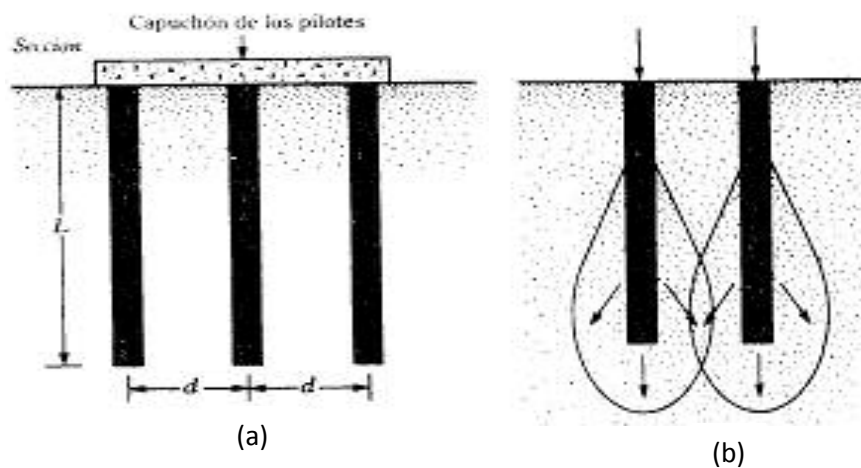
Las fórmulas de capacidad de carga de pilotes solo presentan un rango aproximado de la capacidad de carga última. Excepto cuando se hincan pilotes hasta el rechazo, es usual realizar por lo menos un ensayo de carga en cada sitio. Se pueden hincar pilotes de prueba y ensayarlos hasta la falla. En base a los resultados alcanzados, el ingeniero puede decidir la modificación de las longitudes requeridas.

Es preferible demorar el ensayo de los pilotes tanto cuanto sea posible después del hincado, para permitir el asentamiento del pilote. Esto no es importante en pilotes en suelo granular, donde no son significativos los efectos del tiempo, pero en limos y arenas limosas la capacidad de carga última de un pilote puede ser mucho más alta inmediatamente después del hincado, que una vez que ha transcurrido un período de tiempo. En arcillas lo contrario es usualmente (pero no siempre) cierto; la capacidad portante aumenta con el tiempo, particularmente en arcillas blandas o sensibles.

Para un grupo de pilotes debe verificarse la capacidad portante del grupo como un todo.” [10]

### 3.6.2 CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES

La determinación de la capacidad de carga de grupo de pilotes es extremadamente complicada y aun no se ha resuelto plenamente, esto puede ser debido al bulbo de presiones que se forma en la zona donde los esfuerzos son significativos (figura 3.17a y 3.17b).



**Figura 3. 17** Grupo de pilotes

FUENTE: Principios de la Ingeniería de Cimentaciones Brajam.M Das

#### 3.6.2.1 Consideraciones de eficiencia del grupo

De forma general, para el cálculo de los pilotes, no se considerará el efecto grupo para una separación entre ejes de pilotes igual o mayor a 3 diámetros.

A partir de grupos de 4 pilotes se debe considerar que la proximidad entre los pilotes se traduce en una interacción entre ellos, de tal forma que si el grupo tiene  $n$  pilotes, y la carga admisible del pilote aislado es  $Q_{adm}$ , la carga que produce el hundimiento del grupo, en general, no suele ser igual a  $n \cdot Q_{adm}$ , entonces por esta razón se aplica a este valor un coeficiente de eficiencia  $\eta$ , que se define como el cociente de:



$$\eta = \frac{\text{Capacidad potante del grupo de pilotes}}{n * \text{Capacidad admisible del pilote aislado}} = \frac{Q_g}{n * Q_{adm}} \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

Donde n es el numero de pilotes.

Según Angel Muelas Rodriguez en su manual de mecanica de suelo y cimentaciones propone las siguientes consideraciones para estimar el valor de la eficiencia en funcion de la separacion entre pilotes.

- Para separaciones entre ejes  $> 3D$ ,  $\eta = 1$
- Para separaciones entre ejes  $= 1D$ ,  $\eta = 0,7$ .
- Para separaciones entre  $1D$  y  $3D$  se interpolará linealmente entre 0,7 y 1.
- Para pilotes hincados en arenas densas o muy densas se podrá adoptar un coeficiente de eficiencia igual a 1. Con justificación se podrá aumentarse este valor, por la posible compactación que se pueda producir, sin que en ningún caso pueda ser superior a 1,3.

### 3.6.3 ASENTAMIENTO DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES

El asentamiento de un pilote individual bajo carga es generalmente muy pequeño que no presenta problemas. Sin embargo, el efecto combinado de un grupo de pilotes puede producir un asentamiento apreciable, debiendo ser considerado. En la actualidad no existe una manera precisa de estimar el asentamiento, pero existen algunos métodos que permiten estimar el asentamiento del pilote y grupo de pilotes.

#### ➤ **Asentamiento de un Grupo de Pilotes en Arena o Grava**

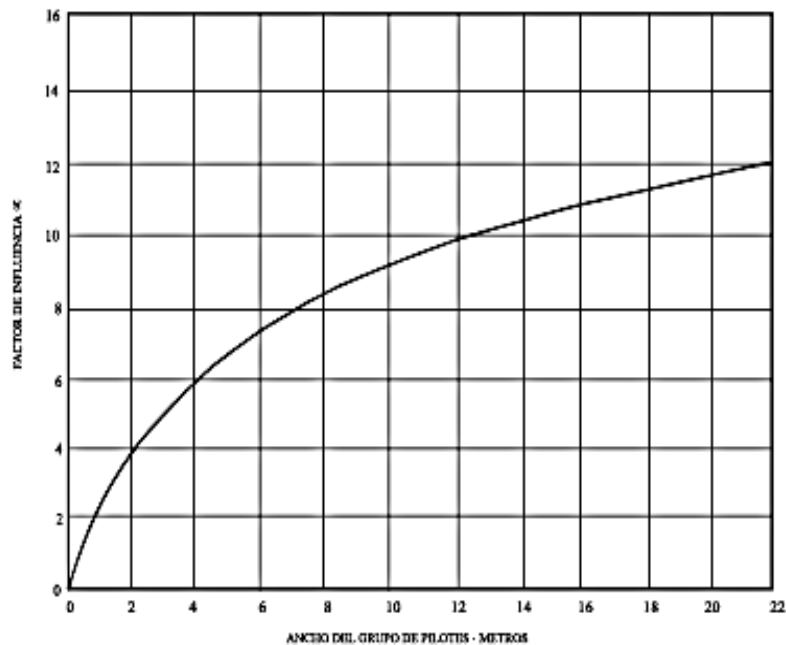
Como en el proyecto en estudio el estrato en donde se asienta el pilote es granular entonces el asentamiento del pilote en arena o grava es muy pequeño y rápido razón por la cual no causa ningún problema en la estructura.

“El único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga” [10]

#### ➤ **Asentamiento de un Grupo de Pilotes en Arena o Grava**

Se puede obtener una aproximación al asentamiento de un grupo de pilotes en arena o grava en base al asentamiento de un pilote individual utilizando para ello la Figura 3.18, donde:

$$\alpha = \frac{\text{Asentamiento del grupo de pilotes}}{\text{Asentamiento del pilote aislado bajo las mismas condiciones de carga}} \quad (\text{Ecuacion 3.16})$$



**Figura 3. 18** Relación de asentamiento del grupo de pilotes al asentamiento de un pilote.

FUENTE: CIMENTACIONES PROFUNDAS Jorge E. Alva Hurtado, PhD CISMID-FIC-UNI

### 3.6.4 PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES

#### 3.6.4.1 Generalidades

Una forma única y segura de saber si un pilote puede soportar la carga requerida, es realizando un ensayo de carga, el cual además también sirve para medir las características de carga-deformación del pilote.

En una cimentación profunda con pilotaje para realizar estas pruebas de carga se toman aleatoriamente uno o más pilotes que se están instalando y se ensayan.



Los ensayos de carga en pilotes se los realiza en función de los siguientes objetivos, Vesic (1977):

- Verificar experimentalmente que el resultado de la respuesta del pilote a la carga corresponde a la respuesta asumida por el diseñador.
- Que la carga última actual del pilote no sea menor que la carga última calculada la cual fue utilizada para el diseño de la cimentación.
- Obtener datos del suelo deformado y facilitar el diseño de otro pilote.
- Determinar el comportamiento carga-asentamiento de un pilote, especialmente en la zona de carga admisible.
- Para indicar la dureza estructural del pilote

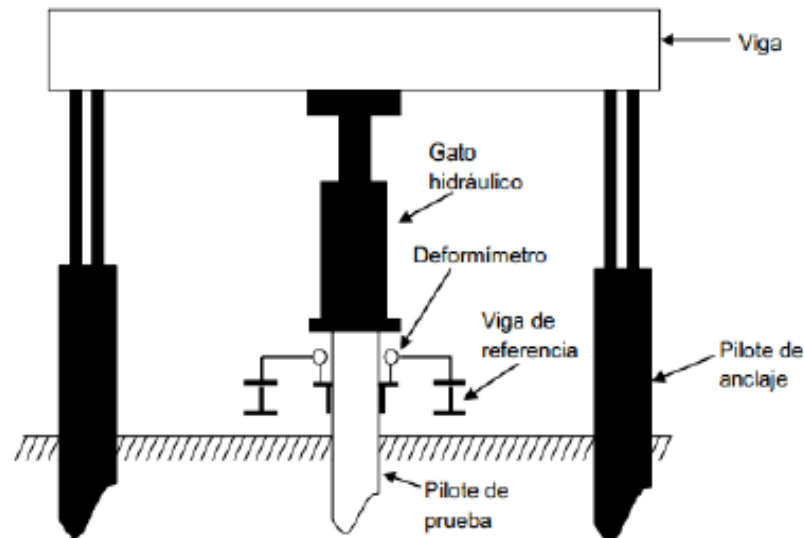
#### **3.6.4.2 Aplicación de carga**

Para probar la compresión axial estática de un pilote en campo se lo puede hacer a través de equipos de la norma ASTM-D-1143-81, o también otros construidos de tal manera que la carga estática sea aplicada al eje central y longitudinal del pilote.

La carga se aplica al pilote por medio de un gato hidráulico, estas cargas se ejecutan por periodos permitiendo que pase entre ellos el suficiente tiempo de manera que ocurra una pequeña cantidad de asentamientos el cual se mide por medio de deformímetros.

Las cargas que se aplican van variando en magnitud dependiendo de los reglamentos locales de construcción los cuales en su mayoría especifican que se requiere que cada periodo de carga sea aproximadamente igual a  $\frac{1}{4}$  de la carga admisible propuesta, finalmente al alcanzar la carga deseada este es descargado gradualmente.

La figura 3.19 muestra un diagrama esquemático del arreglo de una prueba de carga de un pilote.



**Figura 3. 19** Diagrama esquemático del arreglo de una prueba de carga de un pilote.

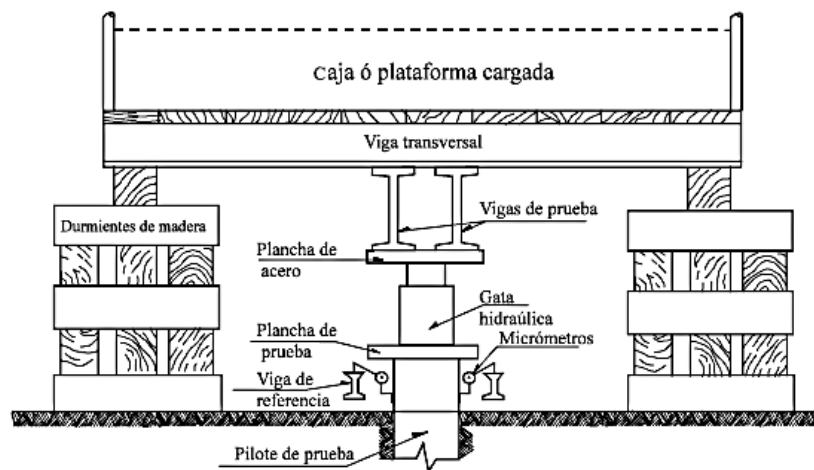
FUENTE: Principios de la Ingeniería de Cimentaciones Brajam M. Das 2006

Según las normas ASTM para aplicar carga al pilote se lo puede realizar de dos formas:

1. Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a un marco de reacción anclado con pilotes de anclaje o con anclaje enterrado.
  2. Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a caja o plataforma cargada
1. Se instala un número suficiente de pilotes de anclaje a cada lado del pilote de prueba de tal forma que proporcionen adecuada capacidad de reacción. Dichos pilotes estarán ubicados a una distancia libre del pilote de prueba de al menos 5 veces el mayor diámetro del pilote de prueba, pero no menor que 2 mts. Sobre los pilotes de anclaje va una viga de prueba de medida y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva, esta viga está diseñada para transferir la carga a los pilotes. Entre el fondo de la viga y la cabeza del pilote de prueba existe una luz suficiente para poder colocar la gata hidráulica y dos planchas de acero de espesor mínimo de 2"; el sistema trabaja al reaccionar la gata hidráulica al cargar el pilote,

transmitiendo esta carga (mediante la viga de reacción) a un par de pilotes de anclaje. Esto se puede observar en la (figura 3.19)

2. Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a caja o plataforma cargada, en este caso los extremos de la viga a través de la cual se transfiere la carga se deben soportar sobre cajones temporales. Se centra una caja o plataforma sobre la viga de prueba, la cual estará soportada por durmientes ubicadas tan lejos como sea posible del pilote de prueba, pero en ningún caso la distancia será menor que 1.5 mts de luz entre caras. La carga de la caja o plataforma será de material apropiado tal como suelo, roca, concreto o acero. La figura 3.20 nos muestra un esquema del sistema de aplicación de carga por gata hidráulica actuando frente a la plataforma cargada.



**Figura 3. 20** Sistema de Aplicación de Carga por Gata Hidráulica Actuando Frente a Caja o Plataforma Cargada

FUENTE: CIMENTACIONES PROFUNDAS Jorge E. Alva Hurtado, PhD CISMID-FIC-UNI

### 3.6.4.3 Procedimiento de carga

Hay varios tipos de procedimientos de carga, la norma ASTM-D-1143-81 resume la mayoría de éstos, sin embargo lo más comunes son:



TECNICAS	DESCRIPCION
Ensayo de carga controlada	Requiere la aplicación de cargas por etapas sobre los pilotes así como la medición del asentamiento.
Rapidez de penetración constante	La carga sobre el pilote se incrementa continuamente para mantener una velocidad constante de penetración, que varía de 0.25 a 2.5 mm/min.
Carga cíclica	Se aplica una carga incremental y se retira repetidamente.

**Tabla 3. 3** Procedimientos de carga

Fuente: Braja Das M., Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2006

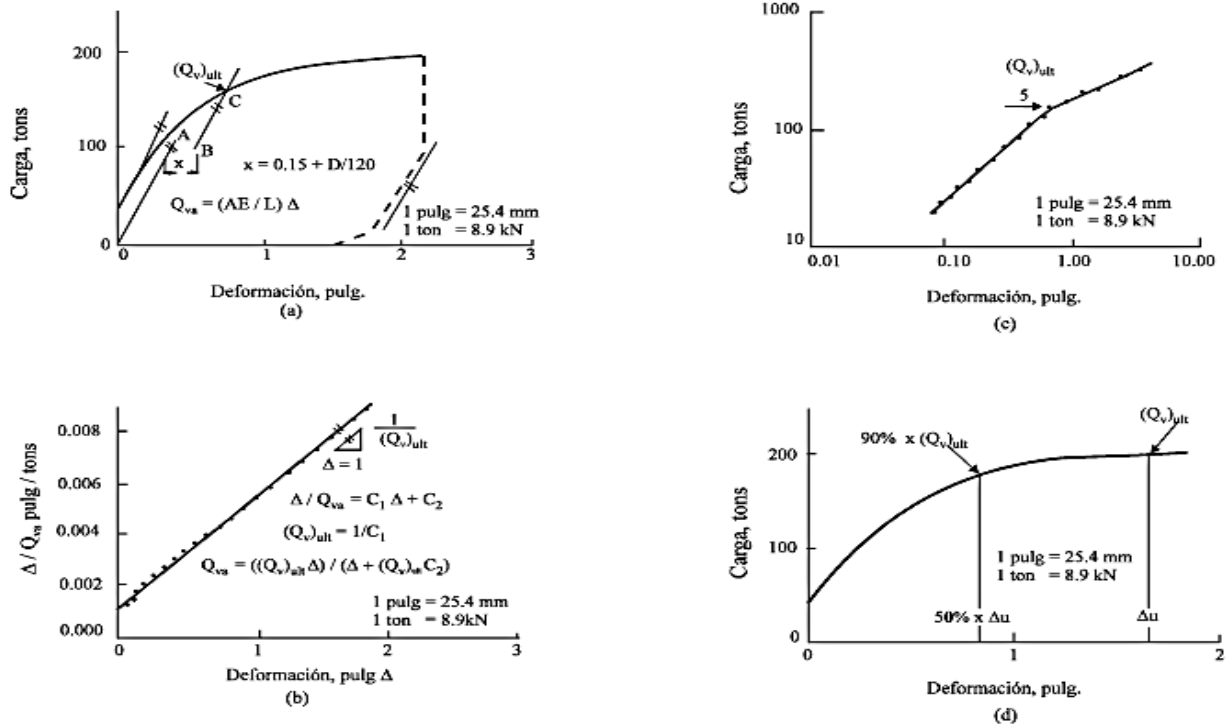
#### 3.6.4.4 Criterios de Falla

“El criterio más usado para definir la carga de rotura en un gráfico de carga vs. Asentamiento, es aquel que muestra un cambio brusco en la curva obtenida, pero en la mayoría de los casos, la pendiente de la curva varía gradualmente, no pudiendo establecerse en forma definida la carga de rotura.” [10]

Otras observaciones hechas a este criterio son:

- Según Chin se admite que la curva carga-asentamiento cerca a la rotura es hiperbólica.
- Según De Beer la curva carga vs. asentamiento es llevada a un gráfico log-log. Para los valores de carga mayores, los puntos tienden a caer en dos rectas y su intersección es la carga de rotura.
- Según Fuller y Hoy de acuerdo a este criterio, la carga de rotura es aquella que corresponde al punto en la curva carga-asentamiento tangente a una recta de inclinación 0.05 in/ton.





**Figura 3. 21** a) método de Davisson b) método de Chir, c) método De Beer, d) método de Hansen al 90%

FUENTE: CIMENTACIONES PROFUNDAS Jorge E. Alva Hurtado, PhD CISMID-FIC-UNI



**Figura 3. 22** *Ensayo Dinámico y Estático en pilotes*

FUENTE: PSV Construcción - Pruebas de Carga

### 3.6.5 FÓRMULAS DE HINCA DE PILOTES

Para desarrollar la capacidad de carga deseada, un pilote de punta debe penetrar suficientemente el estrato denso de suelo o tener contacto suficiente con un estrato de roca. Este requisito no siempre se satisface hincando un pilote a una profundidad predeterminada debido a la variación de los perfiles de suelo, por lo que se han desarrollado varias ecuaciones para calcular la capacidad última de un pilote durante el hincado, estas ecuaciones de hincado de pilotes tratan de relacionar la capacidad portante de un pilote con su resistencia al hincado, las cuales no siempre son confiables deben estar apoyadas por experiencia local y ensayos.

Existe un gran número de fórmulas de hincado, entre ellas una de las primeras y más comúnmente conocida está la fórmula del Engineering News Record, la cual se deriva de la teoría del trabajo y la energía.

Según La Tabla 3.4 de US Navy (1982) se recomienda el empleo de fórmulas de hincado en relación del martillo a ser utilizado. “Estas fórmulas pueden utilizarse



como una guía para estimar las capacidades admisibles de los pilotes y como control de construcción cuando están complementadas por ensayos de carga.”[10]

Para martillos en caída libre	Para martillos de acción simple	Para martillos de doble acción diferencial
$(Q_v)_{ad}^c = \frac{2WH}{S+1}$	$(Q_v)_{ad}^{a,c} = \frac{2WH}{S+0.1}$	$(Q_v)_{ad}^a = \frac{2E}{S+0.1}$
	$(Q_v)_{ad}^{b,c} = \frac{2WH}{S+0.1\frac{W_D}{W}}$	$(Q_v)_{ad}^b = \frac{2E}{S+0.1\frac{W_D}{W}}$

**Tabla 3. 4** Formulas Básicas de Hincado de Pilotes

Fuente: CIMENTACIONES PROFUNDAS Jorge E. Alva Hurtado, PhD CISMID-FIC-UNI

Donde:

a = usar cuando los pesos hincados son menores que los pesos del martillo.

b = usar cuando los pesos hincados son mayores que los pesos del martillo.

c = fórmula de hincado de pilotes basada en la fórmula de Engineering News.

$(Q_v)_{ad}$  = carga admisible del pilote en libras

W = peso del martillo en libras.

H = altura efectiva de caída en pies.

E = energía real liberada por el martillo por golpe en pie-libra.

S = promedio neto de penetración en pulgadas por golpe para las últimas 6 pulgadas del

Hincado (avance / golpe)

WD = pesos hincados incluyendo el pilote.

Nota: la relación de pesos  $(WD / W)$  debe ser  $< 3$ .

- Avance por golpe (S) Teórico:

$$S_T = \frac{2E-0.1P}{p} \quad (\text{Ecuación 3.17})$$

“Donde:

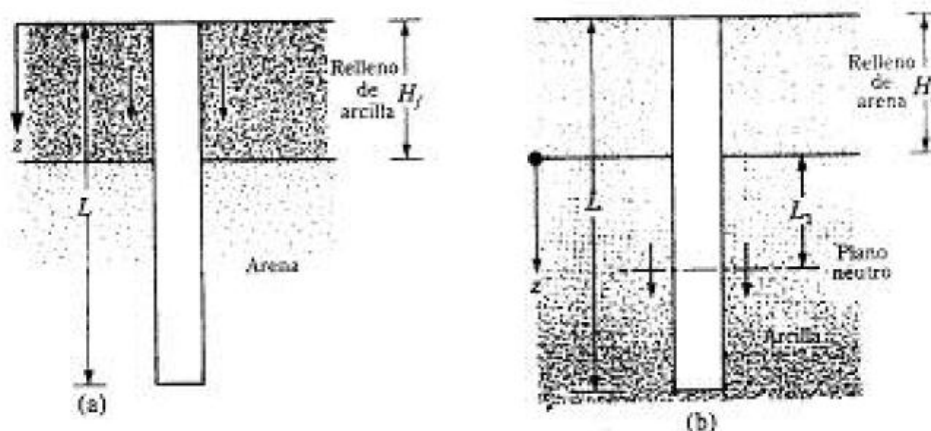
La carga P debe ser  $> 0 = 2/3 Q$  ultima,

E es la energía por cada golpe =  $W \cdot h$  (peso por altura) y

El avance por cada golpe S debe ser  $< S_T$ ” (Ingeniero Fabián Cordero Gula)

### 3.6.6 FRICCIÓN NEGATIVA SOBRE PILOTES

- Para un mejor entendimiento de lo que es la fricción negativa sobre pilotes se va a empezar suponiendo que un pilote a traviesa suelos blandos cuya punta se empotra en un estrato duro y competente de tal manera que si en la superficie del terreno se coloca una sobrecarga considerable o un relleno, el suelo blando sufrirá un asiento que puede ser muy importante, entonces ante esta situación el pilote que está bien apoyado en su punta, impedirá que el terreno de su alrededor sufra el mismo asiento que el resto del suelo dando lugar a un perfil de asientos de los suelos blandos alrededor de los pilotes lo que provoca que el terreno quede colgado de ellos produciendo en la superficie de pilote tensiones tangenciales dirigidas hacia abajo las cuales en conjunto toman el nombre de rozamiento negativo. Este se puede observar en la figura 3.23.



**Figura 3. 23** (a) Sobrecarga en superficie alrededor de un pilote, (b) Fricción Superficial Negativa

FUENTE: Fuente: Braja Das M., Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2006



- En forma general este fenómeno suele ocurrir en suelos cohesivos blandos es decir en arcillas y limos en consolidación; pero puede ocurrir también si el pilote se localiza en un suelo arenoso desplantado sobre un estrato arcilloso o un limo blando, o en un suelo arenoso de compacidad media a floja en el momento de un sismo, donde las deformaciones verticales en el terreno podrían ser muy importantes y originar un fuerte rozamiento negativo en pilotes que le atraviesen.
- Por último el mismo problema puede darse si en lugar de una sobrecarga en superficie se produce un rebajamiento del nivel freático dentro del suelo blando ocasionando la disminución de la presiones intersticiales, por consiguiente entonces aumenta las tenciones verticales efectivas y se produce el asentamiento.

Existen ciertos métodos para reducir el efecto de rozamiento negativo; entre ellos se encuentran:

- Aislar el pilote del estrato en movimiento y que origina el rozamiento negativo, esto se lleva a cabo colocando tubos no recuperables dentro de lo cual se colocará el pilote; aunque de esta manera tampoco se podrá contar con la fricción positiva del pilote.
- Como alternativa para aislar el pilote del estrato en movimiento se puede” cubrir el pilote con una con una capa de bitumen, el cual debe estar bien adherido al pilote y con un mínimo espesor de 3mm.” [10]
- Es preferible utilizar pilotes de gran diámetro, para la cimentación que un grupo de pilotes de igual sección ya que al ser la sección de pilote de mayor diámetro menor que la del grupo de pilotes rozamiento negativo tiene un efecto relativo también menor sobre la capacidad de carga de los pilotes de mayor diámetro.

### **3.7 DISEÑO ESTRUCTURAL EN PILOTES DE CONCRETO**

Una vez terminado el diseño geotécnico de los pilotes es decir encontrados los valores de la capacidad ultima de carga, capacidad de trabajo o admisible y asentamientos de pilotes se procede al diseño estructural del pilote para este diseño los especialista en la materia debido a su experiencia pueden diseñar con seguridad y libremente la estructura del pilote siempre y cuando al hacerlo se respete y se cumpla las normas de diseño y construcción técnicas de la localidad donde se construya además de garantizar seguridad.

Para realizar el diseño estructural del pilote se lo va hacer a través de métodos habituales para columnas utilizando para ello bibliografía apropiada además de técnicas de construcción como son la NEC, el ACI , la ASSTHO , etc., en las



cuales se menciona que la capacidad estructural del pilote debe ser mayor a su resistencia por capacidad del suelo, debido a que se considera más grave la falla por capacidad estructural que por la del suelo, por ello se debe trabajar con factores de seguridad y de reducción de capacidad confiables.

En el diseño estructural de una cimentación debe tenerse en cuenta, en el grupo en que sean significativos, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material de apoyo (suelo o roca).
- Deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas.
- Resistencia y rigidez de la subestructura.
- Resistencia y rigidez de la superestructura.

Los pilotes deben ser capaces de resistir sin dañarse:

1. El aplastamiento bajo cargas verticales.
2. El aplastamiento por impacto durante en hincado.
3. Esfuerzo durante el manejo.
4. Tensión debida a fuerzas de supresión, bufa miento del suelo o rebote durante el hincado.
5. Fuerzas horizontales que ocasionen flexión.
6. Fuerzas excéntricas que causen flexión.
7. Momentos flexionantes por curvatura.
8. Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo muy fluido.

El procedimiento básico a seguir para el diseño estructural de la cimentación es el siguiente:

- Calcular las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
- Redimensionar la cimentación de manera que el área de cimentación debe ser tal, que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura no se exceda la capacidad de carga calculada del terreno.
- Suponer una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo equilibrada.

Como se dijo anteriormente los pilotes trabajan como columnas pudiendo ser estas columnas esbeltas cargadas excéntricamente y cortas cargadas axialmente,



para el caso de proyecto PNA1 se va considera el diseño para columnas corta cargadas axialmente.

### 3.7.1 Resistencia del pilote como columna cargada axialmente

“A través de estudios técnicos y de resultados experimentales se ha demostrado que el suelo en que se hinca un pilote lo confina lateralmente en toda su longitud. Por lo tanto, el pilote trabaja como columna y son aplicables las fórmulas deducidas para este tipo de miembros estructurales.” [12]

Consecuentemente, se proponen la siguiente fórmula para pilotes de concreto tanto simple como reforzado:

$$Q_a = [(0.85 f'_c) (A_g - A_s) + A_s F_y] \text{ (Ecuacion 3.18)}$$

En donde:

Q<sub>a</sub>: Carga axial permisible o de trabajo

f'<sub>c</sub>: Esfuerzo de fluencia del concreto

f<sub>y</sub>: Esfuerzo de fluencia del acero

A<sub>g</sub>: Área gruesa

A<sub>s</sub>: Área transversal de las varillas longitudinales de esfuerzo del pilote.





## CAPITULO IV: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA PILA DEL PUENTE

### 4.1 Cargas Muertas

Se refiere a cargas muertas aquellas cargas que permanecen durante toda la vida útil de la estructura constantes estáticas sin movimiento es decir son permanentes entre ellas están la losa, vigas, estribos, barandas, diafragmas, pilas, el revestimiento y demás accesorios, etc. Para el cálculo de carga muerta de cada uno de estos elementos usamos la siguiente tabla de la AASHTO de pesos unitarios.

Materiales	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )
Aluminio	2800
Superficies bituminosas	2250
Arena, arcilla o limos compactados	1925
Concreto ligeros (incluido refuerzo)	1775
Concreto ligeros-con arena (incluido refuerzo)	1925
Concreto normal	2400
Arena, limos o grava suelta	1600
Arcilla suave	1600
Balasto	2450
Acero	7850
Albañilería de piedra	2725
Madera dura	960
Madera suave	800
Rieles para tránsito por vía	300kg/ml

**Tabla 4. 1** Tabla de pesos unitarios de materiales de construcción

Fuente: "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996)





## 4.2 Carga Sísmica

Se considera cargas sísmicas para el proyecto en estudio debido a que la zona donde está ubicado el puente posee una alta sismicidad la misma que actúa sobre toda la estructura desde sus cimientos. Para su cálculo se utilizara procedimientos de cálculos de fuerzas laterales estáticas.

“Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.” (NEC – 2.7.1)

Según las normas AASHTO se debe considerar:

- La estructura debe resistir sismos leves sin que los componentes salgan del rango elástico y sin sufrir daños importantes.
- Para el diseño se utilizaran movimientos del suelo y fuerzas reales.
- La estructura del puente debe ser capaz de soportar vibraciones prolongadas sin colapsar y los daños serán detectables para reparar.

### 4.2.1 Fuerzas sísmicas de diseño

Según Código Ecuatoriano de la Construcción (NEC- Capítulo 2) fuerzas sísmicas de diseño son aquellas fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura. Se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$V = \% fuerza horizontal * W$$

#### 4.2.1.1 Cortante Basal de Diseño (Código Ecuatoriano de la Construcción)

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplica da en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

Se expresa mediante la siguiente ecuación:

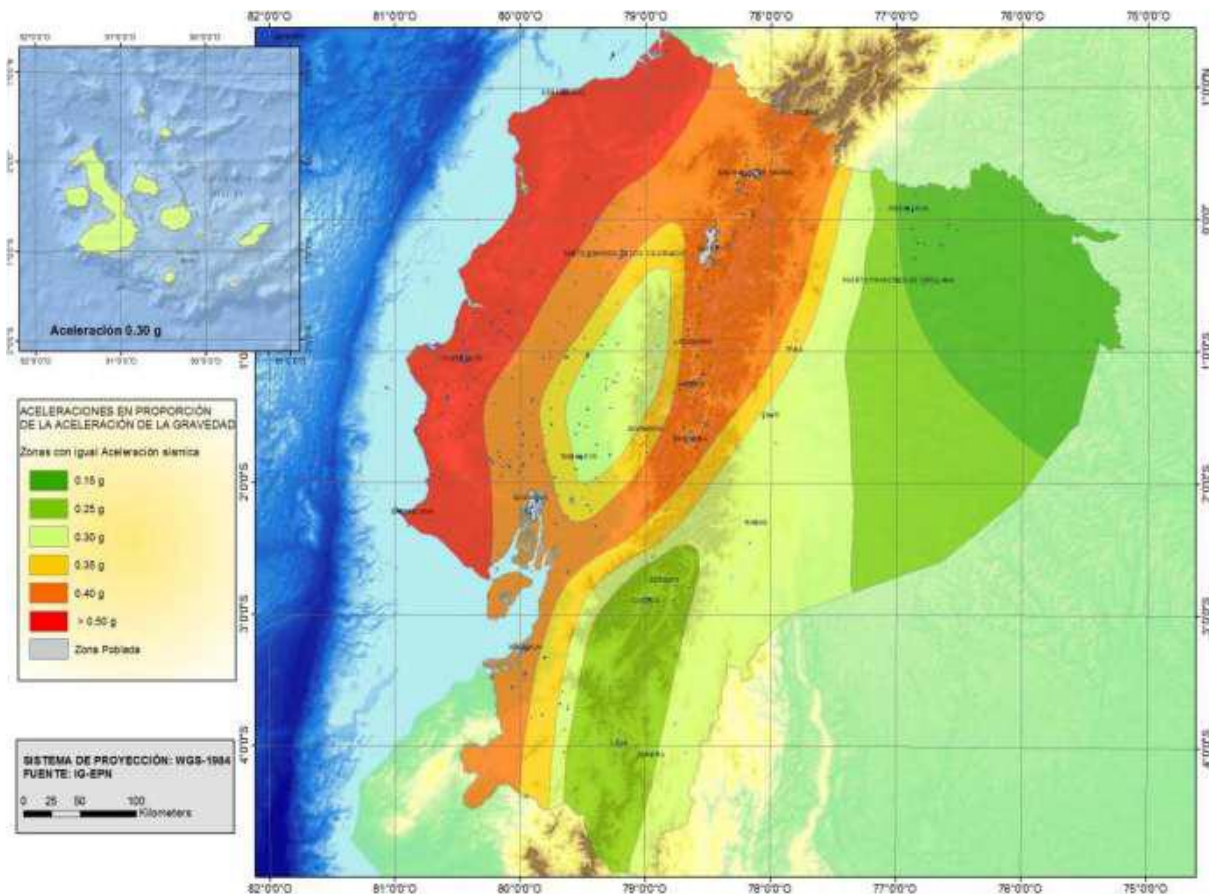
$$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} * W \quad (\text{Ecuacion 4.1})$$

A continuación se explicara cada uno de los términos de la ecuación según el Código Ecuatoriano de la Construcción 11- Capítulo II.

#### 4.2.1.1.1 Factor de Zona Sísmica (z)

El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

De acuerdo al lugar en donde se construya la estructura se caracteriza el factor de zona sísmica el cual podemos tomar de acuerdo al mapa zonificado de la figura 4.1 o de la tabla 4.2 y 4.3, entonces el factor Z para mi proyecto será:



**Figura 4. 1** Mapa Sísmico Zonificado

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente



CIUDAD	PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	ZONA
NARANAJAL	GUAYAS	NARARNJAL	NARANJAL	III

**Tabla 4. 2** Valor del Factor z en función del lugar de Construcción

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización de la Amenaza Sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**Tabla 4. 3** Valor del Factor z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

#### 4.2.1.1.2 TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. COEFICIENTE I.

Según la NEC 2.6.4.1 el propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 4.4, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.



Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Tabla 4. 4** Valor del Factor z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

#### 4.2.1.1.3 FACTOR DE GEOLOGIA Y SUELO ( Factor C )

Se expresa a través de la ecuación:

$$C = \frac{1.25S^2}{T}$$

- **Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm**

Según la NEC se determina en base a las características locales del terreno y se comparan las del perfil que mejor se ajuste esto se hace con la tabla 4.5.



Perfil Tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(\*)=Este valor debe tomarse como mínimo, y no sustituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Tabla 4. 5 **Factores de Geología S y Cm**

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

- **Periodo De Vibración T**

Según la NEC- 2.7.2.2 el periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir del siguiente método descrito a continuación:

**Método 1 (NEC 2.7.2.2.1) se expresa mediante la siguiente ecuación:**

$$T = C_t(h_n)^{0,75}$$

Dónde:

hn = Altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura en m.

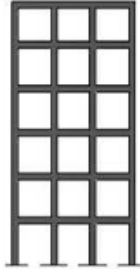
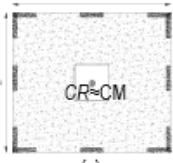
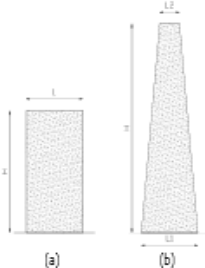
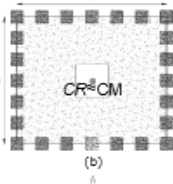
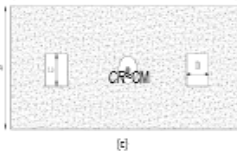
Ct = 0,08 Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales.

#### 4.2.1.1.4 COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL ( $\phi_P, \phi_E$ )

Según NEC 2.6.5.2 el propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

NEC - 2.6.8.2 "Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, se permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación (es decir cuando  $\phi_P = \phi_E = 1$ ). En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá

detectar problemas de concentraciones de esfuerzos debidos a la presencia de irregularidades.”

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\psi_{E1}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\psi_{P1}=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles. <math>\psi_{E1}=1</math></p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. <math>\psi_{P1}=1</math></p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. <math>\psi_{E1}=1</math></p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>

**Tabla 4. 6** Coeficientes de Configuración Estructural Recomendados

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

#### 4.2.1.1.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

Sacamos el factor de reducción de resistencia sísmica R en base a la tabla 4.6.





**Tabla 11.-Coeficientes de reducción de respuesta estructural R**

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

\* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

**Tabla 4. 7 Coeficientes de Configuración Estructural Recomendados**

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

### 4.3 Cargas Vivas

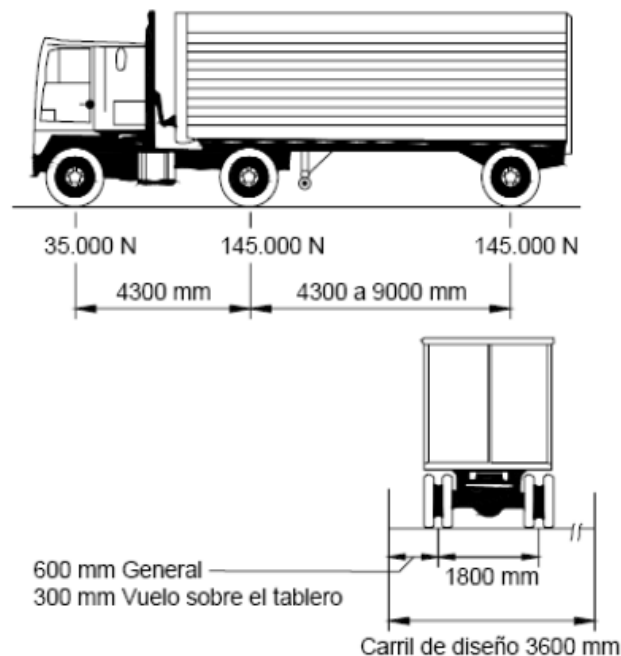
Las cargas vivas, denominadas también cargas probables, es decir no permanentes incluyen todas las fuerzas que son variables en magnitud dentro de un mismo ciclo es así como las carga viva del Puente es producida por los vehículos que circulen sobre la superficie del puente.

Generalmente es muy difícil predecir el tipo de vehículo que circulará por un puente. En los puentes de gran luz el efecto producido por el tránsito de los vehículos puede simularse adecuadamente por una carga uniforme por unidad de longitud y una carga concentrada, la denominada «franja de carga por carril».

Los tipos de cargas vivas considerados en el diseño de puentes se resumen en: carga de camión y carga de vía, carga de impacto y carga de frenado.

#### 4.3.1 Carga de Camión

La carga de camión considera el peso de un camión como un conjunto de cargas puntuales actuando con una separación y repartición que representa la distancia entre ejes (ruedas) de un camión de diseño.



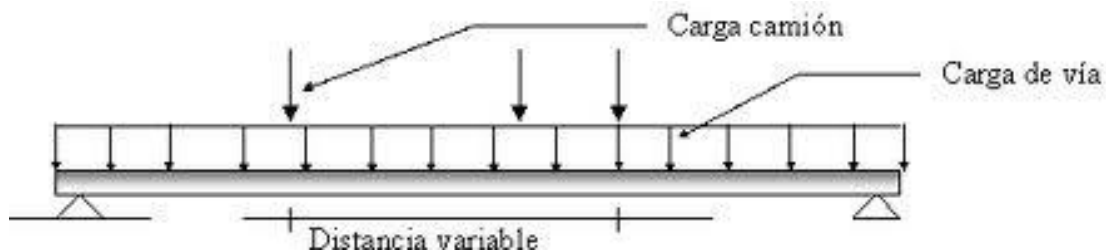
**Figura 4. 2** Conjunto de Cargas Puntuales sobre cada Eje.

Fuente: Cargas Vivas en Puentes “AASHTO”



### 4.3.2 Carga de Vía

La carga de vía corresponde a una carga distribuida y representa el peso de vehículos livianos circulando por el puente. Se pueden combinar la carga de vía y la de camión en una misma luz de un puente, esto representa un puente cargado con carros livianos y entre ellos un camión.



**Figura 4. 3** Esquema General de la Carga de Vía + Camión

Fuente: Cargas Vivas en Puentes “AASHTO”

### 4.3.3 Factor de Impacto

La carga vehicular, tiene un efecto dinámico sobre la estructura del puente, que responde a la ley del movimiento, cuyo efecto es un incremento en la carga de uso.

El factor de impacto es cuantificado por la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} < 0.33$$

El factor de carga se expresa como un porcentaje de mayor ración de la carga de uso, que afecta tanto a las cargas puntuales del camión estándar como a las equivalentes.

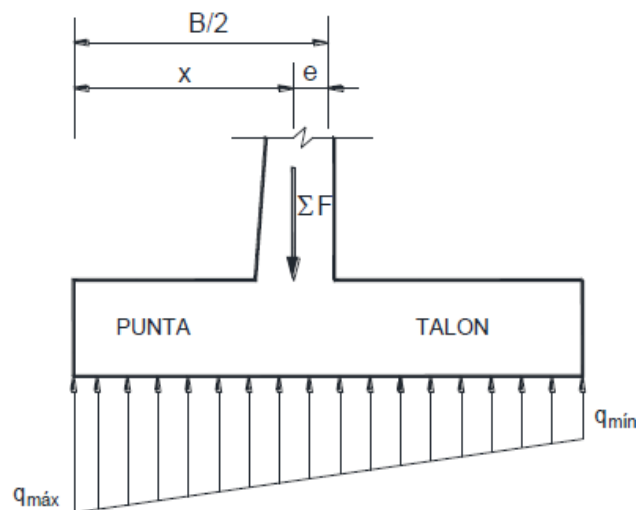
#### 4.3.3.1 Carga de Frenado

Se producen debido a la fricción entre los neumáticos y la superficie, provocada por la aceleración o desaceleración de los vehículos en la dirección del mismo, es decir cuando varía su velocidad.

Según la AASHTO, la fuerza de frenado se tomara como el 5 % del camión de diseño más la carga del carril de diseño ó 5 % del tándem de diseño más la carga del carril de diseño.

Para el cálculo de las pilas y estribos del puente se ha usado el 5% de la carga viva proveniente de la superestructura (LL). “Proyecto Naranjal PNA1”

#### 4.4 FATIGA



**Figura 4. 4** Esfuerzos producidos sobre el suelo

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción

Para el cálculo de los esfuerzos producidos sobre el suelo se utiliza la siguiente expresión para cada una de las combinaciones:

$$q_{max} \ q_{min} = \frac{n \sum F_v}{B} \pm \frac{6(n \sum F_v)e}{B^2}$$

Siempre y cuando  $e \leq B/6$

Dónde:

B= Ancho de la zapata

e= distancia desde el centro de la zapata al punto de aplicación de la fuerza concentrada



$\Sigma$  = Sumatoria de fuerzas verticales factoradas

En este caso la capacidad portante del suelo es menor que los esfuerzos producidos sobre el suelo, razón por la cual los esfuerzos producidos serán transmitidos al estrato de suelo o de roca capaces de soportar la carga admisible a través de pilotes.

## 4.5 RESULTADOS

### 4.5.1 Definición de Cargas

#### A. Cálculo carga muerta y reacciones

##### A.1 Peso Superestructura

Los pesos de todas las partes del puente están calculados en la memoria numérica del anexo A con los datos del Anexo B (Planos de la Superestructura), de lo cual se tiene:

#### – Datos Previos

<b>Ancho total del puente</b>	23,3	m
<b>Ancho de postes de barandas</b>	0,35	m
<b>Ancho de cada vereda (total)</b>	1,55	m
<b>Calzada</b>	20,2	m
<b>Número de carriles</b>	6,73	carriles
<b>Numero asumido</b>	6,00	carriles

MATERIALES	HORMIGON	280	kg/cm <sup>2</sup>
	ACERO	4200	kg/cm <sup>2</sup>

NORMAS DE DISEÑO: AASTHO-MOP  
SOBRECARGA HS.25-44 MOP

ESTADOS DE CARGA

U= 1.25 Cm+1.75 Cv



– **Cargas para una viga luz de 40m**

Volumen de la viga	32,57	m <sup>2</sup>
Peso unitario del hormigón	2400	kg/m <sup>3</sup>
Peso de la viga	78171,6	kg
Peso por metro de viga	1954,29	kg/m

- Calculo del peso de la parte de la losa que contribuye a la Viga

ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	VOLUMEN	PESO
Losa	1,96	0,2	40	15,68	<b>37632</b>

- Calculo del Peso de Diafragmas

ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	NUMERO	VOL.
Diafragmas interiores	0,2	1,1	1,76	3	1,162
Diafragmas exteriores	0,2	2	1,76	2	1,408
					2,57
<b>Peso de Diafragmas</b>					<b>6167,04 kg</b>

**A.2. Esfuerzos para una viga luz de 40m**

- Calculo de cargas muertas (largo=1m)

CARGAS REPARTIDAS						
ELEMENTO	ANCHO	ESPEJOR	VOL/m.	PESO UNIT.	PESO/m	unid
Losa	1,96	0,2	0,392	2400	941	kg/m
Viga colgada	Total.....	78171,6	long (m)	40	1954	kg/m
Asfalto	1,96	0,05	0,098	2200	216	kg/m
					Suma	3111 kg/m

CARGAS CONCENTRADAS (diafragmas)			Cantidad	5			
peso de diafragma		1689,6	Kg				
					Momento		
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	UBIC.	R.izq	R.der	Centro
Diafragma	0,2	2	1,76	0	1689,6	0	0
Diafragma	0,2	1,1	1,76	10	1267,2	422	8448
Diafragma	0,2	1,1	1,76	20	844,8	845	16896



Diafragma	0,2	1,1	0	30	0	0	0
Diafragma	0,2	1,1	1,76	40	0	0	0
Diafragma							0
Diafragma							0
<b>Momento por diafragma (kg.m)</b>						<b>25344</b>	
<b>Reacción por diafragma kg</b>						<b>1267</b>	

<b>Momento por cargas repartidas=</b>	<b>622138</b>	<b>kg.m</b>
<b>Reacción por cargas repartidas=</b>	<b>62214</b>	<b>kg</b>

<i>MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA</i>	<i>647482</i>	<i>kg.m</i>
<i>REACCION MAXIMA POR CARGA MUERTA</i>	<i>63481</i>	<i>kg</i>

## B. Carga Viva Superestructura

RESUMEN DE ESFUERZOS DE CARGA VIVA		
CASO	MOMENTO	CORTANTE
HS-MOP CAMION TIPO	388953	40893
TANDEM	139541	14170
HS-MOP CARGA EQUIVALENTE	297175	33715
HL-93 CAMON+REPARTIDA	410935	42571
TANDEM HL.93	137496	13966

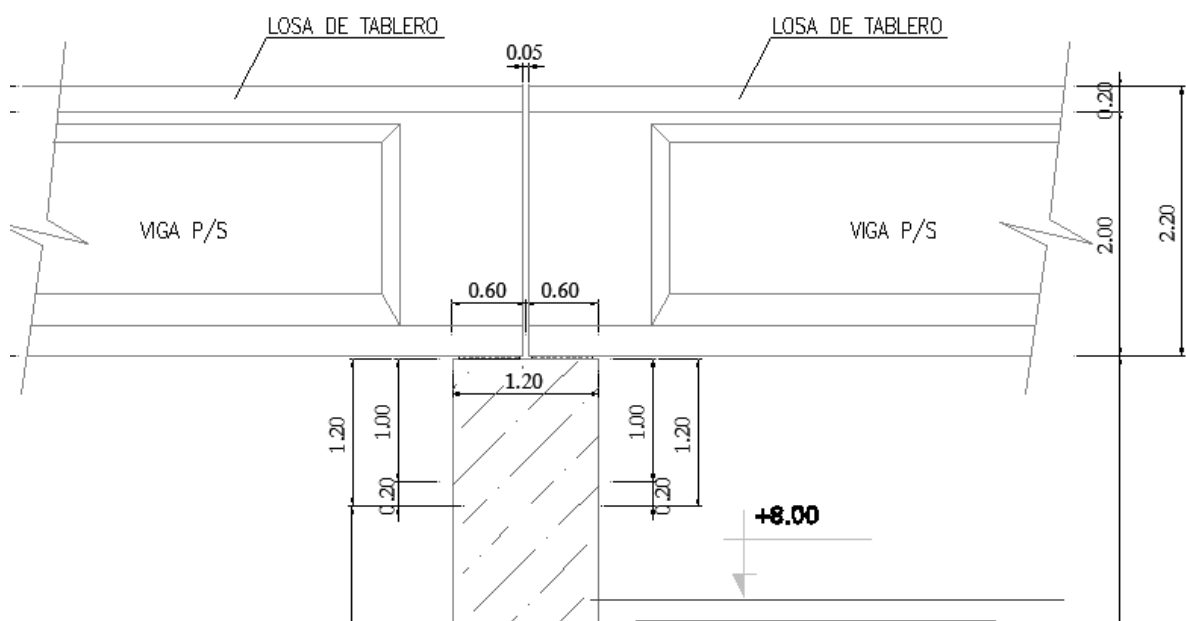
<i>MOMENTO MAXIMO POR CARGA VIVA</i>	<i>410935</i>	<i>kg.m</i>
<i>REACCION MAXIMA POR CARGA VIVA</i>	<i>42571</i>	<i>kg</i>

De acuerdo a los cálculos se debería tomar el camión Tipo HL-93 Camión + Carga Distribuida, sin embargo los cálculos están realizados con HS-MOP Camión Tipo cuyas cargas puntuales distribuidas a lo largo de los ejes del camión son:

CARGAS HS-MOP	Carga Kg.
Carga de una rueda posterior	10000
Carga de una rueda intermedia	10000
Carga de rueda delantera	2500
<b>Peso de un lado de camión</b>	<b>22500</b>

### c. Cálculo de las Reacciones por Viga en la Pila Central

En el siguiente esquema se muestra como las vigas una izquierda y otra derecha actúan sobre la pila produciendo esfuerzos debido a su peso.



**Figura 4. 5** Esquema de Ubicación de Vigas sobre la Pila

Fuente: Planos de la Superestructura (Anexo A)

Entonces la reacción máxima por carga muerta de cada viga de 40m sobre la pila es:

VIGAS DE 40M	REACCION MAX. POR CARGA MUERTA (Kg)	REACCION MAX POR CARGA VIVA(kg)	REACCION MAX.TOTAL (kg)
VIGA Izq.	63481	42571	106052
VIGA Der	63481	42571	106052
<b>TOTAL</b>	<b>126962</b>	<b>85142</b>	<b>212104</b>



#### D. Cálculo de las Reacciones por Viga/ metro de Pila Central

– Esfuerzos por Carga Hs-Mop Con Camión Tipo

- Datos Previos:

CARGA CAMION TIPO	45000	kg
# CARRILES	6	
C.IMPACTO	1,19	
CARGA TOTAL SOBRE PILA	321923	kg

Entonces con una separación de ejes de 1,96 las reacciones por viga y por metro de pila son:

VIGAS DE 40M	REACCION MAX. POR CARGA MUERTA/METRO DE PILA (Kg)	REACCION MAX. POR CARGA VIVA/METRO DE PILA(kg)	REACCION MAX.TOTAL/METRO DE PILA (kg)
VIGA Izq.	32388	15937	48325
VIGA Der	32388	15937	48325
<b>TOTAL</b>	<b>64777</b>	<b>31874</b>	<b>96650</b>

E. Calculo del peso total de la pila/metro lineal seccionada por partes cuyos datos fueron tomados del anexo B (planos de la subestructura) además de trabajar con la tabla 4.5 de pesos unitarios ( $\gamma_{Hormigon} = 2400 \text{ kg/m}^3$ ).

ELEMENTO	LARGO (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	VOLUMEN (m3)	PESO ESPECIFICO (Kg/m3)	PESO (kg)
CABEZA ZONAL RECTA	1	1,2	1	1,20	2400	2880
CABEZA ZONAL INCLINADA	1	1,2	0,2	0,24	2400	576
CUERPO DE PILA	1	1,1	8,27	9,10	2400	21832,8
ZAPATA	1	7,4	1,3	9,62	2400	23088
RELLENO	1	6,3	1,67	10,52	2000	21042
		<b>TOTAL</b>	<b>12,44</b>	<b>30,678</b>	<b>11600</b>	<b>69418,8</b>



#### 4.5.2 Calculo de Fatiga producida por los esfuerzos que se dan en el suelo.

A. Calculo de fatiga en la base de la estructura considerando carga muerta y carga viva (CM+CV) en un metro.

ELEMENTO	PESO	UNIDADES
VIGAS	64777	kg.m
PILA ZAPATA RELLENO	69419	kg.m
CARGA VIVA	31874	kg.m
TOTAL	166069	kg.m

Con la ecuación 4.1 de la fatiga obtenemos el esfuerzo máximo y mínimo producido sobre el suelo respectivamente.

$$q_{max} \ q_{min} = \frac{n \sum Fv}{B} \pm \frac{6(n \sum Fv)e}{B^2}$$

$$q_{max} = \frac{166069}{74000} + 0 = 2.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{166069}{74000} - 0 = 2.24 \text{ kg/cm}^2$$

B. Calculo de fatiga en la base de la estructura considerando carga muerta y carga sísmica (CM+ Fuerza Horizontal) en un metro.

- Cálculo de las Fuerzas Horizontales según las Normas de Diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción

$$\text{Cortante basal de diseño} = V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} * W$$

$$\% \text{ de Fuerza horizontal} = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E}$$

En el siguiente cuadro de resumen están todos los factores que intervienen en la ecuación los cuales se determinaron en el subcapítulo anterior 4.2.2.





FACTORES	ABREVIATURAS	CALCULO
FACTOR DE ZONA SISMICA	Z	0,3
FACTOR DE IMPORTANCIA	I	1,5
FACTOR DE GEOLOGIA $C=1.25(S^2)/T$		
FACTOR DE SULEO	S	1
PERIODO DE VIBRACION	T	0,493
FACTOR DE TIPO ESTRUCTURAL	Ct	0,08
ALTURA DE LA EDIFICACION	Ht	9,47
	C calculado	2,5
COEFICIENTE DE CONFIGURACION ESTRUCTURAL EN PLANTA	$\phi_p$	1
COEFICIENTE DE CONFIGURACION ESTRUCTURAL EN ELEVACION	$\phi_e$	1
FACTOR DE REDUCCION SISMICA	R	10

Entonces el porcentaje de fuerza horizontal calculado es:

$$\% \text{ de Fuerza horizontal} = \frac{0,30 \cdot 1,5 \cdot 2,5}{10 \cdot 1 \cdot 1} = 11,25\%$$

- Calculamos el Momento por sismo con respecto al centro de la zapata.

ELEMENTO	PESO (Kg)	ALTURA (m)	%Fh*W (kg)	MOMENTO (kg.m)
VIGAS	64777	10,77	7287,36	78485
PILA	25288,8	6,035	2844,99	17170
ZAPATA	23088	0,65	2597,40	1688
			TOTAL	97343

$$q_{max} \ q_{min} = \frac{n \sum Fv}{B} \pm \frac{6(n \sum Fv)e}{B^2}$$

$$q_{max} = \frac{97343}{74000} + \frac{9126667}{97343} = 2.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{166069}{74000} - 0 = 0,75 \text{ kg/cm}^2$$



- C. Calculo de fatiga en la base de la estructura considerando carga muerta y carga viva y carga sísmica (CM+ CV+ Fuerza Horizontal) en un metro. Para este caso se considera el mismo peso que para CV+CM al igual que el mismo momento por sismo y momento resistente, entonces con esta aclaración se tendrá que la fatiga máxima y mínima respectivamente serán.

FATIGA MAXIMA	qmax	$2.24 + 1.07 =$	3,31
FATIGA MINIMA	qmin	$2.24 - 1.07 =$	1,18



## CAPITULO V: CÁLCULO Y DISEÑO DE PILOTAJE

### Diseño Pilotes Puente Naranjal (Pna1)

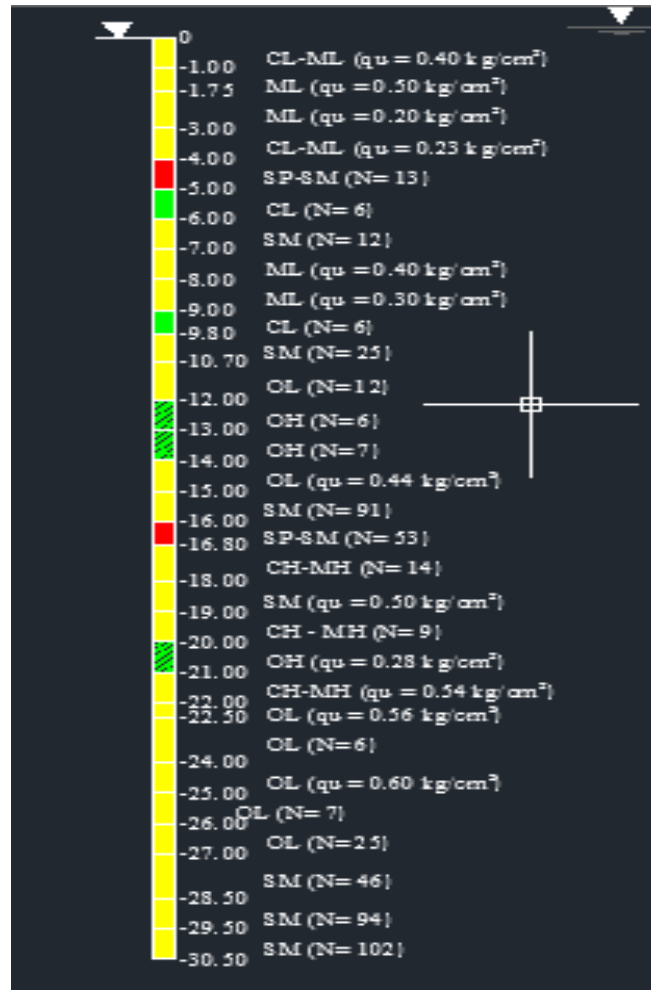
Para cumplir el objetivo del presente proyecto, los pilotes de la cimentación profunda se calcularan y diseñaran a través de métodos y tablas, tomados de distintas bibliografías, tanto geotécnica como estructuralmente la cimentación piloteada, correspondiente a la pila central (pila2) del Puente Naranjal (PNA1), ubicado en el Cantón Naranjal Provincia del Guayas del cual se puede decir que está asentado sobre un terreno con una estratigrafía del subsuelo homogénea compuesta por suelo comprensible, en sus capas superficiales, razón por la cual se optó por el uso de pilotes hincados prefabricados de concertó armado.

### 5.1 Diseño Geotécnico de Pilotes

#### 5.1.1 Investigación Geotécnica.

En los reconocimientos geotécnicos uno de los elementos básicos para cimentaciones es obtener información geológica y geotécnica del terreno necesaria para calcular la capacidad portante, asentos y más factores del comportamiento mecánico del suelo o macizo rocoso, cuyo resultado no solo nos garantiza la seguridad de la estructura si no también nos proporciona la mejor alternativa tanto técnica como económica de la cimentación adoptada, por ello en el puente PNA1 se han realizado 3 perforaciones en el subsuelo de la zona; una en la parte lateral derecha del estribo #1, la segunda entre las pilas #1 y #2 y la tercera entre la pila #3 y el estribo #2 del puente, estas perforaciones proporcionan los perfiles estratigráficos del subsuelo.

En la figura 5.1 se puede observar el perfil estratigráfico entre la pila 1 y 2, tomado del Anexo B, con este perfil se va trabajar en el proyecto.



**Figura 5. 1** Perfil Estratigráfico del Subsuelo Correspondiente a la Zona entre la Pila 1 y 2 del Puente PNA1

FUENTE: Consorcio Naranjal - Sistema Naranjal Puente 1

### 5.1.2 Selección del elemento de cimentación y profundidad de cimentación.

Escoger el tipo de cimentación con el cual se requiere construir en la actualidad se ha convertido en un arte que la poseen, más que la ciencia la experiencia de los ingenieros diseñadores la misma que da paso a una interpretación de resultados a través de ensayos correcta del comportamiento mecánico del suelo de cimentación es decir de sus características mecánicas como son su resistencia, deformabilidad y permeabilidad.

En base al perfil estratigráfico de la figura 5.1 se observa que los estratos de subsuelos cohesivos, varían su profundidad con la capacidad a la comprensión



simple, esta aumenta y disminuye en forma alterna, es decir no es suelo homogéneo, además según la clasificación de la SUCS en los primeros estratos el suelo es arcilla, limo y arena mal graduada, estos estratos son débiles y comprensibles cuya capacidad portante no es suficiente para transmitir la carga de la superestructura al suelo de cimentación razón por la cual se debe el uso de pilotes, sometidos a fuertes hincados a través de un martillo de doble acción diferencial.

Según las Normas AASHTO en el artículo 10.7 Pilotes Hincados dice que la penetración requerida para los pilotes se debería determinar en base a la resistencia a las cargas verticales y laterales y el desplazamiento tanto del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3000 mm en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6000 mm en suelo cohesivo blando o material granular suelto.

### **5.1.3 Estimación de la longitud del pilote.**

Para estimar la longitud del pilote de cimentación considero, el llegar a un estrato firme donde pueda asentar el pilote, esto lo justifico desde el punto de vista de la seguridad, sin embargo está claro que también el pilote puede trabajar como pilote flotante es decir sin llegar a un estrato firme, donde la resistencia por fuste equivaldría a la capacidad última portante de esta manera tendría pilotes de menor longitud lo cual conviene desde el punto de vista económico, por ejemplo si observo el perfil estratigráfico de la figura 5.1:

A 16 metros de profundidad se tiene suelo arenoso limoso con un SPT de 90 golpes donde se puede cimentar con seguridad, pero si se sigue avanzando a más profundidad, 17 metros por ejemplo se encuentra limos y arcillas mal graduadas de baja plasticidad lo cual provocaría asentamientos inmediatos en la estructura es decir me aseguro económicamente, pero la parte técnica y la seguridad de la cimentación no son confiables.

Entonces por los motivos expuestos tengo; a una profundidad de 29.50 metros el ensayo SPT me da un número de golpes igual a 94, el cual es un valor bastante aceptable en donde se puede cimentar con seguridad, además de producir asentamientos mínimos despreciables.

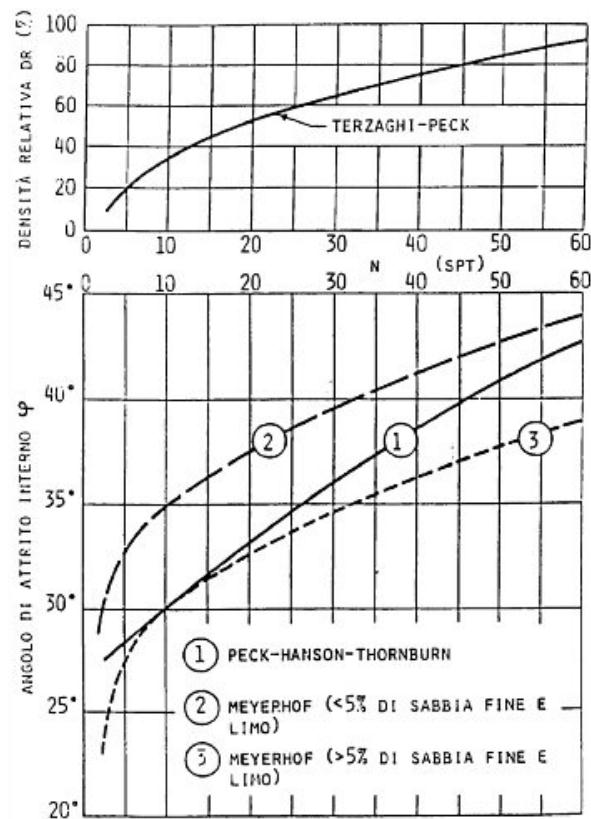
#### 5.1.4 Cálculo de la Capacidad Última y Admisible del Pilote.

Los datos estimados son:

Longitud del pilote = 28 m (L)

Sección del pilote = 45cm (B\*H)

“**Nota.-** el pilote se encuentra prolongado sobre el estrato del suelo compacto para el cual  $\gamma = 1930 \text{ kg/m}^3$  y  $\Phi = 41$  que es un valor estimado para suelos arenosos densos; los valores de N se han ingresado, del libro de Roy Whitlow para la obtención de este ángulo. En función de número de golpes.”



**Figura 5. 2** Relación entre el ángulo de fricción del suelo y el número de golpes del ensayo SPT

**Fuente:** Libro de Roy Whitlow



Utilizando el Método de **Meyerhof** y **Janbu** para determinar la capacidad de carga por punta  $Q_p$  y  $Q_s$ , se tiene.

- **CALCULO DE CARGA POR PUNTA DE PILOTE.**

a) **Meyerhof.**

Con la aplicación de la ecuación 3.5 obtenemos el valor de la carga por punta de pilote.

$$Q_p = A_p L \gamma N_q *$$

Utilizando la figura 3.12 obtenemos:

Para  $\phi' = 41$ ,  $N_q^* = 400$

$$Q_p = (0,45 * 0,45)(28 * 1930 * 400)$$

$$Q_p = 4377.24 \text{ ton}$$

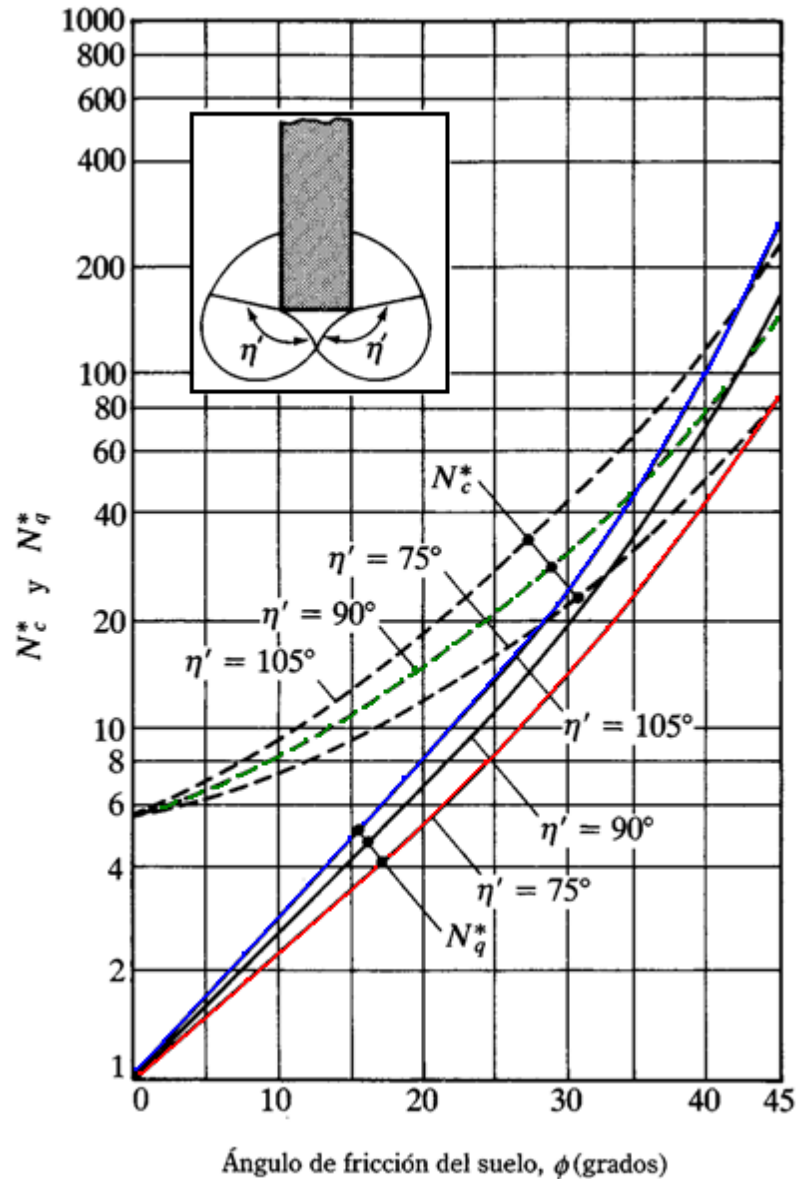
MEYERHOF		
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1930	kg/m <sup>3</sup>
L(m)	28	M
$\phi'$	41	°
$N_q^*$	360	
$A_p$	0.2025	m <sup>2</sup>
$Q_p$	4377240	Kg.
$Q_p(\text{ton})$	4377.24	Ton

b) **Janbu (Arenas)**

Con la aplicación de la ecuación 3.5 obtenemos el valor de la carga por punta de pilote.

$$Q_p = A_p L \gamma N_q *$$

En la figura 5.3 se muestra la variación del factor de carga  $N_q^*$  con el ángulo de fricción y el ángulo de falla.



**Figura 5. 3** Variación del factor de carga  $N^*q$  con el ángulo de fricción y el ángulo de falla.

FUENTE: CIMENTACIONES PROFUNDAS Jorge E. Alva Hurtado, PhD CISMID-FIC-UNI

El ángulo de falla de 60 grados en arcillas blandas a cerca de 105 grados en suelos arenosos densos. Para uso práctico se recomienda que le ángulo de falla varíe entre 60 y 90 grados.





Utilizando la tabla 3.2 tenemos:

Para  $c=0$   $\phi' = 41^\circ$ ,  $\eta = 90^\circ$ ,  $Nq^* = 78.334$

$$Qp = (0,45 * 0.45)(28 * 1930 * 78.334)$$

$$Qp = 857.22 \text{ ton.}$$

JANBU		
$\gamma$ (kg/m3)	1930	kg/m3
L(m)	28	m
$\phi'$	41	°
$Nq^*$	78.334	
$A_p$	0.2025	m2
$Q_p$	857216.7954	Kg.
$Q_p$ (ton)	857.217	Ton

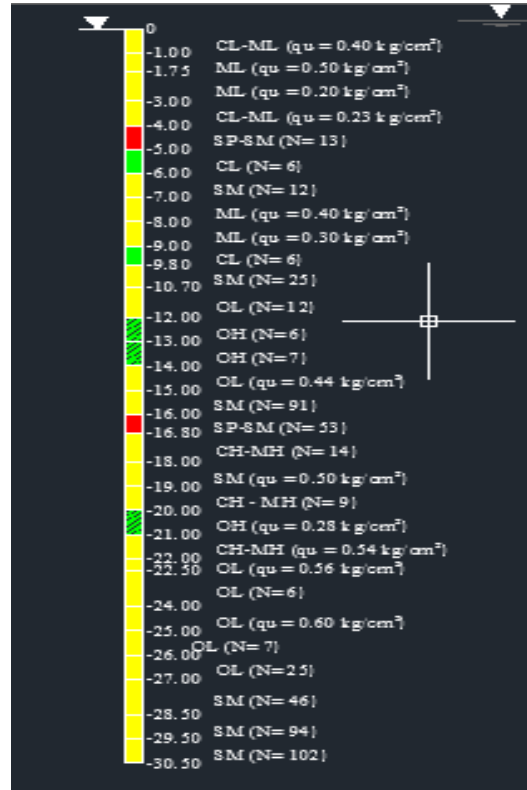
Por razones de seguridad tomamos la menor ya que es la más desfavorable.

Entonces:

$$Qp = 857.217 \text{ Ton}$$

- **Calculo de carga por fricción.**

Para el cálculo de la carga por fricción, se elegirá el sondeo donde se obtengan las capacidades de los estratos del suelo más desfavorables.



Muestra de los diferentes Nspt

Mediante la ecuación 3.13 la capacidad de fricción unitaria de cada estrato que forma el perfil estratigráfico del subsuelo donde se realizó el sondeo es:

$$Q_s = 0.02N_{spt}LP \left( \frac{kg}{cm^2} \right)$$

Nspt= Numero de golpes del ensayo de penetración estándar

$$P = 4B = \text{Perimetro del pilote Rectangular}$$

Debido a que el pilote atraviesa varios estratos, la carga admisible es la suma de las contribuciones de los diferentes estratos encontrados en el sondeo. Ecuación 3.14

$$Q_s = \sum Q_s$$



ESTRATO	SUELO	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	Espesor(m)	Perímetro (cm)	Espesor(cm)	Qs (kg)
1	CL-ML	0.4	3.01	1	180	100	1083.6
2	ML	0.5	4	0.75	180	75	1080
3	ML	0.2	2	1.25	180	125	900
4	CL-ML	0.23	2	1	180	100	720
5	SP-SM		13	1	180	100	4680
6	CL		6	1	180	100	2160
7	SM		12	1	180	100	4320
8	ML	0.4	3.01	1	180	100	1083.6
9	ML	0.3	2	1	180	100	720
10	CL		6	0.8	180	80	1728
11	SM		25	0.9	180	90	8100
12	OL		12	1.3	180	130	5616
13	OH		6	1	180	100	2160
14	OH		7	1	180	100	2520
15	OL	0.44	3	1	180	100	1080
16	SM		91	1	180	100	32760
17	SP-SM		53	0.8	180	80	15264
18	CH-NH		14	1.2	180	120	6048
19	SM	0.5	4	1	180	100	1440
20	OH		9	1	180	100	3240
21	OH	0.28	2	1	180	100	720
22	OH	0.54	4	1	180	100	1440
23	OL	0.56	4	0.5	180	50	720
24	OL		6	1.5	180	150	3240
25	OL	0.6	4.5	1	180	100	1620
26	OL		7	1	180	100	2520
27	OL		25	1	180	100	9000
28	SM		46	1.5	180	150	24840
29	SM		94	1	180	100	33840
30	SM		102	0.5	180	50	18360
				30		3000	193003.2

$$Q_s = \sum Q_s$$

$$Q_s = 193.00 \text{ ton}$$

Entonces la capacidad de carga ultima de pilote según el método estático es:



$$Q_u = Q_p + Q_s \text{ (Ecuación 3.1)}$$

$$Q_u = 857.217 + 193.00$$

$$Q_u = 1050.217 \text{ ton}$$

Obtenida la capacidad de carga última del pilote procedemos a obtener la capacidad de trabajo o admisible del mismo:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

Capacidad Estática  $Q_{adm} = \frac{1050.217}{3} = 350.07 \text{ ton. POR PILOTE.}$

Capacidad Dinámica  $Q_{adm} = \frac{1050.217}{2} = 525.1085 \text{ ton. POR PILOTE.}$

### 5.1.5 CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES

#### 1.- CARGA VIVA+ CARGA MUERTA (CM+CV)

- Calculo de la capacidad portante del grupo de pilotes lo cual es la carga total por cada pila del puente.

ELEMENTO	LARGO (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	PESO.UNIT (kg/m3)	PESO (kg)
CARGA VIVA	20,2			31874	643846
SUPERESTRUCTURA	23,3			64777	1509293
CABEZA ZONAL RECTA	23,88	1,2	1	2400	68774
CABEZA ZONAL INCLINADA	23,08	1,1	0,2	2400	12186
PILA	22,28	1,1	8,27	2400	486435
ZAPATA	29,9	7,4	1,3	2400	690331
RELLENO (dup.con pila)	29,9	7,4	1,67	2000	739008
RELLENO (dup.con pila)	21	1,2	3,27	-2000	-164808
TOTAL (kg)					3985066
TOTAL (ton)					3985

- Capacidad Admisible del Pilote Aislado

$$Q_{adm} = \frac{1050.217}{3} = 350.07 \text{ ton. POR PILOTE}$$



- El coeficiente de eficiencia lo obtenemos interpolando según la teoría que fue mencionada en el capítulo III.

$$\eta = \frac{\text{Capacidad portante del grupo de pilotes}}{n \cdot \text{Capacidad admisible del pilote aislado}} = \frac{Q_g}{n \cdot Q_{adm}} \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

SEPARACION ENTRE PILOTES= # DE VECES EL DIAMETRO	DIAMETRO (m)	# DE VECES EL DIAMETRO	COEFICIENTE DE EFICIENCIA
2,5	0,45	1,125	0,65
3	0,45	1,35	0,80
5	0,45	2,25	1,00
VALOR INTERPOLADO		1,500	0,733

- Calculo # de Pilotes / Fila

$$\eta = \frac{\text{Capacidad portante del grupo de pilotes}}{n \cdot \text{Capacidad admisible del pilote aislado}} = \frac{Q_g}{n \cdot Q_{adm}} \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

$$0,733 = \frac{3985}{n \cdot 350,07} = 15,52 \text{ Pilotes}$$

Entonces para este caso se colocarían 2 filas de 8 pilotes cada una. Espaciados entre ellos 3,34 metros, medidos de borde a borde de pilote.

## 2.- CARGA VIVA + CARGA MUERTA + FUERZA HORIZONTAL (CV+CM+FH)

En el capítulo IV se hizo el cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos que puede soportar el suelo (Fatiga) para los tres casos de combinaciones de carga, para este cálculo tomamos la combinación CV+CM+FH ya que dio la mayor fatiga.

- Fatiga al borde se toma la máxima.

Fatiga máxima (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>max</sub>	3,31
Fatiga mínima (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>min</sub>	1,18



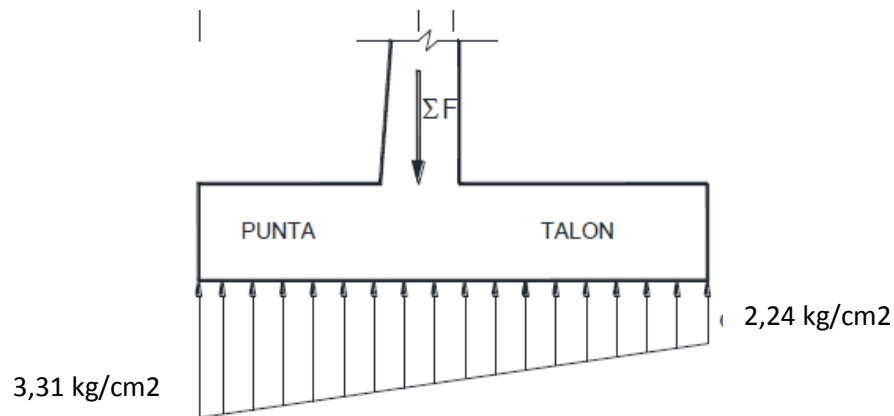
- Fatiga al centro (CM+CV)

Fatiga máxima kg/cm <sup>2</sup>	Q <sub>max</sub>	2,24
Fatiga mínima kg/cm <sup>2</sup>	Q <sub>min</sub>	2,24

Nota: Al ser la dirección de un sismo alternativa, se consideró media zapata para el lado más fatigado y entonces se distribuyó los pilotes de modo que alcancen su capacidad de carga, por lo tanto:

- Reacción Total en Media Zapata

Para obtener esta reacción sacamos el área del trapecio que se forma en diagrama de presiones de la zapata \* sección de media zapata.



Distribución de presiones en la zapata

LARGO	29,9	m
ANCHO	3,70	m
DIAGRAMA MOMENTOS	27774,62	kg/m <sup>2</sup>
REACION MEDIA ZAPATA	3072706	Kg

- Capacidad Admisible del Pilote Aislado

$$\text{Capacidad Dinámica } Q_{adm} = \frac{1050.217}{2} = 525.1085 \text{ ton. POR PILOTE.}$$



- Calculo # de Pilotes / Fila

$$\eta = \frac{\text{Capacidad potante del grupo de pilotes}}{n * \text{Capacidad admisible del pilote aislado}} = \frac{Q_g}{n * Q_{adm}} \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

$$0,733 = \frac{3072,706}{n * 525.1085} = 16,96 \text{ Pilotes}$$

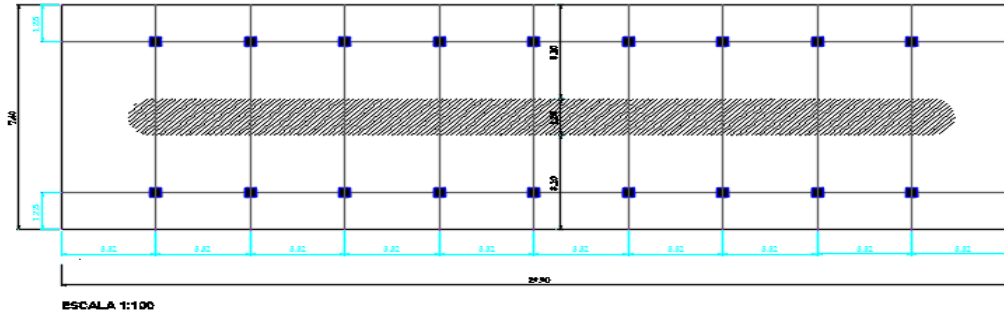
Entonces para este caso se colocarían 2 filas de 9 pilotes cada una.

- Distribución De Los Pilotes

Debido a que el diagrama de presiones es creciente hacia el borde y las filas de los pilotes se encuentran a 2.575 m desde el centro de la zapata, entonces se calculó la fatiga en esos puntos.

UBICACIÓN	DISTANCIA AL CENTRO	FATIGA (kg/cm <sup>2</sup> )	# PILOTES CALCULADOS	# PILOTES COLOCADOS
CENTRO	0,00	2,24		
BORDE	3,70	3,31		
$\Delta / m$		0,29		
FILAS INTERIORES	2,58	2,99	7,98	9
FILAS EXTERIORES	<b>0,00</b>	0,00	0,00	0
	TOTAL	2,99	7,98	9
			<b>TOTAL</b>	<b>18</b>

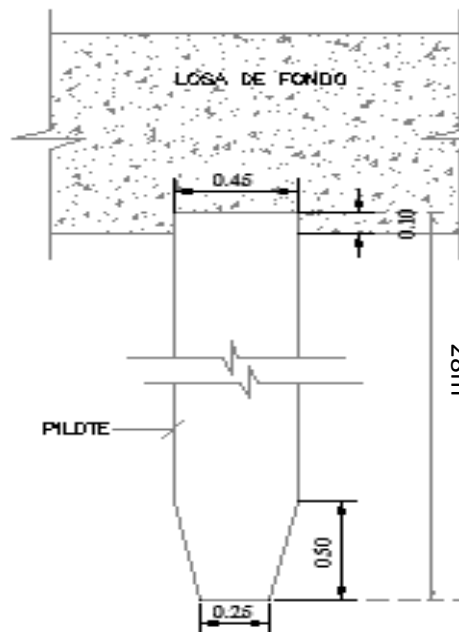
Entonces para este caso se colocarían 18 pilotes en total, 9 por cada fila con una separación de centro a centro entre ellos de 3,32 m y una separación desde el centro del pilote al borde de la zapata de 1.00 m por cada lado.



*Esquema de repartición de pilotes*

## 5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES

### A. Pre dimensionamiento



**Esquema de dimensiones del Pilote**

Dimensión	Calculado	Observación
Lgt. Pilote	28m	Criterio
Sección	0.2025 m <sup>2</sup>	Calculo
Ancho	0.45m	Criterio





Largo	0.45m	Criterio
Punta		
b	0.25m	Dato
h	0.50m	Dato

### B. Datos.

Resistencia del Concreto F'c	350	kg/cm2	Dato
Fluencia del Acero Fy	4200	kg/cm2	Dato
Refuerzo de Acero As	--	--	Calcular
Área Bruta del concreto Ag	2025	cm2	Dato
Columnas con estribos) ACI	0,70		Dato
Capacidad Dinámica de Carga	525108.5	Kg	Dato

### C. Calculo del Acero de Refuerzo Longitudinal.

Se obtiene despejando de la siguiente expresión:

$$P_u = 0,70 * [(0.85 f'c) (A_g - A_s) + A_s f_y ]$$

Resistencia del Concreto F'c	350	kg/cm2	Dato
Fluencia del Acero Fy	4200	kg/cm2	Dato
Refuerzo de Acero As	45,62	cm2	Dato
Área Bruta del concreto Ag	2025	cm2	Dato
φ (Columnas con estribos)	0,7		Dato
Capacidad Dinámica de Carga (Pu)	525108,5	kg	Dato
φPn	546317,554	kg	Calculo
φPn >= Pu	546.318 > 525.10	ton	Cumple

Ast	36,982 cm2
-----	------------

Diámetro	Área	# de Varillas Calculadas	# de Varillas Colocadas
20	3,141592654	11,4534172	12φ20mm

- Luego se realiza el cálculo de la longitud de desarrollo que se anclará entre la zapata y el pilote de la siguiente manera:

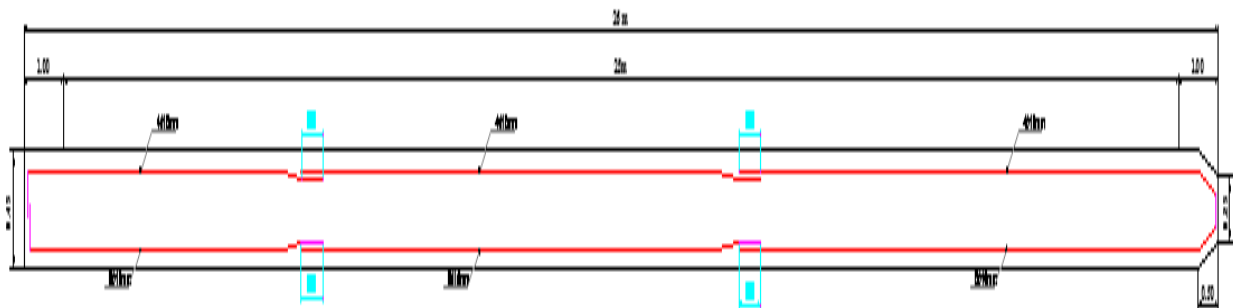
ACI Sección 12.3 “Longitud de desarrollo de varillas corrugadas”, subsección 12.3.2 “La longitud de desarrollo básica debe ser  $(0.075 db f'y) / \sqrt{f'c}$ . Además no deber ser menor de 20 cms.

$$\begin{aligned} Lbd &= (0.075 db f'y) / \sqrt{f'c} \\ &= (0.075 * 2,0)(4200) / \sqrt{350} \\ &= 33.6749 \text{ cm} > \mathbf{20.0 \text{ cm.}} \end{aligned}$$

$$Lbd = 20db$$

$$= 20 * 20\text{mm} = 400\text{mm} \text{ o } 40\text{cm}$$

Trabajamos con la mayor que es de 40cm.



*Detalle de armado del Acero de Refuerzo Longitudinal*

#### D. Cálculo del Acero de Refuerzo Transversal.

“Reglamentos para Estudios Geotécnicos en Edificaciones de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC) Santo Domingo, República Dominicana 2006”.

- Para pilotes con diámetro de 0.40m o menos, el alambre no deberá ser menor de 5.6mm.
- Para pilotes con diámetro mayores a 0.40m y menores de 0.50m el alambre no puede ser menor de 6mm.
- Para pilotes con diámetro de 0.50m y mayores, el alambre no debe ser menor de 6.4mm redondeado o 6.6mm.

De acuerdo a los reglamentos antes mencionados se toma estribos de  $10\text{mm}\phi$ .

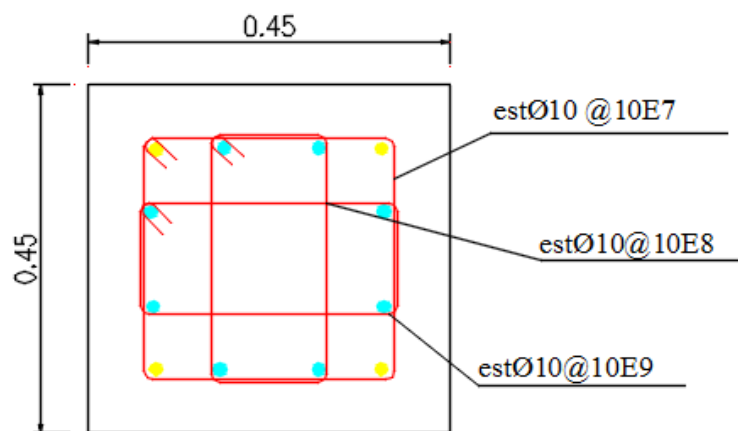
AASHTO 2004 sección 5.13.4.6.2c : Para los pilotes prefabricados de hormigón armado la armadura longitudinal no se debe tomar menos de una cuantía del 1%, se deberá tomar una longitud de confinamiento no menor a 500mm o 1.5 diámetros con la separación de los estribos no mayor de 75 mm, y en el resto usar una separación máxima de 225 mm.

De acuerdo a la norma mencionada se toma las siguientes medidas:

- Longitud de confinamiento  $L_{cf} = 1 \text{ m}$ .
- Recubrimiento del pilote de  $r = 5\text{cm}$  (recomendación AASHTO 2004 tabla 5.12.31)
- La separación de los estribos en la longitud de confinamiento = 10cm
- Resto del pilote = 20 cm
- La longitud de los empalmes = 55 m.

En el anexo C (Planos del Pilote) se hizo tres cortes a lo largo del pilote para poder visualizar el armado de estribos; uno en el descabezado, otro en la parte media y el último en la punta del pilote, a continuación se presenta esquemas correspondientes al armado de estribos en la sección de cada corte.

### SECCION 1:

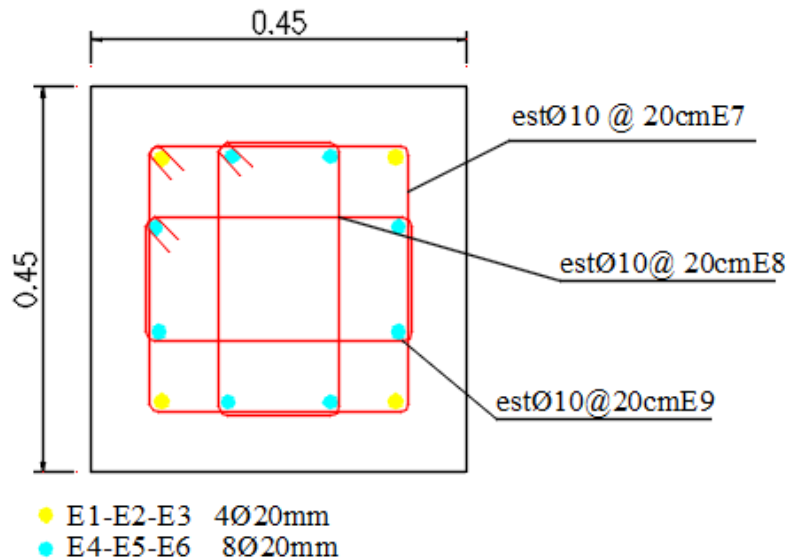


- E1-E2-E3 4 $\phi$ 20mm
- E4-E5-E6 8 $\phi$ 20mm

ESC 1:10

(a) Esquema armado de Estribos- Descabezado

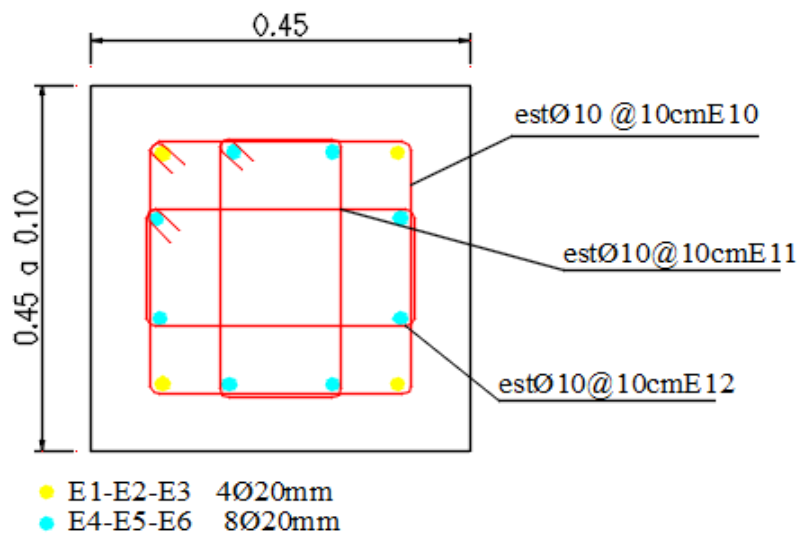
**SECCION 2:**



ESC 1:10

(b) Esquema armado de Estribos- Parte media

**SECCION 3:**



ESC 1:10

(c) Esquema armado de Estribos- Punta

*Detalle de armado del Acero de Refuerzo Transversal*



– Ecuación de Diseño =  $\phi P_n \geq P_u$

$\phi P_n$	546317,554	kg	Calculo
$\phi P_n \geq P_u$	546.318 > 525.10	ton	Cumple

### 5.3 PRUEBAS DE CARGA

#### 5.3.1 Capacidad última de un pilote durante el hincado

Es necesario realizar el proceso de hincado con un pilote de prueba señalando con tinta de color una regla controladora que registra la profundidad del hincado en función del número de golpes para determinar la capacidad portante del pilote.

Suponemos que el pilote de 28m de sección transversal cuadrada de 45x45 cm es hincado a golpe de martillo con las siguientes características:

Energía Nominal máxima de martinete = 30 klb-pie = HE = WR\*h

Peso del Martinete (WR)= 7.5klb

Eficiencia del Martillo E =0.8

Numero de golpes para ultima pulgada de penetración = Variable

Factor de seguridad = 3

Peso del capuchón del Pilote= 550lb

Entonces se estima la capacidad admisible del pilote con la expresión tomada de la tabla 3.4.

$$Q_u = \frac{0.8 * 30 * 12}{\frac{1}{N} + 0.1} * \frac{7.5 + (0.4^2) * (27.48)}{7.5 + 27.48}$$

$$Q_u = \frac{97.95}{\frac{1}{N} + 0.1} \text{ klb}$$

$$Q_u = \frac{97.95}{\frac{1}{N} + 0.1}$$



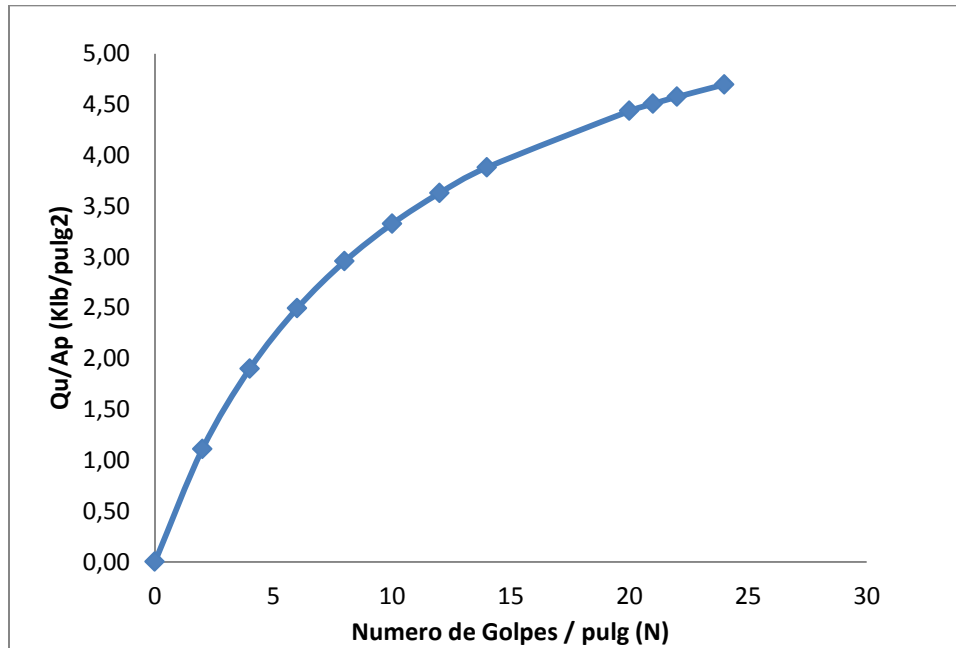
Ahora se puede preparar la siguiente tabla:

$$\text{Capacidad Estática } Q_{adm} = \frac{372.78}{3} = 124.26 \text{ ton. POR PILOTE}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga Prueba } > Q_{adm} * 2 &= \frac{372.78}{3} = 124.26 * 2 = 248.520 \text{ ton. POR PILOTE} \\ &= 546.744 \text{ klb} \end{aligned}$$

N	Qu(klb)	Ap (pulg^2)	Qu/Ap (klb/pulg^2)
0	0,00	313,88	0,00
2	348,19	313,88	1,11
4	596,90	313,88	1,90
6	783,43	313,88	2,50
8	928,50	313,88	2,96
10	1044,57	313,88	3,33
12	1139,53	313,88	3,63
14	1218,66	313,88	3,88
20	1392,76	313,88	4,44
21	1415,22	313,88	4,51
22	1436,28	313,88	4,58
24	1474,68	313,88	4,70

Tanto el número de golpes de martillo por pulgada como el esfuerzo ahora se grafican como muestra en la siguiente figura, entonces en función de esta curva se puede determinar fácilmente el número de golpes por pulgada de penetración del pilote correspondiente al esfuerzo admisible de hincado del mismo.



*Curva de Numero de Golpes .vs. Esfuerzo*

Entones a los 14 golpes por pulgada de penetración del pilote se obtiene una capacidad admisible de prueba = 476.klb > 546.744klb



## Capítulo VI.- PLANOS Y CONCLUSIONES

### 6.1 ELABORACION DE PLANOS

- Los Planos se encuentran en el Anexo (C).

### 6.2 VOLUMEN DE MATERIALES

PLANILLA DE ACERO PARA 1 PILOTE DE 26 m									
MC	TIPO	f	LONGITUD (cm)			TOTAL	CANTIDAD	PESO Kg	
			a	b	c				
E1	L	20	20	1180		1200	4	118,38	
E2	I	20	1200			1200	4	118,38	
E3	C	20	520	10		530	4	52,28	
E4	C	20	10	1190		1200	8	236,75	
E5	I	20	1200			1200	8	236,75	
E7	Q	10	35	35	15	170	130	136,26	
E8	Q	10	35	25	15	150	130	120,23	
E9	Q	10	25	35	15	150	130	120,23	
E10	Q	10	35	30	15	160	10	9,86	*
E11	Q	10	25	30	15	140	10	8,63	*
E12	Q	10	35	15	15	130	10	8,02	*
* = Longitud Variable							SUMA	<b>1.230,86</b>	

VOLUMEN DE HORMIGON POR PILOTE				
ELEMENTO	X m	Y m	LONG. M	VOL. M3
Pilote de 28 m	0,45	0,45	28	5,67

CUADRO DE PILOTES				
ELEMENTO	LONG.	DESCABEZADO	LONG.TOTAL	# PILOTES
Pila 2	27	1	28	18

RESUMEN DE MATERIALES PARA PILOTES		
Hormigón f'c= 350 kg/cm <sup>2</sup>	102,06	m <sup>3</sup>
Varillas acero fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	22.155,45	kg





### 6.3 CONCLUSIONES

- Para el diseño geotécnico de la resistencia por punta de los pilotes de concreto reforzado, existen una diversidad de métodos , los cuales se adoptan para cada caso especial, sin embargo para el diseño propuesto en la investigación utilizamos el método de Meyerhof y el método de Janbu, por ser los métodos más desfavorables para el cálculo de capacidad de carga.
- Con el método de Meyerhof se obtuvo una capacidad de carga por punta igual a 4377.24 ton, y por el método de Janbu una de 857.217 ton, optando por el método de Janbu por ser el más bajo y desfavorable, para el diseño.
- La capacidad por punta del pilote es mayor a la capacidad por fuste de 193 ton, ya que el pilote llega a un estrato firme para ser cimentado, caso contrario si estuviese flotante la capacidad por fuste sería mayor a la capacidad por punta.
- Una forma única y segura de saber si un pilote puede soportar la carga requerida, es realizando un ensayo de carga, permitiendo verificar experimentalmente que el resultado de la respuesta del pilote a la carga corresponde a la respuesta asumida por el diseñador, sin embargo estas pruebas implican mucho dinero razón por la cual no son generalmente puestas en obra a menos que se trate de una estructura de gran importancia.
- Con el modelo de martillo R8/0, Acción Simple se obtiene una capacidad admisible de prueba igual a 1415.22 klb > 1400.28 klb, que es la capacidad admisible del pilote.
- Los pilotes del puente PNA1 trabajan como columnas cortas cargadas axialmente únicamente compresión debido a que el pilote está completamente confiando por el subsuelo de la zona.
- Para el diseño estructural se utilizó las normas Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO 2004) y las normas internacionales como ACI-318-11 además de la ayuda de la NEC, de las cuales se obtuvo una carga última de diseño igual a 546.318 ton la cual es mayor la carga última de pilote, que es 525.10 ton, lo cual garantiza la seguridad de la estructura.



## RECOMENDACIONES

- Hacer un estudio previo del terreno es decir un reconocimiento preliminar desde el punto de vista geológico y geotécnico que nos permita en cierta forma tener una idea de las condiciones que se nos puede presentar en el diseño del proyecto.
- Realizar ensayos que nos permitan explorar las condiciones en las que el terreno se encuentra en el caso de nuestro proyecto estos ensayos son recomendables que se los hagan por debajo de la punta del pilote y así se garantiza seguridad.
- Conocer la profundidad del nivel freático, la presencia de anomalías como cavidades la presencia de suelos inestables o colapsarles, problemas geológicos ya que todos estos en conjunto afectan no solo la a la capacidad portante del subsuelo de cimentación si también a la vida útil del proyecto.
- Un punto importante también puede ser conocer la trayectoria constructiva de la zona es decir saber cuál ha sido la respuesta estructura – terreno que han tenido las cimentaciones de edificaciones que se encuentren próximas al zona de construcción del proyecto.
- Respetar todas las normas y recomendaciones constructivas que podamos obtener para el diseño estructural que nos permitan manejarnos por el lado de la seguridad y buen funcionamiento de la estructura.



## ANEXOS

### Anexo A – Memoria numérica de las Vigas de la Superestructura Espacio entre Vigas

CALCULO DEL NUMERODE VIGAS								VOLADIZO
Espacio	Pieza	ancho viga	entre caras	ejes	número vigas	Esp.	CALZ.TOT	LIBRE
2	0	0	2	<b>2</b>	12	22	23,4	0,7
1,96	0	0	1,96	<b>1,96</b>	12	21,56	<b>23,3</b>	<b>0,87</b>
Elijo la opción 1: 12 VIGAS @2 m y 2 VOLADIZOS DE 1.2 m								

### Revisión de la Losa de Transito

<b>LUZ ENTRE EJES</b>	<b>1,96</b>	<b>m</b>
-----------------------	-------------	----------

**VOLADIZO PARA VEREDA** 0,87 m

**MATERIALES**  
 HORMIGON  $f'c=$  280 kg/cm<sup>2</sup>  
 ACERO  $fy=$  4200 kg/cm<sup>2</sup>

**NORMAS DE DISEÑO:** AASTHO-MOP  
 SOBRECARGA HS.25-44 MOP

**ESTADOS DE CARGA GRUPO I** U= 1.25 Cm+1.75 Cv

Cm= Peso propio, peso relleno, capa rodadura, esfuerzo del suelo  
 Cv= carga del tránsito (1 rueda = 10000 kg 10 T.)  
 Et= Empuje de tierra sobre paredes  
 Eq= Carga horizontal de sismo

**ESPESOR DE LOSA**



para losa con tramos continuos  $h > 0.10 + S/30$  no menor que 16.5 cm

S= 196 cm.  
h= 17 cm.  
H asumido= 20 cm.  
Espesor de Asfalto= 5 cm.

**MOMENTOS DE LA LOSA  
MOMENTOS POR CARGA VIVA (AASHTO 4.6.2.1.3)**

Carga de una rueda	10000	kg		
			<b>AASHTO</b>	<b>HS.MOP</b>
<b>Tramos</b>	<b>M=</b>			
<b>660+0.55.Smm</b>		1738	kg.m	
<b>Apoyos</b>	<b>M=</b>			
<b>1220+0.25.Smm.</b>		1710	kg.m	
<b>Momento para voladizo</b>				
Luz del voladizo		0,87	m	
Ancho de parantes de baranda		0,35	m	
distancia entre rueda y el borde		0,6	m	
X = dist, entre carga y apoyo.		-0,08	m	
E(ancho faja)=				
1140+0.833.Xmm		1073	mm	
Mvoladizo=				
P.X/E		0	kg.m	

**MOMENTOS POR CARGA MUERTA**

<b>Cargas en la calzada</b>			
Peso de losa	480	kg/m <sup>2</sup>	
Capa asfalto	110	kg/m <sup>2</sup>	
suman...	590		
<b>Vereda Carga uniforme</b>			
Losa	480	kg/m <sup>2</sup>	
Sobrealto 0.2 m	480	kg/m <sup>2</sup>	
suman...	960	kg/m <sup>2</sup>	
<b>Vereda Baranda Carga concent. 0.7 m. del apoyo</b>			



Antepecho (50x35 cm) baranda 4"x1/4"	420	kg/m	
suman...	15	kg/m	
	435	kg/m	
<b>Momento en tramos</b> $(P(L^2)/24)$	94	kg.m	
<b>Momento en apoyos</b> $int.(P(L^2)/12)$	188,879	kg.m	
<b>M. en voladizo(carga unif)...</b> $P(L^2)/2$	363,312	kg.m	
<b>M. en voladizo(carga conc)..</b> $P.L$	302,325	kg.m	
Suman...	665,637	kg.m	

**CORTANTE AL BORDE DE LA VEREDA**

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ANCHO.REPART	PESO	FACT	CORTE
Losa	0,87	0,2	1	417,6	1,25	522
Vereda	0,87	0,2	1	417,6	1,25	522
Rueda	10000	1	1,07	9317	2,33	21708
<b>Suman</b>						<b>22752</b>

Hormigó.	280
Vcorte admisible..... $85*(f'c)^{.5}$	7,54

Fatiga que se produce..... 6,32 < 7,54 kg/cm2

**RESUMEN DE MOMENTOS grupo 1**

UBICACIÓN	CARGA MUERTA		CARGA VIVA(x1.33)		TOTAL GRUPO1	ACERO cm2
	MOM	FACT.	MOM	FACT		
Momento tramos	94	1,25	1738	2,33	<b>4168</b>	7,23
Momento apoyos	189	1,25	1710	2,33	<b>4220</b>	7,32
Momento voladizo	666	1,25	0	2,33	<b>832</b>	Min
	4,84	1Ø12 @23				

**CARGAS PARA UNA VIGA - luz = 40 m**

**CARGAS**



CALCULO DE REACCION POR CARGA MUERTA  
CALCULO DEL PESO DE LA VIGA

La viga tiene dos secciones, sección uno en 1,5 m desde el apoyo, y sección 2 el resto de la viga.

Con referencia a los planos se calcula el área de cada una de estas

<b>SECCION EN LA ZONA DE APOYO</b>					
			Largo 1.5 x 2 =	3	m.
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	F.FORMA	NUMERO	AREA
alma ampliada	0,65	2	1	1	1,30
Alma ampliada	0,75	0,13	1	1	0,10
Suman...m2					1,40

<b>SECCION EN LA ZONA CENTRAL</b>					
			Largo.....	37	m.
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	F.FORMA	NUMERO	AREA
Ala superior	1,4	0,1	1	1	0,140
Alma	0,2	1,5	1	1	0,300
Triangulos superiores	0,6	0,06	0,5	2	0,036
Triángulos superiores pequeños	0,05	0,08	0,5	2	0,004
Triángulos inferiores	0,225	0,12	0,5	2	0,027
Base	0,65	0,4	1	1	0,260
Suman...m2					0,77

<b>Volumen de la viga</b>	<b>32,57</b>	<b>m2</b>
Peso unitario del hormigón	2400	kg/m3
<b>Peso de la viga</b>	<b>78171,6</b>	<b>Kg</b>
<b>Peso por metro de viga.....</b>	<b>1954,29</b>	<b>kg/m</b>

**CALCULO DEL PESO DE LA LOSA**

Parte que contribuye a una viga

ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	VOLUMEN	PESO
Losa	1,96	0,2	40	15,68	<b>37632</b>

**CALCULO DEL PESO DE DIAFRAGMAS**

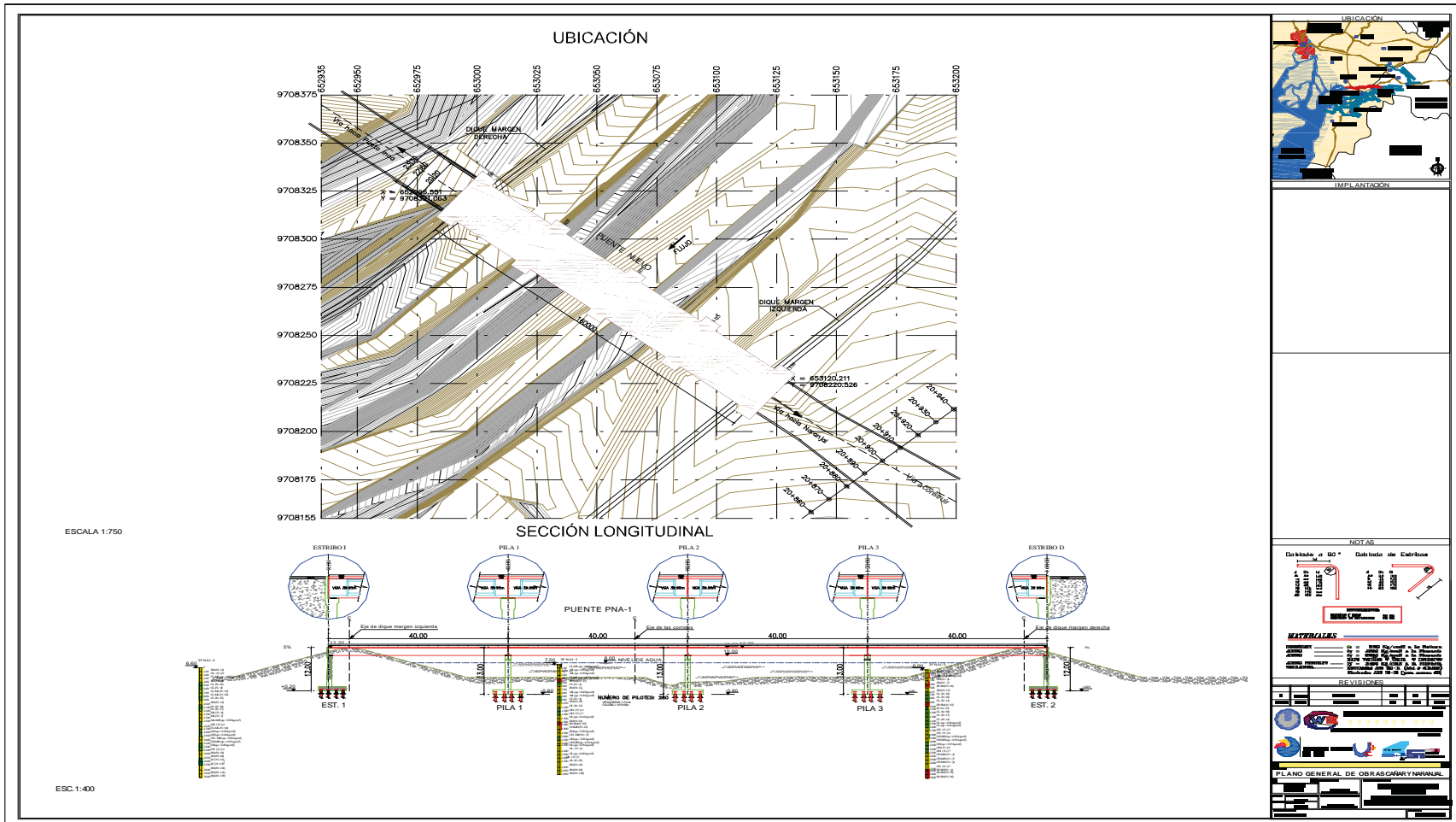
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	NUMERO	VOL.
Diafragmas interiores	0,2	1,1	1,76	3	1,162
Diafragmas exteriores	0,2	2	1,76	2	1,408
Suman...m2					2,57
<b>Peso de diafragmas</b>				<b>6167,04</b>	<b>kg</b>

**FUENTE:** Consorcio Naranjal – Sistema Naranjal “Puente naranjal 1”

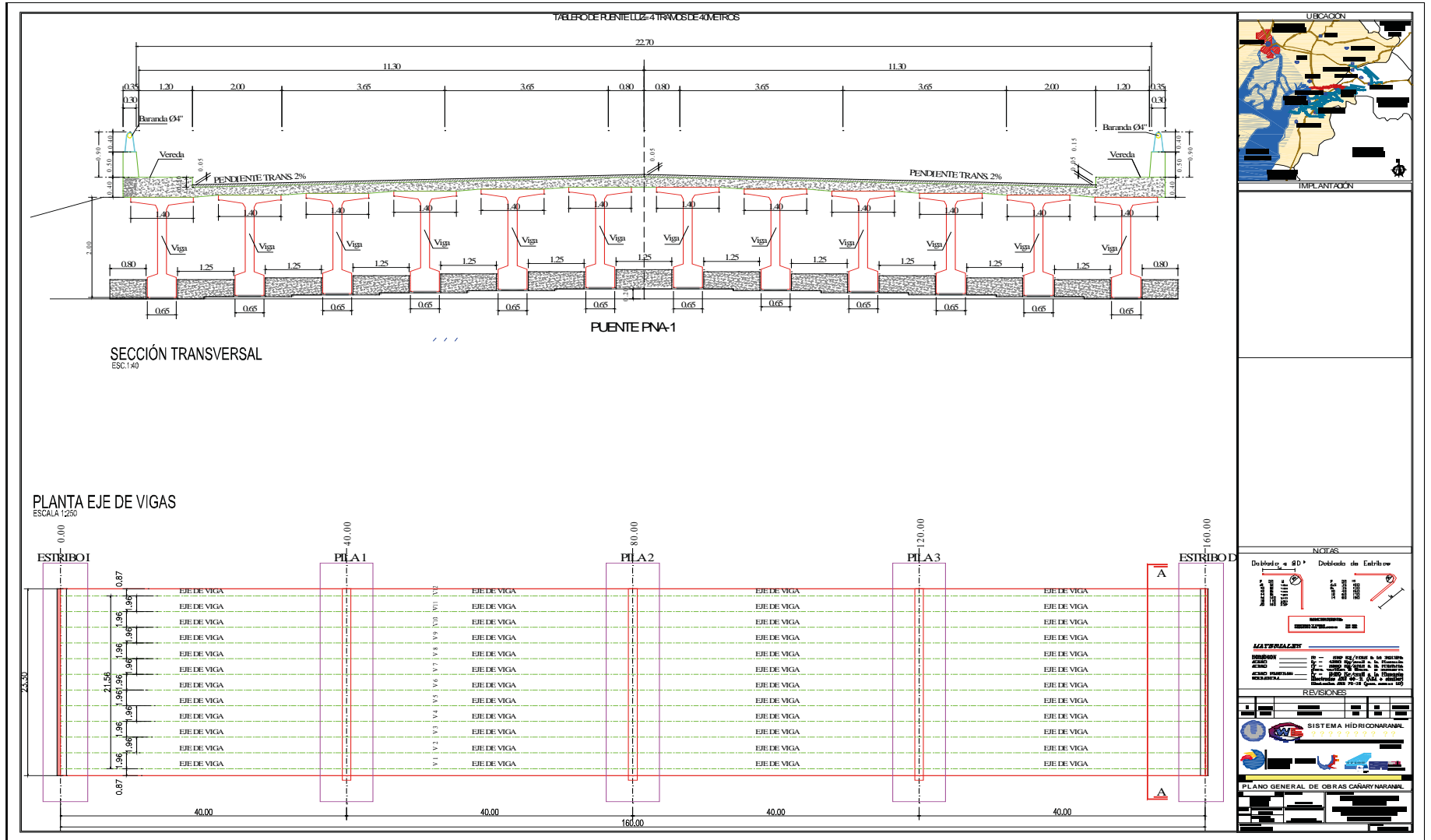


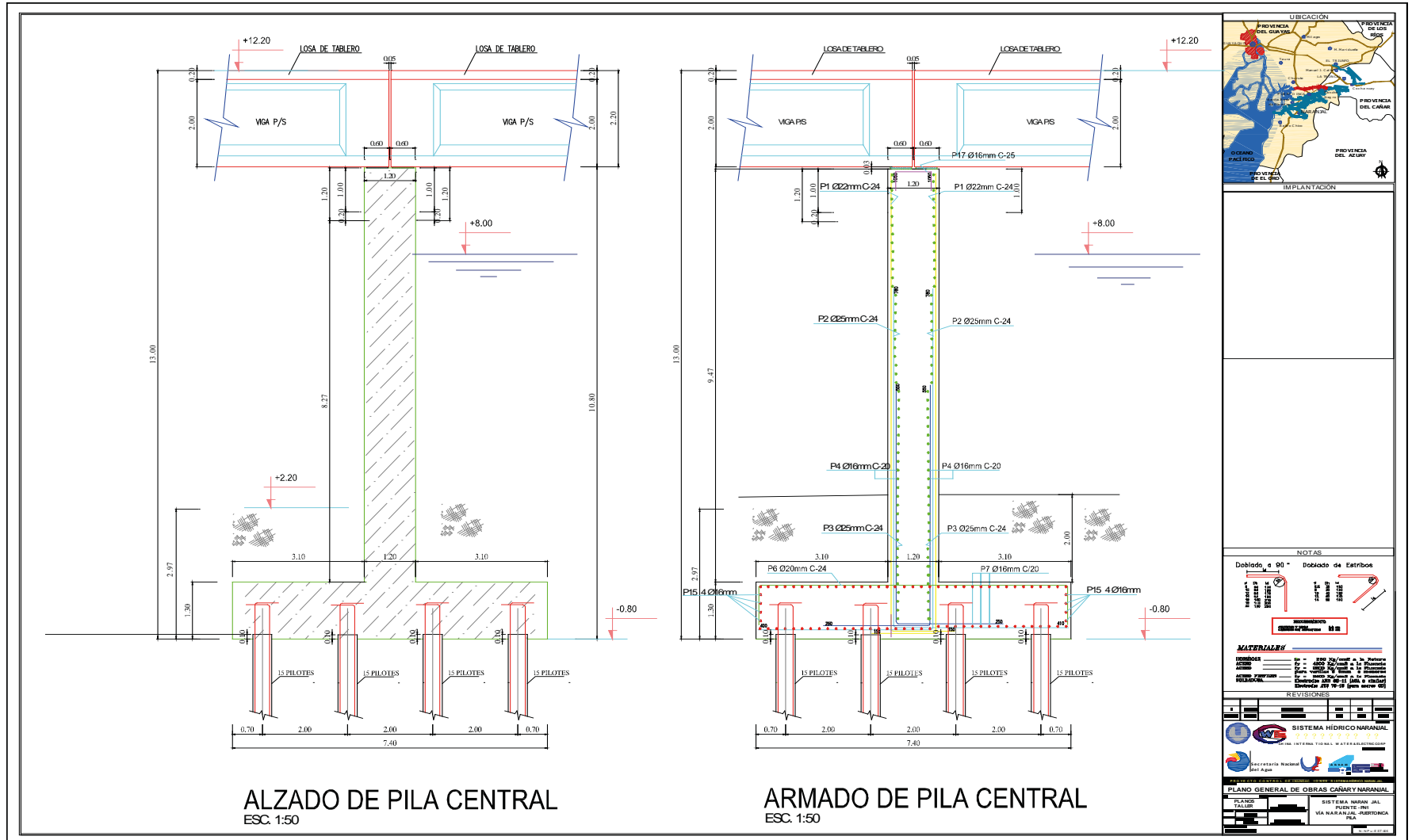
## **ANEXO B**

### ***Planos Ubicación del puente***









**UBICACION**

**IMPLANTACION**

**NOTAS**

Dobado a 90° Dobado de Estribos

**MATERIALES**

ACEROS	Ø = 16mm	Ø = 20mm	Ø = 25mm
ACEROS	Ø = 16mm	Ø = 20mm	Ø = 25mm
ACEROS	Ø = 16mm	Ø = 20mm	Ø = 25mm
ACEROS	Ø = 16mm	Ø = 20mm	Ø = 25mm
ACEROS	Ø = 16mm	Ø = 20mm	Ø = 25mm

**REVISIONES**

Nº	FECHA	DESCRIPCION
1		
2		
3		

**SISTEMA HIDRICO NARANJAL**

**PLANO GENERAL DE OBRAS CAÑAR Y NARANJAL**

PLANO: P-01  
TITULO: SISTEMA HIDRICO NARANJAL  
VIA NARANJAL - HISTORIA  
P-01



UNIVERSIDAD DE CUENCA  
Fundada 1867

---

## ***ANEXO C***

### ***PLANOS PILOTES***



CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE EN SITO

$$P = \frac{2WH}{s + 0.1} \quad \text{ó} \quad P = \frac{2E}{s + 0.1}$$

P = Capacidad de carga del pilote (lbs)

W<sub>h</sub> = Peso del martillo (lbs)

W<sub>t</sub> = Peso total del martillo (lbs)

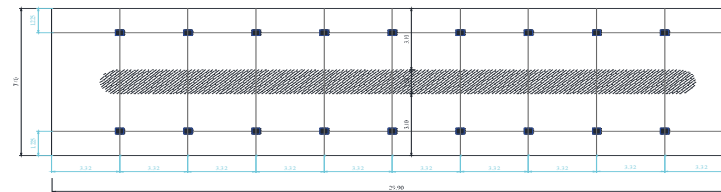
H = Altura de caída del martillo (ft)

E = Energía del martillo (ft-lbs)

s = Penetración del pilote por golpe después de que el pilote ha sido lincado a una profundidad donde sucesivos golpes producen aproximadamente una penetración.

El valor  $\frac{W_t}{W_h}$  no excederá de 3

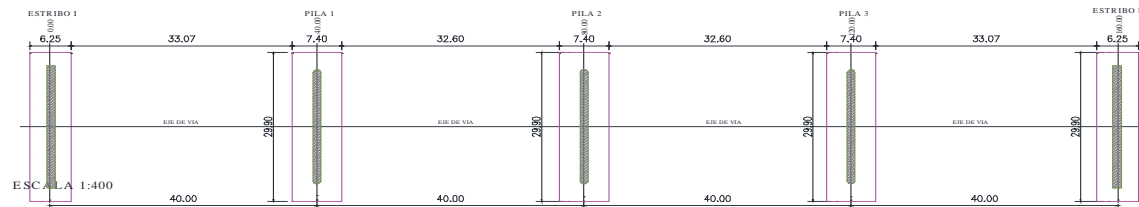
PLANTA CON PILOTES  
18 PILOTES, 9 POR FILA



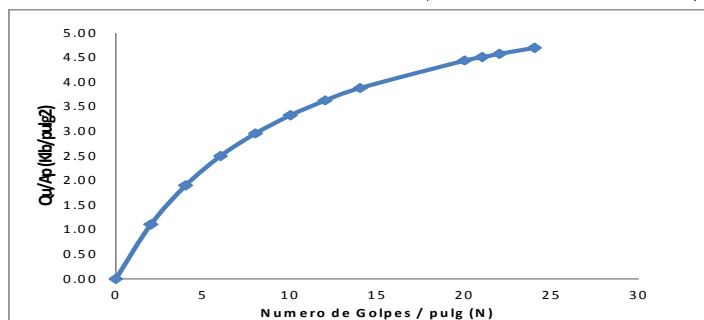
ESCALA 1:100

N	Q <sub>u</sub> (klb)	A <sub>p</sub> (pulg <sup>2</sup> )	Q <sub>u</sub> /A <sub>p</sub> (klb/pulg <sup>2</sup> )
0	0.00	313.88	0.00
2	348.19	313.88	1.11
4	596.90	313.88	1.90
6	788.43	313.88	2.50
8	928.50	313.88	2.96
10	1044.57	313.88	3.33
12	1139.53	313.88	3.63
14	1218.66	313.88	3.88
20	1392.76	313.88	4.44
21	1415.22	313.88	4.51
22	1436.28	313.88	4.58
24	1474.68	313.88	4.70

PLANTA DE PILOTAJE



ESCALA 1:400



UNIVERSIDAD ESTATAL DE CUENCA

DISEÑO:

Katerine Paola Placencia Crespo.

FECHA:

Cuenca - Octubre / 2014

REVISIÓN Y APROBACIÓN:

Ing. Fabian Cordero Gula.  
DIRECTOR DE TESIS

ESCALA:

A1: VARIAS

PLANO CONTIENE:

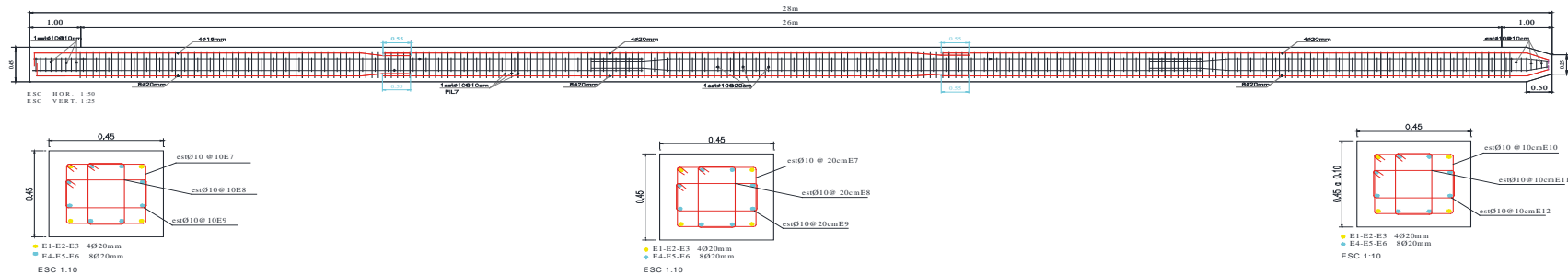
PLANTA DE PILOTAJE  
PLANTA CON PILOTES 18 PILOTES 9 POR FILA

Nº PLANO:

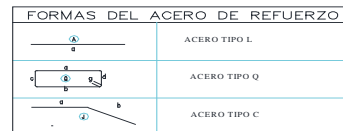
4/5



ARMADO DE REFUERZO DEL PILOTE



PLANILLA DE ACERO PARA 1 PILOTE DE 28 m								
MC	TIPO	f	LONGITUD (cm)			TOTAL	CANTIDAD	PESO Kg
			a	b	c			
E1	L	20	20	1180		1200	4	118.38
E2	I	20	1200			1200	4	118.38
E3	C	20	520	10		530	4	52.28
E4	C	20	10	1190		1200	8	236.75
E5	I	20	1200			1200	8	236.75
E7	Q	10	35	35	15	170	130	136.26
E8	Q	10	35	25	15	150	130	120.23
E9	Q	10	25	35	15	150	130	120.23
E10	Q	10	35	30	15	160	10	9.86 *
E11	Q	10	25	30	15	140	10	8.63 *
E12	Q	10	35	15	15	130	10	8.02 *
* = Longitud Variable						SUMA		1,230.86



RESUMEN DE MATERIALES PARA PILOTES		
Hormigón $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	102.06	m3
Varillas acero $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	22,155.45	kg

VOLUMEN DE HORMIGON POR PILOTE				
ELEMENTO	X m	Y m	LONG. M	VOL. M3
Pilote de 28 m	0.45	0.45	28	5.67

**CAPACIDAD ESTATICA..... 350,07Tons**  
**CAPACIDAD DINAMICA..... 525,11 Tons**

UNIVERSIDAD ESTATAL DE CUENCA	
DISEÑO: Katerine Paola Placencia Crespo.	FECHA: Cuenca - Octubre / 2014
REVISIÓN Y APROBACIÓN: Ing. Fabian Cordero Gula, DIRECTOR DE TESIS	ESCALA: A1: VARIAS
PLANO CONTIENE: ARMADO DE REFUERZO: LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DEL PILOTE PLANILLAS DE ACERO CAPACIDAD DEL PILOTE	Nº PLANO: 5/5



## REFERENCIAS

- [1] Sistema Hídrico Cañar Denominado “Estudio Para el Control de Inundaciones de los Ríos Bulubulu- Cañar – Naranjal” - Informe Final Sistema Naranjal.
- [2] González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. Ingeniería Geológica. 2004(2da. Ed).
- [3] Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003) "Manual de Diseño de Puentes"
- [4] Normas AASHTO-LRFD 2004.
- [5] ACSAM-CONTEC, Contratista CWE "Informe de la Asociación de Cimentación Puente PNA1
- [6] Código Ecuatoriano de la Construcción 2001
- [7] Alberto Prado Fernández. Cimentaciones (Preliminar). 1990
- [8] Braja M. Das (1999) "Principio de Ingeniería de Cimentaciones" International Thomson Editores
- [9] Reglamentos para Estudios Geotécnicos en Edificaciones de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC) Santo Domingo, República Dominicana 2006
- [10] Jorge E. Alva Hurtado, PhD. Cimentaciones Profundas. CISMID- FIC-UNI.
- [11] Diseño Estructural de Pilotes, pdf.

## BIBLIOGRAFÍA

- Nilson Arthur H., 1999, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Normas AASHTO-LRFD 2004.
- Normas del Ministerio de Obras públicas
- Reglamento del MOP
- NEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) 2001.
- Normas ACI 318
- Braja M. Das - Fundamentos de Ingeniería Geotécnica
- INFORMACIÓN DEL Proyecto Naranjal
- Técnicas en la Construcción. “Cimentaciones Profundas” pdf.