UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Determinación y diseño del tipo de cimentación profunda con pilotes en
puentes sobre suelos arenosos en Tumbes mediante un modelo computarizado

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Orellana Castillo, Javier Steven (0000-0002-5490-0237)

Paitán Alejos, Juan Pablo (0000-0002-3704-0300)

ASESOR

Carrera Cabrera, Elsa Carmen (0000-0001-9546-9060)

Lima, 09 de julio del 2020

DEDICATORIA

Dedicado a mi nona, quien incondicionalmente me trató con todo su amor. A mi madre, por su gran esfuerzo y constante aliento para que siga encaminado en mi carrera profesional. Y a mi padre, quien siempre buscó, en primer lugar, mi felicidad, apoyando cada uno de mis objetivos.

Javier Orellana

Dedicado a mi abuela, que desde el cielo me guía y me apoya. Ella tuvo el sueño de verme profesional y si no pudo cumplirlo, yo haré que se sienta orgullosa donde esté. Además, esta tesis va dedicada a mis padres que sin ellos no hubiera logrado estar donde estoy.

Juan Pablo Paitán

AGRADECIMIENTOS

En esta tesis, agradecemos principalmente a nuestros padres y hermanos, por su apoyo incondicional a lo largo de nuestra carrera.

A nuestra excelente asesora la ingeniera Elsa Carrera Cabrera, reconocida profesionalmente a lo largo de todo el Perú, quien nos brindó su apoyo fundamental para desarrollar nuestra tesis; así como toda su experiencia para la toma de decisiones más difíciles que se presentaron. Además, aquella que nos levantó en los momentos más difíciles, y nos guio por el mejor camino posible.

A la ingeniera Sissi Santos, quien siempre veló para que sus alumnos de la carrera sigan el camino del éxito.

RESUMEN

En el año 2017, Perú sufrió el fenómeno del Niño Costero luego de 19 años. Este desastre afectó principalmente la costa norte del país, ocasionando que numerosas viviendas e instalaciones terminaran enterradas por las inundaciones. Además, varios puentes colapsaron causando que pueblos queden incomunicados.

A raíz de ello, se puede determinar que no todos los puentes están preparados para este tipo de fenómenos, teniendo como posibles causas estudios de suelos y diseños estructurales con escasa información.

Por tales motivos, la presente tesis se refiere al diseño y determinación del tipo de pilote para la cimentación profunda más eficiente en puentes sobre suelos arenosos en Tumbes mediante un modelo computarizado. La aplicación se realizará en el puente Canoas, en el cual se buscará optimizar el rendimiento de ejecución considerando que pueda soportar las cargas actuantes y las características del suelo.

Se propondrá un diseño alternativo para la superestructura que junto con una cimentación profunda con pilotes analizados será un proyecto óptimo tiempo de construcción, sin descuidar la capacidad resistente y costo. Esta propuesta consta de un puente de 50m de luz con vigas metálicas que presenta estribos de 16 m de altura en cada apoyo. Estos estribos tienen un encepado con 12 pilotes cada uno tipo CPI-8 con barrena de hélice continua (CFA). El diseño de la superestructura se realizará en SAP2000, los estribos serán en GEO5 y los pilotes se diseñarán por dos métodos (FHWA 1999 y analítico) comprobando su resistencia grupal con la eficiencia del grupo de 12 pilotes.

Palabras clave: Pilotes; LRFD; CPI-8; CFA; SAP2000; GEO5; cimentación profunda; suelo arenoso; puentes; estribos.

Determination and design of the type of deep foundation with pilots on bridges over sandy soils in Tumbes using a computerized model.

ABSTRACT

In 2017, Peru suffered the phenomenon of the Coastal Child after 19 years. This disaster mainly hit the north coast of the country, causing numerous homes and facilities to end up buried by flooding. In addition, several bridges collapsed causing villages to go intocommunicado.

As a result, it can be determined that not all bridges are prepared for this type of phenomenon, taking as possible causes soil studies and structural designs with little information.

For these reasons, this thesis refers to the design and determination of the type of pilot for the most efficient deep foundation in bridges on sandy soils in Tumbes using a computerized model. The application will be carried out on the Canoas bridge, in which it will be sought to optimize the execution performance considering that it can withstand the actuating loads and characteristics of the ground.

An alternative design will be proposed for the superstructure that together with a deep foundation with analyzed piles will be an optimal construction time project, without neglecting the resilient capacity and cost. This proposal consists of a 50m light bridge with metal beams that presents 16 m high stirrups in each support. These stirrups have a brush with 12 piles each type CPI-8 with continuous propeller auger (CFA). The superstructure design will be done in SAP2000, the stirrups will be in GEO5 and the piles will be designed by two methods (FHWA 1999 and analytical) checking their group resistance with the efficiency of the group of 12 piles.

Keywords: Piles; LRFD; CPI-8; CFA; SAP2000; GEO5; deep foundation; sandy ground; bridges; stirrups.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
2	ANTECEDENTES.....	3
3	HIPÓTESIS	5
3.1	OBJETIVO GENERAL	5
3.1.1	<i>Objetivos Específicos</i>	5
3.1.2	<i>Indicadores de logro</i>	5
3.1.3	<i>Limitaciones</i>	6
4	ESTADO DEL ARTE	7
4.1	Puentes	7
4.1.1	<i>Clasificación</i>	8
4.1.2	<i>Ubicación y Elección del tipo de Puente</i>	9
4.1.3	<i>Estudios Básicos de Ingeniería para el Diseño de Puentes</i>	9
4.2	Pilotes	11
4.2.1	<i>Historia</i>	11
4.2.2	<i>Funciones y Usos de los Pilotes</i>	13
4.2.3	<i>Requisitos para el diseño de Pilotes</i>	14
4.2.4	<i>Tipos de Pilotes</i>	15
4.2.5	<i>Consideraciones para su uso</i>	17
4.2.6	<i>Capacidad de Carga de Pilotes</i>	20
4.3	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS	24
5	PROYECTO DE INGENIERIA.....	26
5.1	ESTUDIOS BÁSICOS	26
5.1.1	<i>Clima</i>	26
5.1.2	<i>Topografía</i>	26
5.1.3	<i>Suelo y Geotecnia</i>	27
5.1.4	<i>Hidrología e Hidráulica</i>	31
5.1.5	<i>Parámetros Obtenidos del Estudio</i>	32
5.1.6	<i>Parámetros a Considerar</i>	33
5.2	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO CANOAS (2013).....	34
5.3	CARACTERÍSTICAS DE LA PROPUESTA DE APLICACIÓN	35
5.3.1	<i>Superestructura</i>	36
5.3.2	<i>Subestructura</i>	37
5.4	CARGAS ACTUANTES EN LA SUPERESTRUCTURA.....	40

5.4.1	Verificación de la Capacidad Resistente.....	41
5.4.2	Modelación con SAP2000 de la Sección Compuesta.....	41
5.4.3	Comprobación de Esfuerzos Actuales y Resistencia (SAP2000)	50
5.4.4	Verificación de la Sección Transversal de la Viga	51
5.4.5	Consideraciones de Diseño	53
5.4.6	Especificaciones para Cargas y Resistencia Factoradas (Load And Resistance Factor Desing – LRFD)	55
5.5	ESTUDIO COMPARATIVO DE PILOTES EN SUELOS BLANDOS	63
5.5.1	Pilotes Hincados	63
5.5.2	Pilotes in situ de desplazamiento con punta de acero.....	64
5.5.3	Pilote in situ de desplazamiento con tapón de gravas	65
5.5.4	Pilote in situ de extracción con entubación recuperable	67
5.5.5	Pilote in situ de extracción con camisa perdida	68
5.5.6	Pilote in situ perforado sin entubación con lodos tixotrópicos	69
5.5.7	Pilote in situ excavado sin entubación	70
5.5.8	Pilote in situ excavado y vaciado por tubo central de barrena	71
5.5.9	Cuadro Comparativo de Pilotes	74
6	MODELACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA	75
6.1	DEFINICIÓN DEL SOFTWARE A IMPLEMENTAR.....	75
6.1.1	FLAC.....	75
6.1.2	PLAXIS.....	76
6.1.3	GEO5.....	77
6.1.4	Elección.....	78
6.2	DESARROLLO DEL MODELO	78
6.2.1	Geometría	78
6.2.2	Material a usar.....	79
6.2.3	Estratos suelos	80
6.2.4	Tipos de suelos	81
6.2.5	Carga aplicada vertical	82
6.2.6	Análisis sísmico	82
6.2.7	Tipo de terreno alrededor	82
6.2.8	Nivel freático	83
6.2.9	Verificaciones del Estribo Derecho	84
6.2.10	Verificaciones del Estribo Izquierdo.....	88
6.3	DISEÑO DE PILOTES.....	92
6.3.1	FHWA 1999.....	92
6.3.2	Resultados – FHWA 1999.....	94

	6.3.3 Método Analítico	95
7	CONCLUSIONES.....	104
8	RECOMENDACIONES.....	110
9	REFERENCIAS	111
10	ANEXOS	113

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. IMPORTANTES SISMOS EN EL NORTE DEL PERÚ DESDE 1970.....	4
TABLA 2. VALORES DE K_s Y Δ . ELABORACIÓN PROPIA	23
TABLA 3. DETERMINACIÓN DE SÍMBOLOS SEGÚN CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.....	24
TABLA 4. PROPIEDADES DE LOS GRUPOS DE SUELOS.....	25
TABLA 5. ENSAYOS SPT	28
TABLA 6. MUESTREO CON TUBOS SHELBY	29
TABLA 7. COORDENADAS PUENTE CANOAS.....	34
TABLA 8. ESTADOS LÍMITE (COMBINACIONES)	56
TABLA 9. COMBINACIONES DE CARGA (AASHTO LRFD)	57
TABLA 10. NOTACIONES Y FACTORES PARA CARGAS PERMANENTES.	58
TABLA 11. NOTACIONES PARA CARGAS TRANSITORIAS	58
TABLA 12. VALORES DE $\emptyset$	59
TABLA 13. VALORES DE DUCTILIDAD	59
TABLA 14. VALORES DE REDUNDANCIA.....	60
TABLA 15. VALORES DE IMPORTANCIA OPERATIVA	60
TABLA 16. FACTOR SEGÚN NÚMERO DE VÍAS CARGADAS	62
TABLA 17. CUADRO COMPARATIVO CON LAS PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE PILOTES ANALIZADOS. ELABORACIÓN PROPIA.....	74
TABLA 18. COMPARACIÓN ENTRE SOLUCIÓN ANALÍTICA Y MÉTODO SPRING.....	77
TABLA 19. PROFUNDIDAD DE LOS DIFERENTES ESTRATOS. ELABORACIÓN PROPIA	81
TABLA 20. TIPOS DE SUELO EN LA ZONA.....	81
TABLA 21. CUADRO DE CARGAS APLICADAS AL ESTRIBO DERECHO	84
TABLA 22. CUADRO DE CARGAS APLICADAS AL ESTRIBO IZQUIERDO	88
TABLA 23. CARACTERÍSTICAS DE LOS TIPOS DE SUELOS. ELABORACIÓN PROPIA.....	97
TABLA 24. CARACTERÍSTICAS DE LOS TIPOS DE SUELOS. ELABORACIÓN PROPIA.....	101

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 4.1.ELEVACIÓN (RODRIGUEZ, 2012)	7
FIGURA 4.2. VISTA EN PLANTA DE UN PUENTE (RODRIGUEZ, 2012)	7
FIGURA 4.3. SECCIÓN TRANSVERSAL (RODRIGUEZ, 2012).....	8
FIGURA 4.4. CIMENTACIÓN PROFUNDA (CARSON, 1965).	11
FIGURA 4.5. DIVERSAS CONDICIONES DE UN PILOTE (ALVA, 2016).	14
FIGURA 4.6. LONGITUD Y CARGAS MÁXIMAS HABITUALES DE DISTINTOS TIPOS DE PILOTES (VALORES DE PROYECTO). TAMBIÉN SON USUALES CARGAS Y LONGITUDES MAYORES (CARSON, 1965).....	20
FIGURA 4.7. CASOS DONDE PUEDEN NECESITARSE PILOTES (ALVA, 2016).	21
FIGURA 5.1. PLANO TOPOGRÁFICO DE LA ZONA, MOSTRÁNDOSE CURVAS DE NIVEL CADA 10M. ELABORACIÓN PROPIA.	27
FIGURA 5.2. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA CANOAS (METRICS, 2011).....	31
FIGURA 5.3. UBICACIÓN DEL NIVEL DE FONDO DE CAUCE (UBICACIÓN DEL PUENTE), NIVEL DE MAREAS, NIVEL MÁXIMO DE AGUAS DE LA QUEBRADA CANOAS. FUENTE: ESTUDIO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DEL PUENTE CANOAS.....	34
FIGURA 5.4. ACTUAL PUENTE CANOAS, DISEÑADO CON RETICULADOS METÁLICOS. ADAPTADO DE GOOGLE EARTH. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA	35
FIGURA 5.5.SECCIÓN TRANSVERSAL DE PROPUESTA DE PUENTE. ELABORACIÓN PROPIA.....	36
FIGURA 5.6. DETALLES DE VIGAS DE ACERO. ELABORACIÓN PROPIA.	37
FIGURA 5.7. DIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO. ELABORACIÓN PROPIA.....	38
FIGURA 5.8. PERFIL AL EJE, INCLUIDOS ESTUDIOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS. ELABORACIÓN PROPIA.....	39
FIGURA 5.9. ESTRIBO DERECHO. ELABORACIÓN PROPIA.	39
FIGURA 5.10. PROPUESTA INICIAL DE DISTRIBUCIÓN DE PILOTES. ELABORACIÓN PROPIA.....	40
FIGURA 5.11. DIMENSIONES DE UN VEHÍCULO PESADO	41
FIGURA 5.12. SECCIÓN TRASVERSAL DE LA VIGA METÁLICA EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.	41
FIGURA 5.13. SECCIÓN TRASVERSAL DEL DIAFRAGMA EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.	42
FIGURA 5.14. VISTA EN PLANTA Y EN 3D DE LAS VIGAS Y EL DIAFRAGMA EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.....	42
FIGURA 5.15. SECCIÓN DE LA LOSA EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.	43
FIGURA 5.16 VISTA EN PLANTA Y EN 3D DE LAS VIGAS Y EL DIAFRAGMA EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.....	43
FIGURA 5.17. CUADRO DE DEFINICIÓN DE LAS CARGAS EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.....	44
FIGURA 5.18. CARGAS PUNTUALES EN EL DIAFRAGMA MEDIO DEBIDO A LOS 2 CAMIONES EN EL MOMENTO MÁS CRÍTICO EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.....	44
FIGURA 5.19. CARGAS DEL ASFALTO EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.....	45
FIGURA 5.20. CARGAS DEL ASFALTO EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.....	45

FIGURA 5.21. CARGA UNIFORME DE LAS BARANDAS EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.	46
FIGURA 5.22. CARGA UNIFORME DE LAS BARANDAS EN SAP2000. ELABORACIÓN PROPIA.	46
FIGURA 5.23. SECCIONES Y MEDIDAS DEL CAMIÓN.....	61
FIGURA 5.24. TÁNDEM DE DISEÑO	61
FIGURA 5.25. SOBRECARGA DISTRIBUIDA.....	62
FIGURA 5.26. HINCADO DE PILOTE (LÓPEZ, 2012).....	63
FIGURA 5.27. CARACTERÍSTICAS DE UN PILOTE CON PUNTA DE ACERO (LÓPEZ, 2012).	65
FIGURA 5.28. ETAPAS DE INSTALACIÓN DE UN PILOTE FRANKI (A) ENTUBACIÓN DEL PILOTE CON TAPÓN DE GRAVAS (B) COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LA ENTUBACIÓN (C) GOLPEO VERTICAL DEL CONCRETO CON CAÍDA DEL MARTILLO (D) PILOTE COMPLETO. (TOMLINSON & WOODWARD, 2007)	67
FIGURA 5.29. PROCESO DE INSTALACIÓN DE UN PILOTE CON ENTUBACIÓN RECUPERABLE. (MORENO, 2016).....	68
FIGURA 5.30. HERRAMIENTA DE PERFORACIÓN BASADA EN HÉLICES CON PUNTAS DE WIDIA, UTILIZADA PARA SUELOS DUROS (YÉPES, 2016).	69
FIGURA 5.31. PILOTES PERFORADOS MEDIANTE LODOS (LÓPEZ, 2012).	70
FIGURA 5.32. CENTRAL DE LODOS (YEPES, 2016).	70
FIGURA 5.33. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE PILOTES EXCAVADOS SIN ENTUBACIÓN. (YEPES, 2016)	71
FIGURA 5.34. INSTALACIÓN DE PILOTES CFA (LIU, ZHANG, & XI, 2017).	72
FIGURA 5.35. HÉLICE PARA EJECUCIÓN DE PILOTES (LÓPEZ, 2012).	73
FIGURA 5.36. EQUIPO ESPECIALIZADO EN EJECUTAR PILOTES CFA (HUDELMAIER, 2009).....	74
FIGURA 6.1. PROCESO DEL PROGRAMA FLAC	75
FIGURA 6.2. GEOMETRÍA DEL ESTRIBO.....	79
FIGURA 6.3. CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO ARMADO A UTILIZAR	79
FIGURA 6.4. REPRESENTACIÓN DE LOS ESTRATOS DEL ESTRIBO DERECHO.	80
FIGURA 6.5 REPRESENTACIÓN DE LOS ESTRATOS DEL ESTRIBO IZQUIERDO.	80
FIGURA 6.6. CARGA APLICADA EN EL ESTRIBO DE 420 kN/M.	82
FIGURA 6.7. INCLINACIÓN DEL SUELO ALEDAÑO.....	82
FIGURA 6.8. NIVEL FREÁTICO EN EL ESTRIBO DERECHO.....	83
FIGURA 6.9. NIVEL FREÁTICO EN EL ESTRIBO IZQUIERDO.....	83
FIGURA 6.10. ESTRIBO DERECHO CON SUS CARGAS APLICADAS.....	84
FIGURA 6.11. ESTRIBO IZQUIERDO CON SUS CARGAS APLICADAS.....	88

1 INTRODUCCIÓN

Perú, como todo país, busca mejorar sus ingresos y productividad para poder generar mayor crecimiento en su economía. Sin embargo, en muchos casos no se han tenido en cuenta las condiciones de seguridad necesarias para el diseño, construcción y funcionamiento u operación de la infraestructura considerando la vida útil del proyecto, por lo que el grado de exposición y de vulnerabilidad aumenta. Por otro lado, la planificación de los procesos de desarrollo territorial debido al crecimiento de la población, los bienes y los servicios en grandes concentraciones urbanas expuestas a fenómenos peligrosos, debería estar regida por normas claras y específicas. Estas normas deben estar condicionadas a las ofertas y restricciones que el territorio y sus dinámicas ofrecen.

Parte de este desarrollo territorial y social son la optimización a través de la construcción y de la integración de las distintas ciudades. Estas conexiones frecuentemente son generadas por la construcción de un puente. Este cumple un papel fundamental no solo para que peatones puedan movilizarse de un punto a otro, por encima de un terreno accidentado, sino también para la movilización de vehículos con diversos fines.

La presente tesis se refiere al diseño y determinación de los pilotes de una cimentación profunda más eficiente en puentes sobre suelos arenosos en la costa norte peruana mediante un modelo computarizado. Para desarrollar la tesis se utilizará el puente Canoas, ubicado en el departamento de Tumbes. Se pasará a modificar la propuesta del puente de tal manera que pueda soportar las cargas actuantes y las características del suelo. Para ello, se propondrá un diseño alternativo que, junto con los pilotes, será un proyecto óptimo en capacidades resistentes y en tiempo de construcción, evitando el incremento de costos.

En el último Niño Costero (2017) muchos puentes presentaron fallas. Esto se debe a la falta de mantenimiento y reforzamiento de ciertas estructuras, antiguas en su mayoría, las cuales han sufrido la modificación de sus cargas actuantes frente a las de diseño.

Igualmente, la falta de buenos estudios básicos, malas prácticas en obra y la falta de mantenimiento durante la vida útil de los puentes hechos en el Perú se han considerado como los principales causantes de sus derrumbes. Si bien es cierto, los huaicos, deslizamientos e inundaciones ocurridas en los últimos años en nuestro país han ocasionado el colapso de varios puentes. Estos se han estado afectando por los cambios climáticos y descargas extraordinarias de agua que han originado socavaciones en muchas de sus cimentaciones.

Además, se suma la nula inspección técnica que, junto a los desastres naturales, han aislado gran cantidad de urbanizaciones.

El departamento de Tumbes fue gravemente afectado por las fuertes lluvias producidas por el Fenómeno del Niño. Esto generó que la ciudad sufra graves inundaciones por un largo periodo de tiempo. En el caso de los puentes, se logró observar que el agua se acercó al nivel de rasante de la estructura, pudiendo ocasionar diversos problemas en ella y en el suelo aledaño. Gran número de estos puentes han presentado problemas estructurales, por lo que se han realizado diversos planes de reconstrucción de la ciudad. Por lo tanto, a continuación, se presentará el desarrollo de nuestra tesis donde buscaremos cumplir con el objetivo planteado y aportar de una manera innovadora mostrando una propuesta óptima que se pueda usar en puentes con condiciones similares.

2 ANTECEDENTES

Empezando por los terremotos de 1970, 1974 y 2007, siguiendo por los Fenómenos del Niño de 1983, 1998 y, el más reciente, del 2017, son indiscutibles los graves efectos que puedan llegar a tener los desastres sobre la población, la producción y la infraestructura de un país. El territorio peruano se encuentra en una zona frecuentemente afectada por este tipo de desastres, no solo generando enormes pérdidas económicas, sino también de vidas humanas. (Suárez, 2009)

Según los registros de la Comunidad Andina (conformada por Bolivia, Colombia, Ecuador y Perú) al 2009, Colombia y Perú tienen la mayor cantidad de población expuesta a amenaza sísmica alta, con 22,3 y 18,7 millones de personas, que representan el 52% y el 69% de la población total, respectivamente.

Asimismo, nos indica que al menos el 15% de la población de la Comunidad Andina está expuesta a inundaciones. El mayor volumen de población en estas condiciones también está en Colombia y Perú con más de cinco millones en cada país (más del 12% y 20% de los habitantes, respectivamente).

Entrando a detalle sobre el último fenómeno que sufrimos, el del Niño Costero, se tiene registrado 72,115 personas damnificadas, 567,551 personas afectadas, 62 muertos y 170 heridos.

Las lluvias continúan en varias zonas del país, las cuales han afectado varias comunidades, centros educativos, 132 km de carreteras y 227 puentes de acceso a las principales zonas, así como más de 22 mil hectáreas de agricultura.

Por este motivo, se debe dar la importancia requerida a este tipo de desastres, y que cada área empiece a tomar las medidas correctivas y mejoras continuas para poder contrarrestar, cada vez mejor, los efectos negativos producidos.

En este sentido, llegamos al planteamiento de nuestro problema debido al alto número de puentes caídos a lo largo de nuestro territorio, ocasionado por los eventos mencionados anteriormente. Tomando en cuenta que los cimientos son la base de toda estructura y deberían resistir las cargas y amenazas presentadas, se procedió al estudio, análisis, investigación y evaluación de diversos tipos de cimentación profunda en puentes.

Tabla 1. Importantes sismos en el norte del Perú desde 1970

FECHA	MAGNITUD	NOMBRE	EPICENTRO	ZONAS AFECTADAS	VÍCTIMAS Y DAÑOS MATERIALES
31 de mayo, 1970	7.9 Mw	Áncash de 1970	Océano Pacífico, frente a las costas del departamento de Áncash	Norte del Perú.	El más catastrófico ocurrido en el Perú, por la cantidad de víctimas. 100 000 muertos (25 000 desaparecidos); 358 000 heridos (157 245 hospitalizados); 3 000 000 damnificados. La ciudad de Yungay desaparece cubierta por un gigantesco aluvión. Destrucción de Huaraz y otras ciudades. Sentido desde Tumbes hasta Ica y desde la costa hasta Iquitos.
9 de diciembre, 1970	7.1 Mb	Noroeste del Perú de 1970	Cerca de Piura	Dptos. de Tumbes y Piura.	1167 + muertos (48 desaparecidos); 2500 heridos; Casi 300 000 damnificados.
20 de marzo, 1972	6.6 Mw	Juanjuí y Saposo de 1972	Juanjuí, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín	Nororiente del Perú.	40 muertos. 500 viviendas derrumbadas o semidestruidas. Licuación de arenas en Juanjuí y asentamientos en la carretera marginal. Derrumbe de cerros en Saposo. Sentido hasta Lambayeque.
29 de mayo, 1990	6.4 Mw	San Martín de 1990	En los límites de los dptos. de San Martín y Amazonas	Noreste amazónico del Perú	400 + muertos (135 desaparecidos); 2800 heridos; 500 000 damnificados.
4 de abril, 1991	6,9 Mw	Nororiente del Perú de 1991	En la Amazonía, departamento de San Martín.	Noreste del Perú	40 muertos; 800 heridos; 235 000 damnificados.
5 de abril, 1991	6.1 Mb	Nororiente del Perú (II)	Réplica. Ubicada en las cercanías del sismo anterior.	Noreste del Perú.	Se registran más daños materiales.
26 de febrero, 1996	7.5 Mw		Al Oeste del Perú	Dptos. de Lambayeque, La Libertad y Áncash	40 + muertos (17 desaparecidos); 200 heridos y 22 000 damnificados por tsunamis.
25 de septiembre, 2005	7,5 Mw	Lamas del 2005	90 km al NE de Moyobamba, dpto. de San Martín	Norte y parte del Centro del Perú.	10 muertos; 164 heridos; 12 600 damnificados. Daños más severos en Lamas, en el departamento de San Martín, limitando con el departamento de Loreto.
12 de agosto, 2010	7,1 Mw	Loja (Terremoto de Ecuador de 2010)	140 km al sureste de Quito, en Ecuador	Nororiente del Perú.	Corte del fluido eléctrico. Sin daños Materiales. Sentido fuerte y prolongado IV en Iquitos, Jaén, Piura, Tumbes, Moyobamba, Tarapoto. Grado III en Chiclayo y Trujillo.
16 de abril, 2016	7,4 ML (7,8 Mw)	Terremoto de Ecuador de 2016	436 km al norte de Tumbes (Ecuador)	Norte del Perú	Se sintió en los departamentos de Tumbes (III-IV), Piura (II-III), Cajamarca (III), Lambayeque (II), Amazonas (II-III) y Loreto (II) sin

(Fuente: Elaboración propia)

3 HIPÓTESIS

Se determina a los pilotes CFA como cimentación profunda del puente a trabajar en suelo arenoso mediante un modelo computarizado, los cuales tendrán un comportamiento óptimo en rendimiento.

3.1 Objetivo General

Determinar y diseñar el tipo de cimentación profunda con pilotes en puentes sobre suelos arenosos en Tumbes mediante un modelo computarizado.

3.1.1 Objetivos Específicos

- a. Presentar las características de un proyecto de puente previamente ejecutado sobre el cual se desarrollará el estudio.
- b. Proponer una alternativa de súper y subestructura del puente elegido.
- c. Determinar las cargas actuantes de la nueva superestructura, modelarla en SAP2000 y verificar que la sección cumpla para los esfuerzos presentados.
- d. Estudiar los comportamientos de diversos tipos de pilotes en suelos arenosos y determinar el óptimo en rendimiento para el proyecto.
- e. Definir el software a implementar para el análisis de la subestructura.
- f. Verificar la estabilidad de los estribos.
- g. Diseñar el sistema de pilotes.

3.1.2 Indicadores de logro

- a. Se presentan las características estructurales y dimensionales de un proyecto de puente previamente ejecutado sobre el cual se desarrollará el estudio.
- b. Se escoge una alternativa de súper y subestructura sobre puente elegido.
- c. Se determina las cargas actuantes de la nueva superestructura, se desarrolla en el SAP2000 y se verifica que la sección cumple para los esfuerzos presentados.
- d. Se desarrolla un cuadro comparativo sobre los diversos tipos de pilotes en suelos arenosos y determina el óptimo en rendimiento para el proyecto.
- e. Se define el software a implementar para el análisis de la subestructura luego de la explicación de diversos programas.

- f. Se verifica la estabilidad de los estribos mediante un software.
- g. Se diseña el sistema de pilotes por dos métodos diferentes.

3.1.3 Limitaciones

En la súper y subestructura, desarrollaremos el diseño del puente y de los estribos únicamente en programas computarizados. No se verificarán por métodos manuales, debido a que la tesis se enfoca en el diseño de los pilotes.

4 ESTADO DEL ARTE

4.1 Puentes

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía (Rodríguez, 2012).

Los puentes se pueden clasificar en 3:

- Acueductos: Soportan un canal o conductos de agua.
- Viaductos: Construidos sobre terreno seco o en un valle.
- Pasos elevados: Aquellos que cruzan autopistas y vías de tren.

Constan fundamentalmente de dos partes:

- a) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.
- b) La subestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

Figura 4.1. Elevación (Rodríguez, 2012)

Figura 4.2. Vista en planta de un puente (Rodríguez, 2012)

Figura 4.3. Sección transversal (Rodríguez, 2012)

4.1.1 Clasificación

A los puentes podemos clasificarlos:

a) Según su función:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios

b) Por los materiales de construcción

- Madera
- Mampostería
- Acero Estructural
- Sección Compuesta
- Concreto Armado
- Concreto Presforzado

c) Por el tipo de estructura

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples

- Cantilever (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Pontones (puentes flotantes permanentes)

4.1.2 Ubicación y Elección del tipo de Puente

Según Rodríguez (2012) los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- i. Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- ii. Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- iii. Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, subestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- iv. Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- v. En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

4.1.3 Estudios Básicos de Ingeniería para el Diseño de Puentes

a. Estudios topográficos

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.

b. Estudios de hidrología e hidráulica

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

c. Estudios geológicos y geotécnicos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

d. Estudios de riesgo sísmico

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

e. Estudios de impacto ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

f. Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la subestructura vial y la superestructura del puente.

g. Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

h. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

i. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente.

4.2 Pilotes

El pilote es un elemento constructivo utilizado como cimentación de obras, el cual tiene como función trasladar las cargas impuestas hasta un estrato del suelo que logre resistirlas. La transmisión de cargas se puede lograr por rozamiento del fuste con el terreno, apoyando la punta en capas más resistentes o por ambos métodos a la vez.

Figura 4.4. Cimentación profunda (Carson, 1965).

4.2.1 Historia

El origen de los pilotes está relacionado con las construcciones cerca a los lagos de Italia, Suiza, Francia, Escocia e Irlanda, que surgieron en Europa entre el 5000 y el 4000 a.C. (García Gamallo, 1997). Las técnicas que empleaban en esa época fueron evolucionando hasta el 1300 a.C. y, durante ese periodo, los pilotes eran utilizados como soportes de suelos levantados con respecto al terreno, y como elementos estructurales que en simultáneo formaban el cerramiento exterior de las construcciones y sostenían su techo.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor (Alva Hurtado, 2016).

En el Imperio Romano se utilizó frecuentemente el pilotaje ya que existen variadas evidencias arqueológicas y referencias históricas y bibliográficas que lo corroboran, además, según Ana García (1997), durante esta época los pilotes eran utilizados con las siguientes finalidades:

- Como sistema de cimentación de estructuras de madera, sobre todo de los puentes.
- Como técnica de mejora del terreno por compactación.
- Como recinto de retención o ataguía, para construir en seco cimentaciones bajo el agua.

Respecto a los avances en las técnicas empleadas presentaron un proceso de selección más exhaustivo en la madera para construir los pilotes, basados en el comportamiento que tenía cada madera en las distintas construcciones.

Por otro lado, en la Edad Media no se presentaron grandes avances en el rubro. Los pilotes se utilizaron, en su mayoría, para la mejora de terrenos blandos. En esta época se también limitó su uso a construcciones junto a ríos, lagos o al mar, por ejemplo, en las ciudades de Venecia y Ámsterdam.

Asimismo, a partir del renacimiento hasta la primera revolución industrial los pilotes fueron usados como sistema de cimentación. En su mayoría eran colocados bajo un emparrillado el cual cumple las mismas funciones que un encepado, es decir, mantiene la posición de los pilotes y genera un plano de apoyo horizontal y a nivel. Según Ana García Gamallo (1997), las principales mejoras presentadas en esta época fueron:

- El intento de definir las dimensiones de los pilotes y de fijar la separación a la que éstos debían ser colocados
- El afán de proteger con elementos metálicos las puntas y las cabezas de los pilotes.
- La pretensión de regular el procedimiento de hinca.
- La mejora gradual de la maquinaria de hinca.
- El desarrollo de nuevos dispositivos que faciliten la operación de los mismos.

Cabe resaltar que los pilotes se transformaron en un auténtico sistema de cimentación a finales del siglo XVII, donde se empieza a relacionar las dimensiones de los mismos con la calidad del terreno.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores (Alva Hurtado, 2016). Además, se empezaron a reemplazar el hincado de pilotes con la perforación de los mismos, gracias a la mejora tecnológica de las máquinas.

También se empezaron a utilizar pilotes de acero, sin embargo, estos sufrían graves problemas de corrosión, planteándose soluciones con capas de pinturas durables y resistentes.

Al empezar a considerar el alto costo de instalación de pilotes, surgió la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para brindar seguridad a la estructura. Entonces, se da inicio a especulaciones teóricas hasta poder determinar la carga admisible de los pilotes, esto gracias a la ejecución de pruebas de carga en pilotes de prueba.

Al día de hoy, se tienen diferentes métodos de diseño de pilotes gracias a los avances teóricos y tecnológicos. Entre los métodos empíricos más conocidos se cuentan los de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) y Meyerhof (1976), respecto a la formulación analítica se puede considerar lo propuesto por Terzaghi (1967).

Respecto a la ejecución de los mismos, existen equipos de ejecución de pilotes para poder hincarlos, perforarlos, colocar camisas recuperables, no recuperables, con lodos bentoníticos, entre otros.

Se debe considerar que, hoy en día, también existen otros métodos de transmisión de cargas, como el hincado de tablestacas, y existen otros métodos para el mejoramiento de suelos, como la aplicación de columnas de grava, vibrocompactación, soil mixing, jet grouting, entre otros.

4.2.2 Funciones y Usos de los Pilotes

El pilote es un elemento estructural que forma parte de la subestructura de la edificación, cuyas funciones principales son las siguientes:

- a) Transferir cargas de la superestructura y del resto de la subestructura a través de estratos débiles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión del pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta".
- b) Transferir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy

permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías.

c) En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa.

d) Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos.

Figura 4.5. Diversas condiciones de un pilote (Alva, 2016).

Cabe resaltar que los pilotes fallan por asentamiento (excesivo) o por rotura (de los elementos que la componen) por la carga aplicada.

4.2.3 Requisitos para el diseño de Pilotes

Los pilotes deberán ser diseñados para tener capacidad portante y resistencia estructural adecuadas, y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables.

El diseño de los pilotes estará basado en los siguientes aspectos:

- Estudios de suelos y geotecnia
- Estudios de hidrología e hidráulica
- Cargas actuantes
- Análisis sísmico

- Ensayos SPT
- Tipos de pilote

4.2.4 Tipos de Pilotes

Según el Manual de Puentes (2016), los pilotes se pueden dividir en tres clases: a) Pilotes hincados, los cuales se introducen en el terreno mediante golpes de martillo, son generalmente de concreto o metálicos. b) Pilotes in situ, para los cuales se perfora el terreno extrayendo el material con equipos adecuados hasta que la perforación alcance la longitud requerida del pilote, luego se pone la armadura en el pozo perforado y se vacía el concreto (in situ). c) Micropilotes.

a. Pilotes Hincados

Este tipo de pilotaje consiste en introducir elementos prefabricados de hormigón o secciones metálicas por medio de máquinas piloteadoras en el suelo.

Tales elementos son colocados de manera vertical sobre la superficie del terreno para luego ser “hincados” en el piso a base de golpes de “martinete”. Esto provoca su descenso, penetrando el terreno, hasta que se alcance la profundidad deseada.

Los pilotes prefabricados de concreto armado son diseñados para trabajar a compresión y los de concreto pretensado funcionan bien a tracción. Estos últimos sirven para tablestacas y cuando deben quedarse sumergidos bajo el agua.

b. Pilotes Vaciados In Situ

Se denomina “in situ” cuando el proceso constructivo consiste en perforar el suelo, colocar el acero como armadura interior y, finalmente, rellenar con concreto.

Se da el caso en el que el material presente en la zona de cimentación es un suelo friccionante, el cual tiene una estructura cohesiva frágil. Se pueden presentar desmoronamientos en el interior de las paredes de la perforación, debido a su cohesión frágil, por lo que se deben tomar acciones para evitar que esto suceda.

Según el tipo de vaciado, se pueden diferenciar en dos tipos de pilotes: los de extracción y los de desplazamiento. Un pilote de extracción se ejecuta extrayendo el terreno, mientras que el de desplazamiento se realiza compactándolo. Asimismo, en ambos casos se deben utilizar diferentes técnicas para asegurar la estabilidad de las paredes de excavación.

Basándonos en las Normas Tecnológicas de la Edificación, originarias de España, podemos clasificar a los pilotes in situ en diferentes tipos:

- **Pilote in situ de desplazamiento con punta de acero**

Usualmente aplicado como pilotaje de poca profundidad trabajando por punta, apoyado en roca o capas duras de terreno, después de atravesar capas blandas.

- **Pilote in situ de desplazamiento con tapón de gravas**

Usualmente aplicado como pilotaje trabajando por fuste en terrenos granulares de compacidad media o en terrenos con capas alternadas cohesivas y granulares de alguna consistencia.

- **Pilote in situ de extracción con entubación recuperable**

Usualmente aplicado como pilotaje de poca profundidad trabajando por punta, apoyado en roca. También como pilotaje trabajando por fuste en terreno cohesivo de consistencia firme, prácticamente homogéneo.

- **Pilote in situ de extracción con camisa perdida**

Usualmente aplicado como pilotaje trabajando por punta apoyado en roca con capas duras de terreno y siempre que se atraviesen capas de terreno no cohesivo fino en presencia de agua o exista flujo de agua y, en algunos casos, con capas de terreno cohesivo blando; cuando existan capas agresivas al hormigón fresco.

La camisa se utilizará para proteger un tramo de los pilotes expuestos a la acción de un terreno agresivo al hormigón fresco o a un flujo de agua. La longitud del tubo que constituye la camisa será tal que, suspendida desde la boca de la perforación, profundice dos diámetros por debajo de la capa peligrosa.

- **Pilote in situ perforado sin entubación con lodos tixotrópicos**

Usualmente aplicado como pilotaje trabajando por punta, apoyado en roca con capas duras de terreno. Cuando se atraviesen capas blandas que se mantengan sin desprendimientos por efecto de los lodos.

- **Pilote in situ excavado sin entubación**

Usualmente aplicado como pilotaje trabajando por punta, apoyado en capas de terreno cohesivo duro.

También como pilotaje trabajando por fuste en terreno cohesivo de consistencia firme, prácticamente homogénea o cohesiva de consistencia media en el que no se produzcan desprendimientos de las paredes.

- **Pilote in situ excavado y vaciado por tubo central de barrena (CFA)**

Usualmente aplicado como pilotaje trabajando por punta, apoyado en roca o capas duras de terreno.

También como pilotaje trabajando por fricción y punta en terrenos de compacidad o consistencia media, o en terrenos de capas alternadas cohesivos y granulares de alguna consistencia.

- c. Micropilotes**

El micropilote se caracteriza por su proceso de ejecución y su tamaño. Como principal ventaja, frente a los pilotes convencionales, es que los equipos necesarios para su ejecución son más ligeros y permiten trabajar en lugares donde las grandes máquinas no podrían. Además, los micropilotes son inyectados con concreto por medio de un tubo que inicia en la parte superior y va hasta el fondo.

4.2.5 Consideraciones para su uso

- a. Pilotes Hincados**

Según el Manual de Puentes (2016), este pilotaje será considerado en caso que las zapatas cimentadas sobre roca, suelo granular o cohesivo rígido sean costosas. Los pilotes hincados pueden ser usados como medio de protección de zapatas contra la socavación, licuefacción, donde exista un alto potencial de erosión. También en áreas reducidas en que no se pueda construir zapatas amplias, así mismo en terrenos contaminados con materiales que son perjudiciales para las cimentaciones poco profundas.

Los espaciamientos entre centros de pilotes serán no menores que 0.75 m ó 2.5 veces los diámetros o lados del pilote, el mayor entre los dos valores.

La distancia entre la cara de un pilote y el lado más cercano de la zapata será mayor que 0.225 m

Los pilotes deberán estar 0.30 m dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado en el pilote durante el hincado.

La profundidad de hincado será determinada en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados, tanto del pilote como de los materiales del subsuelo. En general, a menos que en las operaciones de hincado se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:

3 metros, en suelos cohesivos rígidos y granulares compactos.

6 metros, en suelos cohesivos blandos y granulares sueltos

b. Pilotes Vaciados In Situ

Los pilotes de concreto se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en el Artículo 2.8.2.1.1.2 del Manual de Puentes (10.7.1.2. AASHTO). La armadura de anclaje deberá consistir en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera (dowels).

Los pilotes que atraviesan agua o aire se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo del nivel del terreno. La estabilidad se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para elementos comprimidos usando una longitud de pilote equivalente igual a la longitud sin apoyo lateral, más una longitud embebida hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado.

Por otro lado, las camisas para los pilotes de concreto vaciados in situ deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener la forma y no evidenciar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si los hubiere. La documentación técnica deberá estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el Ingeniero antes de proceder al hincado.

En general, se debería evitar construir pilotes en orificios perforados en el caso de suelos sueltos, propensos a derrumbes debido a su baja fricción interna, si hay grandes piedras o si se anticipa que habrá un nivel freático no controlable. Los métodos constructivos especiales requeridos en estos casos aumentan tanto el costo como la probabilidad de defectos en los pilotes.

c. Micropilotes

A causa de su tamaño, los micropilotes pueden ser instalados en espacios más reducidos que los pilotes regulares. Sin embargo, las menores dimensiones ocasionan que éstos posean menor capacidad de carga. Por ello, la capacidad de carga requerida en una situación será de las principales condiciones para su uso.

Otra consideración será la profundidad en la que se encuentran los estratos resistentes a la carga a aplicar. En caso ésta sea muy profunda, tendrán que utilizarse pilotes hincados o in situ debido a que la extensión de un micropilote puede ocasionar fallas por pandeo. Por último, se puede dar la posibilidad de que la máquina perforadora no tenga la suficiente fuerza para ejecutar la perforación.

*Figura 4.6. Longitud y cargas máximas habituales de distintos tipos de pilotes (valores de proyecto).
También son usuales cargas y longitudes mayores (Carson, 1965).*

4.2.6 Capacidad de Carga de Pilotes

El primer paso en el diseño de pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales. Existen diversos procedimientos de diseño, los más sencillos serán presentados en este acápite. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote. Algunos comentarios sobre dicha determinación serán indicados.

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. Se presentarán los casos donde puede ocurrir fricción negativa y un método para estimar la máxima fuerza impuesta por la fricción negativa.

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.

Figura 4.7. Casos donde pueden necesitarse pilotes (Alva, 2016).

a. Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Cohesivo

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta. En arcillas la resistencia por fricción es mucho mayor que la resistencia por punta. Luego:

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

La resistencia por fricción lateral en un pilote está dada por:

$$Q_s = \alpha c A_s$$

Donde:

A_s = superficial lateral empotrada del pilote.

c = resistencia cortante no-drenada promedio de la arcilla a lo largo de los lados del pilote.

α = factor de adhesión.

Se ha encontrado que el valor de α puede variar significativamente, por lo que es difícil asignarle un valor. Para pilotes hincados se emplean los valores propuestos por Nordlund (1963) y para pilotes excavados se utilizan los valores de Tomlinson (1975).

La resistencia por punta se obtiene de la ecuación de Meyerhof (1953) para la capacidad portante de suelos cohesivos.

$$Q_b = c N_c A_b$$

b. Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Granular

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia por punta. En suelos granulares la resistencia por punta es generalmente mayor que la resistencia por fricción lateral, luego:

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

La fricción lateral f a la profundidad z está dada por:

$$f = K_s p_d \tan \delta$$

Donde:

K_s = coeficiente lateral de tierra, la relación de la presión lateral a vertical en los lados del pilote.

p_d = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad z .

δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.

Para un pilote rodeado por suelo granular entre las profundidades z_1 y z_2 , la resistencia por fricción lateral es $Q_s = \frac{1}{2} K_s \gamma (z_1 + z_2) \tan \delta A_s$ donde A_s es el área empotrada de z_1 a z_2 .

Si el pilote está parcialmente sumergido, las contribuciones por encima y por debajo del nivel freático deben calcularse separadamente. Los valores de K_s y δ presentados por Broms (1966) se presentan en la Tabla 2. Estos valores son válidos hasta un valor de fricción lateral f de 110 KN/m², que es el valor máximo que puede ser usado para pilotes de sección constante.

En el cálculo de la resistencia por punta, el tercer término de la ecuación de Meyerhof (relacionado a la fricción en la base) es relativamente pequeño para pilotes largos y esbeltos, por lo que usualmente se ignora. Luego, la resistencia en la base es:

$$Q_b = p_b (N_q - 1) A_b$$

Donde

p_b = esfuerzo efectivo de sobrecarga en la base del pilote.

A_b = área de la base del pilote.

Los valores de ϕ se obtienen de los resultados del ensayo de penetración estándar (sin aplicar correcciones por profundidad, nivel freático o contenido de limo). Los valores de N_q de Meyerhof tienden a ser extremadamente altos para cimentaciones por pilotes, cuando se comparan con fallas reales.

Material del Pilote	δ	Ks	
		Densidad relativa baja	Densidad relativa alta
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4 ϕ	1.0	2.0
Madera	2/3 ϕ	1.5	4.0

Tabla 2. Valores de Ks y δ . Elaboración propia

c. 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. La capacidad de carga admisible se toma como la menor de:

$$\frac{Q_s + Q_b}{2.5} \text{ y } \frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_b}{3.0}$$

donde Q_s y Q_b son las cargas últimas por fricción y por punta respectivamente. El valor de Q_s en la primera ecuación se basa en factores que utilizan valores promedio de resistencia cortante, mientras que en la segunda ecuación se emplean 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.

Para un grupo de pilotes debe verificarse la capacidad portante del grupo como un todo.

4.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS (Unified Soil Classification System (USCS)) es un sistema de clasificación de suelos usado para describir las características de un suelo, tales como su textura y tamaño. Se representa mediante un símbolo con dos letras y puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar.

Previo a realizar esta clasificación, es necesario determinar la granulometría del suelo mediante tamizado u otros. También se le conoce como clasificación modificada de Casagrade.

Tabla 3. Determinación de símbolos según características del suelo

Primera y/o segunda letra		Segunda letra	
Símbolo	Definición	Letra	Definición
G	grava	P	pobrementemente graduado (tamaño de partícula uniforme)
S	arena	W	bien graduado (tamaños de partícula diversos)
M	limo	H	alta plasticidad
C	arcilla	L	baja plasticidad
O	orgánico		

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 4. Propiedades de los grupos de suelos.

Denominaciones típicas de los grupos de suelos	Símbolo del grupo	PROPIEDADES MÁS IMPORTANTES			
		Permeabilidad en estado compactado	Resistencia al corte en estado compacto y saturado excelente	Compresibilidad en estado compacto y saturado	Facilidad de tratamiento en obra
Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arenas con pocos finos o sin ellos.	G W	Permeable	Excelente	Despresiable	Excelente
Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.	G P	Muy permeable	Buena	Despresiable	Buena
Gravas limosas mal graduadas mezclas de gravas, arena y limo.	G M	Semipermeable a impermeable	Buena	Despresiable	Buena
Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de gravas, arena y arcilla.	G S	Impermeable	Buena a regular	Muy baja	Buena
Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.	S W	Permeable	Excelente	Despresiable	Excelente
Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.	S P	Permeable	Buena	Muy baja	Regular
Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas.	S M	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Regular
Arenas arcillosas, mezclas de arena y limo mal graduadas.	S C	Impermeable	Buena a regular	Baja	Buena
Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas arcillosas o limosas con ligera plasticidad.	M L	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Regular
Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras.	C L	Impermeable	Regular	Media	Buena a Regular
Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	O L	Semipermeable a impermeable	Deficiente	Media	Regular
Limos inorgánicos, suelos finos arenosos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.	M H	Semipermeable a impermeable	Regular a deficiente	Elevada	Deficiente
Arcillas inorgánicas de elevada plasticidad, arcillas grasas.	C H	Impermeable	Deficiente	Elevada	Deficiente
Arcillas orgánicas de plasticidad media alta.	O H	Impermeable	Deficiente	Elevada	Deficiente
Turba y otros suelos inorgánicos.	Pt	-	-	-	-

(Fuente: Elaboración propia)

5 PROYECTO DE INGENIERIA

Para poder sustentar nuestro diseño, es necesario aplicar nuestra propuesta de cimentación en un terreno real. Para esto, presentaremos una alternativa de superestructura y de cimentación del puente Canoas, ubicado en el distrito de Canoas de Punta Sal, en la provincia de Contralmirante Villar, departamento de Tumbes, en el norte del Perú.

5.1 Estudios Básicos

A continuación, presentaremos los estudios básicos necesarios para proceder con el diseño del proyecto de puente. Esta información nos permitirá definir las dificultades y facilidades características de la zona, y así poder realizar una mejor toma de decisiones a favor de nuestra propuesta.

5.1.1 Clima

El clima de Canoas es subtropical, con un promedio de temperatura de 27°C y un máximo de 42°C entre los meses de diciembre y abril, y de 23°C y un mínimo de 12°C entre junio y noviembre. Se caracteriza por ser muy seco, con precipitación media anual alrededor de 200mm

Asimismo, la humedad relativa se mantiene entre 70 y 80% durante todo el año.

5.1.2 Topografía

El departamento de Tumbes se caracteriza por tener un relieve plano en su mayoría, caracterizado por playas, manglares y bosques secos. La zona más accidentada se encuentra en la Cordillera de los Amotapes, sin embargo, solo se presentan colinas suaves.

Respecto a Canoas, su relieve topográfico posee áreas de pendientes suaves, teniendo variaciones de terreno entre los 0 y 200 metros sobre el nivel del mar en toda su extensión.

Figura 5.1. Plano topográfico de la zona, mostrándose curvas de nivel cada 10m. Elaboración propia.

5.1.3 Suelo y Geotecnia

El presente capítulo buscará exponer las condiciones naturales del terreno de la zona del Puente Canoas. Además, mediante perforaciones y la geofísica se logró obtener la caracterización físico-mecánica de los materiales donde se ubicó dicho proyecto. Por otro lado, la interpretación sísmica a futuro para el estudio y la aplicación al diseño del puente se basa a partir de datos sísmicos del pasado de la región.

Sobre las características litológicas, la zona está conformada por depósitos aluviales y fluviales que cubren las rocas sedimentarias de la zona Máncora. En adición, el puente aplicado está en la parte inferior de la quebrada Canoas a 140 m aproximadamente del mar y presenta un cauce inestable, ya que su cauce normal ha disminuido un 25 %.

Con respecto a la geodinámica externa, las condiciones climáticas corresponden a la aridez acentuada, evidenciada por la muy escasa vegetación. Para ello, los fenómenos de geodinámica externos se caracterizarían por ser “cautivos”, ya que solo están relacionados con la fuerte desintegración física de las rocas y suelos, y que de por sí no forma parte de un peligro inmediato. No obstante, este fenómeno mecánico de las rocas por la temperatura en su mayoría produce las condiciones apropiadas para que otros factores climáticos produzcan eventos en vez de peligros. Además, estos eventos podrían convertirse en fenómenos de geodinámica externa relacionados con las lluvias excesivas causadas por el Fenómeno del

Niño. Estos fenómenos son las inundaciones fluviales, inundaciones marinas y taludes inestables.

Por otro lado, la geodinámica interna de la zona del puente Canoas presenta distintos fenómenos. Primero se encuentra la sismicidad regional donde la costa norte peruana ha sido afectada en unas ocasiones con magnitudes catastróficas donde ha generado desastres e innumerables pérdidas humanas. Según el Instituto Geofísico del Perú y otras instituciones de la misma especialización, la zona en trabajo ha sufrido 7 sismos importantes en donde el último fue el de 1970 en el departamento de Tumbes. Segundo, la actividad neo tectónica, donde la estadística contemporánea nos indica que en la región norte peruano se encuentra este tipo de fallas y que podría ser base para que se realice una liberación de energía sísmica nuevamente en la zona.

a. Ensayos SPT

Los ensayos de penetración estándar se realizaron en suelos finos, granulares finos con contenido de grava de 5 %. Se realizaron diez pruebas que se representarán en la siguiente tabla.

Tabla 5. Ensayos SPT

SONDAJE	TRAMO (m)	SUCS	N	PENETRACION (cm)	CONSISTENCIA Y/O DENSIDAD RELATIVA
ESTRIBO DERECHO	6.00 – 6.45	CL	9	45.00	Dura
	8.00 – 8.45	CH	7	45.00	Media
	10.40 – 10.85	CL	9	45.00	Dura
	12.35 – 12.80	CH	10	45.00	Dura
	14.30 – 14.75	CL	11	45.00	Dura
	16.25 – 16.70	CL	15	30.00	Muy Dura
	19.10 – 19.55	SC	36	30.00	Densa
ESTRIBO IZQUIERDO	9.70 – 10.55	CL	6	45.00	Media
	14.20 – 14.65	ML	10	45.00	Dura
	16.25 – 16.70	SM	10	45.00	Media

(Fuente: Estudios Geotécnicos y Geológicos del Puente Canoas)

b. Muestreos con Tubo Shelby

En los trabajos de perforación se realizaron tres muestreos con tubo de pared delgada tipo Shelby para recuperar muestras inalteradas de las perforaciones en suelos blandos, y así se representa en la tabla a continuación.

Tabla 6. Muestreo con Tubos Shelby

SONDAJE	TRAMO (m)	SUCS	PERFORADO (m)	RECUPERADO (m)	TIEMPO (min)	PRESION HIDRAULICA	
						BAR	PSI
ESTRIBO DERECHO	8.45-8.90	CL	0.45	0.45	1'20"	450	32
ESTRIBO IZQUIERDO	12.15-12.60	ML	0.45	0.45	2'33"	450	35
	18.70-19.15	CL	0.45	0.40	1'40"	470	34

(Fuente: Estudios Geotécnicos y Geológicos del Puente Canoas)

c. Parámetros a considerar

- El cauce y la zona de ubicación de los estribos están conformado por capas con una secuencia y de forma lenticular de arenas limosas, arenas gravosas, gravas limosas, limos arenosos, con escasos porcentajes de cantos rodados y bolones, de suelos arcillosos y semis sueltas de los suelos arenosos bajo un nivel freático. Además, posee un buen porcentaje de materia orgánica en descomposición y sulfatos. En síntesis: suelos tipo CL, SM, SP-SM, SC y GM.
- Parámetros estimados del suelo de cimentación: densidad de 1.300 gr/cm³, una cohesión de 0.2 Kg/cm² y un ángulo de fricción de 25° a partir de ensayos realizados.
- La profundidad de cimentación recomendable para ambos estribos, es de 27.00 m (longitud de pilotes), la cual se alcanzará con pilotes excavados de 1.00 m. de diámetro con respecto al nivel inferior del cauce actual.
- La capacidad de carga admisible estimada para cada pilote a 25.5 m de profundidad es de 100.97 Ton, mayor que la actuante que es de 100 Ton, se empleará 10 pilotes por estribo.
- Los asentamientos esperados en los suelos de cimentación, en base a los pilotes es, como máximo, 36.5 mm.
- Los parámetros sísmicos estimados para ambos estribos son:

Factor de zona (g)	(Z)	=	0.4
Tipo de suelo		=	S2
Factor de suelo	(S)	=	1.2
Periodo predominante	(Tp)	=	0.6
de vibración del suelo			

- Teniendo en cuenta las condiciones naturales superficiales de la quebrada Canoas, la naturaleza del subsuelo, la hidrología e hidráulica en situaciones de máxima pluviosidad, así como el análisis estructural del puente a diseñar, se ha concebido que la cimentación para los estribos sea con pilotes excavados de 27.00 m. de profundidad. (HBO Consultores, 2013)
- El estudio probabilístico de peligro sísmico ha considerado las fuentes sismogénicas como áreas. Para el sismo de diseño se ha considerado un período de retorno de 1000 años, que corresponde a estructuras con una vida útil de 100 años y se ha determinado las siguientes aceleraciones máximas siguientes: (HBO Consultores, 2013).

Lugar: Puente Canoas (Tumbes)

Aceleración: 0.40g

En la localidad en estudio la aceleración máxima del sismo de diseño será para 5000 años:

Lugar: Puente Canoas (Tumbes)

Aceleración: 0.50g

- El especialista estructural puede considerar un valor superior o inferior de la aceleración sísmica, según sea su criterio. En caso de utilizarse en el diseño de taludes y obras de retención el método pseudo estático, se recomienda el valor de $\alpha = 0.20g$. (HBO Consultores, 2013)

Por último, todos los parámetros, ensayos y recomendaciones presentados en esta síntesis del informe geológico y geotécnico nos ayudarán para comenzar con el pre dimensionamiento de nuestra estructura. Además, con todo ello podremos realizar cálculos

de resistencias y cargas para comparar con nuestro diseño y mostrar la optimización del mismo.

5.1.4 Hidrología e Hidráulica

En el presente estudio hidrológico e hidráulico se detallan y desarrollan los parámetros a tomar en cuenta para poder ser diseñado. En primer lugar, el clima de la zona manda árido con deficiencia de lluvias en cualquiera de las estaciones, húmedo y por último semi cálido.

Por otra parte, se sabe que el cauce más cercano del puente a estudio presenta un suelo arcilloso y aguas arriba presencia de sales. Esto supone que existe una napa freática marina y que por percolación puede ascender a la superficie. Además, no se observa problemas de socavación en los estribos. Sin embargo, en el lado izquierdo cerca al puente se distingue erosión a 1.5 m de altura por lo que se protegerá con enrocado.

a. Delimitación de la Cuenca Canoas

Para obtener todos los parámetros geomorfológicos es primordial delimitar la cuenca. En la Figura 5.2 se puede observar la delimitación realizada en el estudio donde encierra la cuenca que reúne el agua que pasará debajo del puente y culminará en el océano. Según realizando la propuesta de Horton (1945) sobre la bifurcación de las redes de drenaje y el método de identificar el orden de la cuenca, aquella presentada en la siguiente imagen es 4.

Figura 5.2. Delimitación de la cuenca Canoas (Metrics, 2011).

5.1.5 Parámetros Obtenidos del Estudio

- El período de retorno para establecer la sección hidráulica del puente Canoas, se ha obtenido en base al criterio de fijación del riesgo admisible (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Setiembre 2009; el valor del factor de 25%) y en función a la vida útil de la obra (50 años), obteniéndose un tiempo de retorno equivalente a 174 años.
- El caudal de diseño para la determinación de la sección hidráulica, se ha obtenido mediante el Método del Hidrograma Triangular igual a $Q_{174} = 289.7 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- Se ha considerado y calculado el transporte de sedimentos, lo cual fue determinado en función del Caudal líquido determinado y la pendiente del cauce, obteniéndose un $Q_s = 1.33 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- El caudal de diseño se determinó de la suma del Caudal líquido más el caudal sólido, obteniéndose un $Q_d = 289.7 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- La cota máxima que alcanza la superficie de agua en la sección del puente Canoas, para el caudal de diseño $Q_{174} = 289.7 \text{ m}^3/\text{seg}$, es 3.88 msnm que corresponde al NAME. Asimismo, se deberá considerar como borde libre mínimo 2.0m por encima de este valor, para asegurar el pase de los elementos flotantes que pueda transportar la corriente.
- El caudal de diseño para la estimación de la profundidad de socavación se ha obtenido mediante el Método del Hidrograma Triangular igual a $Q_{500} = 382.8 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- La socavación general se ha obtenido mediante el Método de Lischtván Lebediev, que de acuerdo a las características de la granulometría del lecho, se considera como suelo cohesivo, obteniendo como resultado 1.6m, considerándose como altura de socavación general de 2.0m por debajo del fondo de cauce.
- La socavación local en los estribos se ha obtenido mediante el Método de Froehlich, dando como resultado 6.3 m por debajo del fondo de cauce.
- La socavación potencial total en la zona de los apoyos del puente, resultado de la suma de la socavación general y socavación local en estribos, es 8.3m por debajo del fondo del cauce, recomendándose como altura de socavación 8.5m.
- La topografía del cauce para la zona aguas arriba de la ubicación del puente, determina un ancho del curso principal variable entre 50m a 80m (en una longitud de 100 m).

- El puente Canoas está a 160m del litoral del mar y de acuerdo al nivel de mareas se tiene un área inundable de agua de mar de 200m aguas arriba del puente proyectado cruzándola a una cota de 2.67 msnm de lámina de agua.
- La cota del nivel máximo de avenidas es de 3.88 msnm, siendo mayor en 1.21m del nivel de mareas en la ubicación del puente proyectado.

5.1.6 Parámetros a Considerar

- Se deberá considerar para las obras en concreto, el cemento tipo V para el diseño de mezcla, con respecto a los trabajos de cimentación se debe tomar en cuenta la saturación y presencia de sales en los suelos.
- De acuerdo a los resultados del modelamiento hidráulico, las velocidades de flujo son menores a 4 m/seg., por lo que se propone como solución de defensas ribereñas a través de muros suelo reforzado y como medida de prevención a los factores antrópicos, se está considerando revestimiento de los muros con mortero ($e = 0.05m$).
- Se recomienda efectuar los trabajos durante los meses de mayo a octubre, siendo éstos los meses de estiaje en el área evaluada.
- Se recomienda el mantenimiento periódico obligatorio y oportuno de las obras de drenaje, el mismo que debe ejecutarse al menos dos veces al año, en especial labores de limpieza de cauce de la quebrada, con el fin de garantizar el adecuado funcionamiento y evitar que el material de arrastre que pueda acumularse, ocasione modificaciones en el curso del agua provocando la erosión y desestabilización de las estructuras.
- Como las precipitaciones pluviales son mayores entre los meses de Enero a Marzo, se recomienda que la explotación de cantera se efectúe entre los meses de mayo a octubre.

Figura 5.3. Ubicación del nivel de fondo de cauce (ubicación del puente), nivel de mareas, nivel máximo de aguas de la quebrada Canoas. Fuente: Estudio Hidráulico e Hidrológico del Puente Canoas

5.2 Características del Proyecto Canoas (2013)

El puente Canoas está ubicado en la Ruta Nacional PE-1N, aproximadamente en la progresiva 1227+260, en el Departamento de Tumbes, Provincia de Contralmirante Villar, Distrito de Canoas de Punta Sal.

Tabla 7. Coordenadas puente Canoas

LATITUD	LONGITUD
-3.914070	-80.886743

(Fuente: Elaboración propia)

Su accesibilidad se da por la Carretera Panamericana y a partir de la ciudad de Sullana se tiene un tiempo aproximado de 3 horas en camioneta.

Como lo es para toda la región noroeste de nuestro territorio, la Carretera Panamericana Norte corre en dirección genérica SE-NW, enlazando ciudades importantes y cruzando áreas agrícolas y desérticas, propias del ambiente geográfico climático de esta parte del país.

Entre Piura y Tumbes, la Carretera Panamericana atraviesa una importante área desértica conocida como “Los Tablazos” donde fisiográficamente existen numerosas quebradas que atraviesan el eje de la carretera en dirección este-oeste.

Estas quebradas, presentan de poco a moderado relevamiento topográfico, tiene actividad dinámica muy baja a casi nula en las estaciones anuales de lluvias, pero se incrementan exponencialmente cuando hay periodos extraordinarios de lluvias, consecuencia de fenómenos de El Niño que, para esta parte del territorio, se presentan con periodicidad.

Desde el punto de vista vial, la Carretera Panamericana, en este segmento Piura-Tumbes, ha cruzado a estas quebradas con un sistema de alcantarillas (en la mayoría de los casos) y puentes, habiendo colapsado las primeras por caudales extraordinarios de aguas provenientes de los fenómenos de “El Niño” de los años 1982 y 1997-98, habiendo sido el primero el más intenso.

Este puente físicamente consta de 2 carriles de 3.6 m cada uno. Además, posee 2 bermas a los lados de 60 cm y 2 veredas de 90 cm. Este puente posee una estructura metálica que engancha toda la estructura; y como es una sola pieza, las dimensiones de las bermas y veredas deben ser ajustadas dejando de lado la norma para así encajar en la estructura metálica.

Figura 5.4. Actual puente Canoas, diseñado con reticulados metálicos. Adaptado de Google Earth. Fuente: elaboración propia

5.3 Características de la Propuesta de Aplicación

Se trabajará con el puente Canoas ubicado en Tumbes, proponiendo un diseño alternativo y óptimo para soportar todas las cargas y anomalías del suelo. El puente tendrá 50 m de luz y un ancho de 12 m distribuidas en 2 veredas, 2 bermas y 2 carriles. Por un lado, se presenta la superestructura donde se utilizará una losa maciza de 20 cm de peralte. Además de ello, se va a utilizar 5 vigas metálicas a lo largo de los 50 m del puente. Por otro lado, se encuentra la subestructura donde se modelará con un encepado de pilotes que soportará todas las cargas.

El pre dimensionamiento se llevará a cabo basado en el Manual de Puentes y de otros proyectos para obtener nuestras dimensiones. A continuación, se desarrollará el dimensionamiento de la súper y de la subestructura del Puente Canoas.

5.3.1 Superestructura

En la superestructura, nos basamos en el Manual de Puentes para pre dimensionar el puente. En primer lugar, se toma en cuenta la luz del puente que es 50 m con un ancho total de 12 m debido a lo siguiente: 7.20 m por dos carriles (uno de ida y uno de vuelta), 2 bermas laterales de 1.20 m de ancho cada una y finalmente 2 veredas de 1.20 m cada una. En segundo lugar, se emplearán 5 vigas metálicas a lo largo de todo el puente con una altura de 2.30 m obtenido de una relación de alturas respecto a puentes de mismas condiciones con diferente luz. En tercer lugar, se aplicará una losa maciza de 20 cm de espesor.

Por otro lado, se utilizarán barandas de 1.20 m de altura por lo cual es aceptable ya que el mínimo es 1.1 m según el Manual de Puentes. Además, se colocarán 3 tubos de 4 pulgadas a lo largo de cada vereda para disminuir la cantidad de concreto. Asimismo, estas tendrán una pendiente de 1% con caída hacia el sistema de drenaje. Por ello, se utilizará aquel sistema en la berma con tuberías de 3 pulgadas: 2 tubos a 2.5 m de los extremos del puente, y las interiores a cada 5 m. Por último, el asfalto tendrá un espesor de 5 cm sobre la losa en la calzada y la berma.

Figura 5.5. Sección Transversal de propuesta de puente. Elaboración propia.

Figura 5.6. Detalles de vigas de acero. Elaboración propia.

5.3.2 Subestructura

Después de pre dimensionar la superestructura, se continúa con la parte inferior. Por esto, el estribo de concreto armado, que se ve en la siguiente figura, fue pre dimensionado según el peralte de la viga y de la losa.

El estribo esta dimensionado con un Muro Frontal de 11.80 m de altura, base superior de 1.00 m y base inferior de 2.00 m. Además, posee una aleta de 2.70 m de altura y 0.35 m de ancho. Por último, el estribo presenta una cimentación de 9.50 m de base por 1.50 m de altura.

Para evitar el choque y fricción entre a viga metálica y el concreto del estribo se va a colocar 5 planchas de neopreno en cada estribo de 0.45x0.45 m² y de 8.8 cm de espesor.

Figura 5.7. Dimensionamiento del Estribo. Elaboración propia.

$$h_v = h(\text{viga}) + h(\text{losa}) + h(\text{neopreno})$$

$$h_v = 2.302 + 0.2 + 0.085 = 2.587m$$

Al culminar con el estribo, procedemos al dibujo y pre dimensionamiento de los pilotes de acuerdo al estudio geotécnico. En el estudio se determina que se diseñará el encepado con 10 pilotes de 1 m de diámetro y 27 m de longitud. Se plantea 2 tipos de distribución de los pilotes donde en la segunda propuesta el número de pilotes aumenta a 12, que se verá en la figura a continuación.

Figura 5.8. Perfil al Eje, incluidos estudios hidráulicos e hidrológicos. Elaboración propia.

Figura 5.9. Estribo derecho. Elaboración propia.

Distribución 1

Distribución 2

Figura 5.10. Propuesta inicial de distribución de pilotes. Elaboración propia.

5.4 Cargas Actuantes en la Superestructura

Para el análisis de nuestro puente, no solo necesitamos las dimensiones y tipo de materiales del mismo, sino también las cargas actuantes. Estas cargas se dividen en cargas vivas y muertas. Además de ello, con esas cargas que actúan en el puente y que a través de las vigas metálicas se transmiten al estribo. Al hallar esa reacción del estribo será la carga actuante hacia los pilotes para así obtener la resistencia de nuestra subestructura. Por lo tanto, comenzaremos determinando las cargas actuantes en la superestructura.

Como carga muerta, las vigas metálicas estarán sometidas a esfuerzos debido a su propio peso. Así como su propio peso, también actuarán la carga por el peso de la losa, del diafragma y del asfalto. Adicionalmente, una carga distribuida que actúan en las vigas de los extremos debido a las barandas y las veredas.

Por otro lado, en la superestructura actúan cargas vivas puntuales ubicando 2 camiones en el medio. Ya que, para determinar la deflexión máxima de cada viga, esa ubicación de los camiones es la más crítica. Sin embargo, no sucede lo mismo con los estribos. Esto se debe a que el momento más crítico de un estribo es cuando los camiones están cercanos a un apoyo. Por último, cada camión está ubicado en cada carril con sentido opuesto. Las cargas se distribuyen de la siguiente manera:

Figura 5.11. Dimensiones de un vehículo pesado

5.4.1 Verificación de la Capacidad Resistente

Para un correcto análisis de la subestructura, es necesario que nuestra superestructura sea verificada y cumpla los requerimientos mínimos de desplazamiento de este sector.

Para la verificación de la superestructura, se ha utilizado el programa de computadora SAP2000.

5.4.2 Modelación con SAP2000 de la Sección Compuesta

Para la parte inicial de la modelación, definimos las secciones de la viga metálica y del diafragma de acero.

Figura 5.12. Sección transversal de la viga metálica en SAP2000. Elaboración propia.

Figura 5.13. Sección transversal del diafragma en SAP2000. Elaboración propia.

Luego de ello procedemos a dibujar las vigas a una separación de 2.40m y los diafragmas a cada 12.5m partiendo de un extremo de la viga.

Figura 5.14. Vista en planta y en 3D de las vigas y el diafragma en SAP2000. Elaboración propia.

Por otro lado, definiremos la losa maciza de 20 cm de peralte apoyada en las vigas.

Figura 5.15. Sección de la Losa en SAP2000. Elaboración propia.

Figura 5.16 Vista en planta y en 3D de las vigas y el diafragma en SAP2000. Elaboración propia.

Luego de ello definimos las cargas que se van a usar para la superestructura ya explicadas en el capítulo anterior, así como las cargas del camión, del asfalto y de las barandas.

Figura 5.17. Cuadro de definición de las cargas en SAP2000. Elaboración propia.

Cargas puntuales en el diafragma medio debido a los 2 camiones en el momento más crítico. Esto resulta colocar 5 cargas de 11.2 toneladas:

Figura 5.18. Cargas puntuales en el diafragma medio debido a los 2 camiones en el momento más crítico en SAP2000. Elaboración propia.

Carga del asfalto del asfalto que como dato, por el tipo de material, es de 0.11 ton/m².

Figura 5.19. Cargas del asfalto en SAP2000. Elaboración propia.

Figura 5.20. Cargas del asfalto en SAP2000. Elaboración propia.

Carga uniforme de las barandas en las 2 vigas del extremo que como dato como baranda estándar, es de 0.025 ton/m.

Figura 5.21. Carga uniforme de las barandas en SAP2000. Elaboración propia.

Figura 5.22. Carga uniforme de las barandas en SAP2000. Elaboración propia.

Finalmente, al aplicar todas las cargas y teniendo el modelo matemático correctamente dibujado, se procede a correr el modelo. Así, podremos obtener los resultados de los momentos y deflexiones máximas de las vigas. Además de ello, obtener el comportamiento de los diafragmas a las cargas. Por más que estos últimos resistan las fuerzas laterales como las cargas de sismo, también sufren deformaciones mínimas por las cargas.

1ra Viga

2da Viga

3ra Viga

4ta Viga

5ta Viga

Deflexiones causadas por cada tipo de carga:

	DEFLEXIONES (cm)				
	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5
PP (LOSA, VIGA Y DIAFRAGMA)	6.64	6.73	6.77	6.73	6.64
ASFALTO (t=5cm)	0.95	0.97	0.98	0.97	0.95
VEREDA	0.93	0.83	0.79	0.83	0.93
2 BARANDAS	0.05	0.04	0.04	0.04	0.05
2 CAMIONES	1.65	1.84	1.98	2.06	2.09
SOBRE CARGA	0.64	0.67	0.68	0.67	0.64
TOTAL DE CARGA MUERTA	8.57	8.57	8.58	8.57	8.57
TOTAL DE CARGA VIVA	2.29	2.51	2.66	2.73	2.73

5.4.3 Comprobación de Esfuerzos Actuantes y Resistencia (SAP2000)

		M _{bc}	M _b (t-m)	Y	Y*M _b	n _D	n _R	n _I	n	nΣY _i .Mi
Viga 1	DC	253.42	325.90	1.25	407.38	0.95	1.05	1.05	1.05	608.18
		36.53								
		34.17								
		1.78								
DW	29.83	29.83	1.50	44.75						
LL	73.46	73.46	1.75	128.56						
Viga 2	DC	250.36	320.63	1.25	400.79	0.95	1.05	1.05	1.05	632.26
		36.04								
		32.54								
		1.69								
DW	32.16	32.16	1.50	48.24						
LL	88.36	88.36	1.75	154.63						
Viga 3	DC	251.30	321.13	1.25	401.41	0.95	1.05	1.05	1.05	649.24
		36.32								
		31.85								
		1.66								
DW	32.79	32.79	1.50	49.19						
LL	96.73	96.73	1.75	169.28						
Viga 4	DC	250.36	320.63	1.25	400.79	0.95	1.05	1.05	1.05	654.10
		36.04								
		32.54								
		1.69								
DW	32.16	32.16	1.50	48.24						
LL	100.28	100.28	1.75	175.49						
Viga 5	DC	253.42	325.90	1.25	407.38	0.95	1.05	1.05	1.05	653.73
		36.53								
		34.17								
		1.78								
DW	29.83	29.83	1.50	44.75						
LL	98.31	98.31	1.75	172.04						

5.4.4 Verificación de la Sección Transversal de la Viga

Datos:

D=	225.00 Cm	E _s =	2000.00 ton/cm ²
t _w =	1.75 Cm	A=	648.75 cm ²
b _c =	45.00 Cm	I _w =	1661132.81 cm ⁴
t _c =	2.00 Cm	I _c =	30.00 cm ⁴
b _t =	55.00 Cm	I _t =	123.75 cm ⁴
t _t =	3.00 cm	Y _i =	102.25 cm
y _w =	115.50 cm	Y _s =	127.75 cm
y _c =	229.00 cm	I=	4851157.73 cm ⁴
y _t =	1.50 cm	W _i =	47443.41 cm ³
H=	230.00 cm	W _s =	37974.27 cm ³
M _D =	65373.00 ton.cm	F _{yw} =	3.50 ton/cm ²
V _u =	95.77 ton	B=	0.61
F _y =	3.50 ton/cm ²	ro=	1.00

Relaciones de la sección transversal

D/t _w =	128.57	OK
b _c /(2t _c)=	11.25	OK
D/6=	37.50 cm	OK
1.1t _w =	1.93 cm	OK
I _{yc} =	15187.50 cm ⁴	
I _{yt} =	41593.75 cm ⁴	
I _{yc} /I _{yt} =	0.37	OK

$$Cond\left(\frac{D}{t_w} \leq 300\right)$$

Ecuación 5.1

$$Cond\left(\frac{b_c}{2t_c} \leq 12\right)$$

Ecuación 5.2

$$Cond\left(\frac{D}{6} \leq b_c\right)$$

Ecuación 5.3

$$Cond(1.1t_w \leq t_c)$$

Ecuación 5.4

$$Cond\left(0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10\right)$$

Ecuación 5.5

Resistencia de diseño de la sección compuesta

a. Estado Límite de Resistencia antes del fraguado del concreto

i. Flange comprimido travado

$f_{bu} =$	1.72 ton/cm ²	OK
------------	--------------------------	----

$$f_{bu} = \frac{M_d}{W_s}$$

Ecuación 5.6

$$Cond(f_{bu} \leq 0.6F_y)$$

Ecuación 5.7

ii. Pandeo lateral con torsión

$r_t =$	8.29 Cm	
$F_{yr} =$	2.45 ton/cm ²	
$L_p =$	198.05 Cm	
$L_r =$	743.68 Cm	
$d_s =$	53.00 Cm	
$k =$	22.58	
$R_b =$	1.00	
$R_h =$	1.00	
$F_{nc_LTB} =$	2.45 ton/cm ²	OK
$F_{cr} =$	2.46 ton/cm ²	
$F_{crw} =$	2.46 ton/cm ²	OK

$$r_t = \frac{b_c}{\sqrt{12 * (1 + \frac{D * t_w}{3 * b_c * t_c})}}$$

Ecuación 5.8

$$F_{yr} = 0.7F_y$$

Ecuación 5.9

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Ecuación 5.10

$$L_r = \pi * r_t \sqrt{\frac{E_s}{F_{yr}}}$$

Ecuación 5.11

$$k = 5 + \frac{5}{(\frac{D}{t_w})^2}$$

Ecuación 5.12

$$F_{nc_LTB} = R_b * R_h * F_{yr}$$

Ecuación 5.13

$$F_{cr} = \frac{0.9k * E_s}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$$

Ecuación 5.14

$$F_{crw} = \text{Min}(F_y, F_{cr}) \quad \text{Ecuación 5.15}$$

$$\text{Cond}(f_{bu} \leq 0.9(F_{nc_LTB})) \quad \text{Ecuación 5.16}$$

$$\text{Cond}(f_{bu} \leq 0.9F_{crw}) \quad \text{Ecuación 5.17}$$

iii. Flange traccionado travado

$f_{bu} =$	1.38	OK
------------	------	----

$$f_{bu} = \frac{M_D}{W_i} \quad \text{Ecuación 5.18}$$

$$\text{Cond}(f_{bu} \leq 0.9F_y) \quad \text{Ecuación 5.19}$$

iv. Esfuerzo de Corte

$d_o =$	120.00 Cm	OK
$C =$	0.99	
$V_p =$	799.31 Ton	
$V_{cr} =$	790.89 Ton	OK

$$\text{Cond}(d_o \leq 3D) \quad \text{Ecuación 5.20}$$

$$\text{Si} \left(\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s * k}{F_{yw}}} \right) \rightarrow C = 1 \quad \text{Ecuación 5.21}$$

$$\text{Si} \left(\frac{D}{t_w} > 1.12 \sqrt{\frac{E_s * k}{F_{yw}}} \right) \rightarrow C = 1.12 \sqrt{\frac{E_s * k}{F_{yw}}} \frac{D}{t_w} \quad \text{Ecuación 5.22}$$

$$V_p = D * t_w * F_y \quad \text{Ecuación 5.23}$$

$$V_{cr} = C * V_p \quad \text{Ecuación 5.24}$$

$$\text{Cond}(V_{cr} < 0.9V_u) \quad \text{Ecuación 5.25}$$

5.4.5 Consideraciones de Diseño

En función del servicio que presta, la estructura debería pesar lo menos posible y ser capaz de soportar la mayor carga adicional, estas condiciones nos dan una referencia sobre un diseño adecuado, al contar con una estructura liviana capaz de resistir grandes cargas de servicio.

La sobrecarga de diseño, para el caso de puentes en vías, está regida por reglamentos establecidos bajo estudios realizados a lo largo de muchos años, en los cuales los elementos de hipótesis de carga son camiones estándares y trenes de carga. En el caso de puentes carreteros, se tiene cargas puntuales que varían en su posición longitudinal y/o transversal, según sea el caso.

En el Perú, contamos con un Manual de Diseño de Puentes presentado en diciembre del 2016 y aprobado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones el 31.07.03 con el objetivo de definir las normas que rijan el diseño de las estructuras que lo conforman, está basado fundamentalmente en el Reglamento Americano AASHTO y su propuesta LRFD con la S/C HL-93.

DEFINICIONES

ASD → ALLOWABLE STRESS DESIGN

LRFD → LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN

En un estado simple para el diseño en esfuerzos permisibles (ASD), la seguridad en un diseño ingenieril es asumida por la sección transversal, y por los materiales que suministran la resistencia en exceso frente a la demanda por la aplicación de las cargas.

Suministro $\geq$ Demanda

O dicho de otra forma:

Resistencia $\geq$ Efectos de las cargas

Ecuación 2.26

ESFUERZOS PERMISIBLES =	$\frac{\text{ESFUERZO LIMITE}}{\text{FACTOR DE SEGURIDAD}}$
ESFUERZO LIMITE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ESFUERZO DE FLUENCIA} \\ \text{ESFUERZO CRITICO DE PANDEO} \\ \text{ESFUERZO DE TRACCION} \\ \text{ESFUERZO DE FATIGA} \end{array} \right.$
ESFUERZOS ACTUANTES $\leq$ ESFUERZOS PERMISIBLES	

En el LRFD los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, teniendo en cuenta debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

Para lograrlo se plantea, afectar los valores de la resistencia con un factor menor que uno y los valores de las cargas actuantes se afectan de coeficientes mayores que uno, transformándose la Ecuación 2.26 como sigue:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad \text{Ecuación 5.26}$$

Diseño en el Estado Límite:

$$\phi R_n \geq \sum n_i \gamma_i Q_i \quad \text{Ecuación 5.27}$$

Donde:

Q_i = es el efecto de las fuerzas

R_n = es la resistencia Nominal

ϕ = es el factor basado estadísticamente de resistencia

n_i = es un factor modificador de carga

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad \text{Ecuación 5.28}$$

n_D = factor de ductilidad

n_R = factor de redundancia

n_I = factor de importancia operativa

γ_i = es el factor basado estadísticamente de las cargas

5.4.6 Especificaciones para Cargas y Resistencia Factoradas (Load And Resistance Factor Desing – LRFD)

De la **Ecuación 2.27** se tiene que cuando las condiciones de carga alcanzan su límite, o sea que son iguales o mayores a la resistencia, se presenta la falla. Esto es una condición referida como un estado límite y se define así:

Un Estado límite es una condición en la que más allá de la cual un componente estructural, tal como una fundación u otro elemento del puente, deja de cumplir la función para la cual fue diseñado.

El estado límite de esfuerzos involucra el total o parcial colapso de la estructura.

Tabla 8. Estados Límite (Combinaciones)

ESTADOS LÍMITE	A) Estado Límite de Servicio	Restricción sobre esfuerzos, se basa en el diseño sobre esfuerzos permisibles.	Servicio I
			Servicio II
			Servicio III
	B) Estado Límite de Fatiga y Fractura	Diseño bajo criterio de control de grietas.	Fatiga
	C) Estado Límite de Resistencia	Diseño que será tomado en cuenta para asegurar resistencia y estabilidad de una estructura durante su vida útil.	Resistencia I
			Resistencia II
			Resistencia III
			Resistencia IV
			Resistencia V
	D) Estado Límite de Evento Extremo	Diseño que será tomado en cuenta para asegurar supervivencia estructural.	Evento Extremo I
			Evento Extremo II

(Fuente: Elaboración propia)

El método del LRFD fue introducido por el ACI en el código de 1956, pero inicialmente no se incluyó ningún factor en la resistencia y sólo se factoraron las cargas y el código fue conocido como diseño de cargas factoradas (LFD).

Según el LRFD, la resistencia que está expresada en el lado izquierdo de la Ecuación 2.27 será multiplicada por un factor de resistencia, ϕ , cuyo valor es generalmente menor que uno.

Los componentes de carga señalados en el lado derecho de la Ecuación 2.27 son multiplicados por sus respectivos factores de carga, γ_i , y son usualmente valores mayores que uno.

Los efectos de las cargas para un determinado estado límite involucran una serie de cargas tipo Q_i .

Por lo tanto, el total de los efectos de las cargas se puede expresar como la sumatoria de $\gamma_i \cdot Q_i$.

Si la resistencia nominal está dada por R_n entonces el criterio de seguridad expresado en la Ecuación 2.27 se puede escribir como sigue:

$$R_r = \phi R_n \geq \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Ecuación 5.29

Dónde:

R_r : Resistencia nominal

Tabla 9. Combinaciones de carga (AASHTO LRFD)

Combinación de Cargas	DC	LL								Usar solo uno por vez			
	DD DW EH EV ES EL	IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_P	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_P	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_P	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV - Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_P 1.50	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_P	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_P	Y_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 10. Notaciones y factores para cargas permanentes.

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1.50	0.90
En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
Estabilidad global	1.00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
Marcos rígidos	1.35	0.90
Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 11. Notaciones para cargas transitorias

NOTACIÓN	
CARGAS TRANSITORIAS	
BR	Fuerza de frenado vehicular
CE	Fuerza centrífuga vehicular
CR	“Creep” del concreto
CT	Fuerza de choque vehicular
CV	Fuerza de choque de barcos
EQ	Sismo
FR	Fricción
IC	Carga de hielo
IM	Carga de impacto
LL	Carga viva vehicular
LS	Carga viva superficial
PL	Carga viva de peatones
SE	Asentamiento
SH	Contracción
TG	Gradiente de temperatura
TU	Temperatura uniforme
WA	Carga de agua y presión del flujo
WL	Efecto de viento sobre la carga viva

(Fuente: Elaboración propia)

Factor de Resistencia (ϕ)

Dentro de la ecuación básica de diseño LRFD, se considera un factor de resistencia, el cual “factoriza” los esfuerzos resistentes de acuerdo al material estructural, factor que varía por diferentes solicitaciones, dependiendo del requerimiento de diseño que estemos siguiendo.

A) Para el Estado Límite de Resistencia

Tabla 12. Valores de ϕ

Valor de ϕ	
Flexión y Tracción de Concreto Armado	0.90
Flexión y Tracción de Concreto Presforzado	1.00
Corte y Torsión Concreto densidad normal	0.90
Compresión Axial con Espirales o Estribos	0.50-0.90
Aplastamiento en Concreto	0.70
Compresión en modelos de bielas de compresión y Tracción	0.70
Compresión en zonas de concreto de densidad normal	0.80
Tracción en el acero en zonas de anclaje	1.00

(Fuente: Elaboración propia)

B) Para los demás Estados Límite

Se asume: $\phi = 1.00$

Modificadores de carga (n)

Este factor (n), está relacionado directamente con la seguridad en el diseño de puentes. Depende de tres variables las cuales son las siguientes: Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa:

A) Ductilidad (n_D)

Se debe proporcionar la capacidad necesaria al sistema estructural, de tal forma que se asegure el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Tabla 13. Valores de Ductilidad

DUCTILIDAD (n_D)	
Para el estado límite de resistencia, los valores de n_D son:	
- Para componentes y conexiones no dúctiles	1.05
- Para componentes y conexiones dúctiles	0.95
Para los demás estados límite, el valor de n_D es:	
- Para elementos dúctiles y no dúctiles	1.00

(Fuente: Elaboración propia)

B) Redundancia (n_R)

Condición que está basada en la seguridad que brinda un puente, ante posibles eventos o solicitudes extremas. En ese sentido deberán usarse rutas múltiples de carga, y estructuras continuas a menos que se indique lo contrario.

Tabla 14. Valores de Redundancia

REDUNDANCIA (n_R)	
Para el estado límite de resistencia, los valores de n_R son:	
- Para miembros no Redundantes	1.05
- Para miembros Redundantes	0.95
Para los demás estados límite, el valor de n_R es:	
- Para elementos Redundantes y no Redundantes	1.00

(Fuente: Elaboración propia)

C) Importancia Operativa (n_I)

La clasificación referente a importancia operativa deberá tomar en cuenta los requerimientos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. El propietario puede declarar si un puente o una componente estructural, es de importancia operativa.

Tabla 15. Valores de Importancia Operativa

IMPORTANCIA OPERATIVA (I)	
Para el estado límite de resistencia y evento extremo, los valores de n_R son:	
- Puentes de Importancia Operativa, como mínimo	1.05
- Otros casos, como mínimo	0.95
Para los demás estados límite, el valor de n_R es:	
- Para elementos en general	1.00

(Fuente: Elaboración propia)

AASHTO LRFD: S/C HL-93

A) Camión de diseño

Figura 5.23. Secciones y medidas del camión

B) Tándem de diseño

Figura 5.24. Tándem de diseño

C) Sobrecarga repartida

Figura 5.25. Sobrecarga distribuida

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de los efectos por:

- Camión de diseño o Tándem (se toma la que produzca mayor efecto), más
- Sobrecarga repartida

Los efectos máximos de carga viva se multiplicarán por un factor que considera la acción de múltiples sobrecargas:

Tabla 16. Factor según número de vías cargadas

Nº Vías Cargadas	1	2	3	> 3
Factor	1,20	1,00	0,85	0,65

(Fuente: Elaboración propia)

Impacto = IM

Es un incremento de las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño, excepto para estructuras enterradas.

- Elementos de unión = 75%
- Para otros elementos = 33%

No es necesario aplicarlo para componentes de madera.

Fuerza de Frenado = BR

Igual al mayor de:

- 25% de las cargas verticales de los camiones o tandems de diseño de las vías en el mismo sentido de tráfico.
- 5% del camión o tándem de diseño más la carga repartida.

Esta fuerza horizontal actúa a 1.80 m. sobre el piso de la losa y es transmitida a la subestructura a través de la superestructura.

5.5 Estudio Comparativo de Pilotes en Suelos Blandos

Después de haber desarrollado el pre dimensionamiento de la súper y de la subestructura, se debe decidir qué tipo de pilotes y qué método de ejecución se tomará en cuenta. Estos resultados se dan luego de un estudio de las características de los tipos de pilotes frente al suelo en el que se trabajará.

Para ello, estudiaremos los comportamientos que normalmente tendrían diversos tipos de pilotes en el suelo del proyecto Canoas, el cual se conforma principalmente por arenas y arcillas. Se desarrollarán los tipos de pilotes presentados en el capítulo 1, y, en el caso de los pilotes in situ, nos basaremos en la información brindada por Víctor Yepes (2016).

5.5.1 Pilotes Hincados

Consiste en clavar pilotes prefabricados en el terreno. Según Pedro Pérez (2010), como no se extrae el terreno, este se compacta al clavarse el pilote. Además, son generalmente costosos y pueden no alcanzar la profundidad de cálculo si encuentran una capa competente en su camino. Como inconveniente principal se tiene la delicadeza de su transporte, dado que suelen ser de gran tamaño, así como las fuertes vibraciones que producen en su clavado.

Figura 5.26. Hincado de pilote (López, 2012).

Asimismo, se tiene un gran porcentaje de probabilidad de ocurrencia de fricción negativa, la cual se explicará a continuación.

Según Jorge Alva (2016), la fricción negativa puede ocurrir en los siguientes casos:

- a. Un pilote hincado a través de una arcilla blanda sensible llega a un estrato relativamente no compresible. El remoldeo de la arcilla durante el hincado puede ser suficiente para causar asentamiento. Las arcillas blandas marinas o de estuario pueden ser particularmente susceptibles a desarrollar fricción negativa.
- b. Un pilote hincado a través de una arcilla blanda llega a un estrato relativamente incompresible con sobrecarga en la superficie. Normalmente una arcilla blanda que suprayase a una arcilla dura no tiene problemas. Sin embargo, la carga en la superficie producirá asentamiento que puede generar fricción negativa en el pilote. El drenaje de áreas pantanosas puede tener un efecto similar.
- c. Un pilote hincado a través de relleno recientemente colocado llega a un estrato compresible o relativamente incompresible. La fricción negativa resultará de la consolidación del relleno. En rellenos antiguos la fricción negativa disminuye o no existe.

Conclusión: Explicado esto, se puede determinar que la probabilidad de ocurrencia de fricción negativa es alta, además, al hincar un pilote en suelos cohesivos, es muy probable que se generen bolonerías en la zona inferior, imposibilitando culminar el trabajo. Por estos motivos, no es recomendable este tipo de pilote para la nueva propuesta de aplicación del proyecto.

5.5.2 Pilotes in situ de desplazamiento con punta de acero

Consiste en un tubo de acero hincado en el terreno con una punta cónica de acero en su extremo inferior, que puede ser metálica o de concreto prefabricado. Al igual que con los pilotes hincados, en este método no se realiza la extracción del terreno, por lo que, durante su ejecución, no puede comprobarse la naturaleza del suelo que se va atravesando. En el hueco generado por el hincado de este elemento se vacía concreto fresco y armadura, formando el pilote propiamente dicho. Los diámetros utilizados son pequeños (entre 30 y 65 cm) y se ejecutan cuando el terreno es poco estable pero resistente. La longitud del pilote viene limitada por la longitud de la resbaladera sobre la que desliza la tubería, estando en torno a los 22 m.

En su mayoría, son usados como sistema de pilotes de poca profundidad y trabajando por punta, apoyado en roca o capas duras de terreno, después de atravesar capas blandas. También como pilotaje trabajando por fuste y punta en terrenos granulares medios o flojos,

o en terrenos de capas alternadas coherentes y granulares de alguna consistencia. Se recupera la tubería normalmente mediante vibradores, dejando la punta o tapa perdido.

Conclusión: Debido a dos factores presentados en este tipo de pilote no será recomendable para la propuesta de aplicación. En primer lugar, cuando un pilote se ejecuta con camisa su resistencia real por fuste disminuye, la cual se debería aprovechar por el terreno existente en la zona. En segundo lugar, posiblemente los diámetros sean bastante pequeños para la carga que tendrá que resistir, por lo que se necesitaría la ejecución de una alta cantidad de este tipo de pilotes.

Figura 5.27. Características de un pilote con punta de acero (López, 2012).

5.5.3 Pilote in situ de desplazamiento con tapón de gravas

Comercialmente llamado pilote Franki. Es un pilote que está formado por un tubo de acero hincado, con la parte inferior cerrada con un tapón de gravas o concreto. En este método tampoco se realiza la extracción del terreno, este se desplaza, por lo tanto, no se puede comprobar la naturaleza del terreno que se va atravesando. Esto impide tomar decisiones in situ en función de las circunstancias. La hincada se realiza a través de un martinete hidráulico

o diésel. El hueco generado por la hincadora se rellena con concreto fresco y armadura. El bulbo, o punta ensanchada, se realiza a base de compactar el terreno, y se recupera la tubería mediante vibradores. Este ensanchamiento del bulbo según el tipo de terreno aumenta la sección de la punta en al menos un 60% mejorando la resistencia por punta. Se considera un rendimiento promedio entre los 150 ml y 250 ml por día.

Su uso habitual como pilotaje se da trabajando por fuste en terrenos granulares de compacidad media o en terrenos con capas alternadas coherentes y granulares de alguna consistencia. No se recomienda en suelos cohesivos, pues en este caso la compactación en la base no sería muy eficiente.

El desplazamiento de las tierras y la vibración de la hincadora supuestamente producen una reducción de los huecos libres mejorando el terreno circundante al pilote. Sin embargo, no se puede asegurar que, a más profundidad, no se encuentre un suelo frágil, el cual se pueda quebrar a causa de la hincadora, generando asentamientos. Por otro lado, la no extracción de las tierras, produce un ahorro de maquinaria y de transporte en la obra y contribuyen a la limpieza de la obra.

Conclusión: Este método no se recomienda en suelos cohesivos, lo cual sería la primera desventaja del mismo en nuestro caso. Además, con la incertidumbre que pueda ocasionar la hincadora del martinete en los suelos inferiores, es preferible no utilizarlos sin estudios profundos del suelo.

Figura 5.28. Etapas de instalación de un pilote Franki (a) Entubación del pilote con tapón de gravas (b) Colocación del concreto en la entubación (c) Golpeo vertical del concreto con caída del martillo (d) Pilote completo. (Tomlinson & Woodward, 2007)

5.5.4 Pilote in situ de extracción con entubación recuperable

Se recomiendan en terrenos que sufren desprendimientos y se desmoronan durante la excavación, ya sea por la baja consistencia del terreno o por la presencia del nivel freático. Habitualmente poseen diámetros de 45 cm a 200 cm.

La excavación en terrenos blandos y medios se realiza mediante el uso de barrenas de hélice cortas. En caso de terrenos más duros se hace necesaria la inclusión en la barrena de dientes con puntas de widia. En terrenos muy competentes y roca se utiliza una corona circular con puntas de widia.

El rendimiento alcanzado puede variar de 75 a 150 ml de pilote ejecutado al día para diámetros de hasta 650 mm. Este tipo de ejecución se suele emplear en edificación donde los diámetros son menores y las camisas de una pieza son manejables para una máquina de pilotes.

Conclusión: Debido al bajo rendimiento ocasionado por el uso de la camisa recuperable, los gastos ocasionados por el tiempo de ejecución generarían sobre costos innecesarios en comparación a otro tipo de pilotes.

Figura 5.29. Proceso de instalación de un pilote con entubación recuperable. (Moreno, 2016)

5.5.5 Pilote in situ de extracción con camisa perdida

Consiste en introducir una tubería exterior, también llamada camisa, que soportará el terreno durante su ejecución. Posteriormente, se perfora el terreno dentro de la tubería, se coloca la armadura y se vacía el concreto. Esta tubería no será recuperada, protegiendo al concreto de corrientes de agua subterránea, de terrenos muy agresivos químicamente, o de reducir la resistencia por fuste entre la camisa y una posible capa de terreno expansivo que induzca un rozamiento negativo al pilote (Pérez Carballo, 2010). Ejecutar este pilote es complicado y costoso, no solo se debe considerar el costo material de la camisa, también la forma de ejecución. Estas camisas son caras puesto que tienen un espesor de aproximadamente 1,5 cm ya que tienen que soportar los esfuerzos de torsión al ser introducidas.

Conclusión: Como se indicó, este pilote es complicado y costoso, y se utiliza principalmente para proteger el concreto. Debido a que el terreno presentado no será agresivo, no será necesario el uso de este tipo de pilotes.

Figura 5.30. Herramienta de perforación basada en hélices con puntas de widia, utilizada para suelos duros (Yépes, 2016).

5.5.6 Pilote in situ perforado sin entubación con lodos tixotrópicos

Este tipo de pilotes tienen como principal beneficio el poder excavar en terrenos inestables o con nivel freático alto, debido a las propiedades expansivas y tixotrópicas de los fluidos empleados, que ayudan a contener las paredes.

Según Pérez (2010), los diámetros de pilotes recomendables van desde 650 mm en adelante, diámetros más pequeños con lodos son difíciles de ejecutar, por la succión que se produce al extraer las herramientas cargadas con los detritus, dicha succión desmorona el terreno. Un rendimiento medio para pilotes de 850 o 1000 mm, sin problemas para movimiento de la maquinaria puede ser de 100 a 150 ml/día. Para fabricar el lodo se emplean centrales de lodos, que es un costo añadido a tener en cuenta, así como deshacerse de este supone un coste extra puesto que ha de verterse de forma controlada en un vertedero, aunque la sustancia no es toxica si produce turbiedad y es un problema separar la parte sólida en suspensión del agua.

Conclusión: El uso de los lodos tixotrópicos generará costos muy elevados, debido a su almacenamiento y desecho, además que se deben poseer mayores cuidados al verterlo.

Figura 5.31. Pilotes perforados mediante lodos (López, 2012).

Figura 5.32. Central de lodos (Yepes, 2016).

5.5.7 Pilote in situ excavado sin entubación

Según Yepes (2016), debido a las características del terreno, no precisa el sostenimiento de las paredes. Es un pilote rápido de ejecutar y económico, idóneo cuando el terreno es estable durante la perforación. Los diámetros habituales oscilan entre 450 y 1500 mm, con profundidades de hasta 40 m. El tipo de terreno decide la forma de excavación. En el caso de terrenos blandos y medios, la excavación se realiza mediante barrenas de hélice cortas. En cambio, con terrenos más duros deberíamos incluir en la barrena de dientes puntas de

widia. En terrenos muy competentes y roca la perforación pasa por una corona circular con puntas de widia. Una vez alcanza la profundidad objetivo se realiza la limpieza del fondo de la excavación mediante el uso de un bucket.

Los rendimientos medios que se pueden alcanzar son altos, si el terreno es areno-arcilloso de 200 a 250 m/día para diámetros de hasta 650 mm y si no existen limitaciones de espacio para el movimiento de la maquinaria.

Conclusión: El rendimiento es totalmente favorable a la reducción de costos, debido a que posee un avance bastante rápido. Sin embargo, el suelo a trabajar no posee la estabilidad necesaria para ejecutar este tipo de pilote.

Figura 5.33. Procedimiento de ejecución de pilotes excavados sin entubación. (Yepes, 2016)

1. Se perfora con barrena de hélices cortas. 2. Se limpia el fondo del pilote con el bucket. 3. Se coloca la armadura. 4. Se vacía el concreto. 5. Pilote ejecutado.

5.5.8 Pilote in situ excavado y vaciado por tubo central de barrena

Este pilote es perforado con una barrera continua tipo hélice (“Continuous Flight Auger“, CFA) hasta la profundidad determinada. Este método es frecuente en terrenos flojos, como arenas o arcillas. Se vacía el concreto a través del núcleo de la barrena, mientras ésta se va extrayendo, para posteriormente colocar la armadura en concreto fresco con el apoyo de un vibrador hidráulico (implica que el concreto tenga un slump alto). La punta de la barrena queda introducida varios diámetros dentro del concreto durante su puesta en obra. Este procedimiento resulta muy interesante respecto a otras tipologías en cuanto al tiempo de ejecución. Los diámetros habituales son de 350 a 1200 mm.

Figura 5.34. Instalación de pilotes CFA (Liu, Zhang, & Xi, 2017).

Este tipo de pilote presenta numerosas ventajas que hacen que sea una tipología muy empleada en cimentaciones profundas. Entre otras se pueden destacar las siguientes:

- No es necesario el uso de una entubación o de lodos tixotrópicos en terrenos inestables, pues la propia barrena permite la contención del terreno.
- Se puede controlar en todo momento la presión y volumen de vaciado.
- Permiten realizar el empotramiento del pilote en estratos consistentes.
- Elevado rendimiento, lo que permite plazos de obra muy razonables.

Además, pueden ser ofertados también con Control Continuo de Parámetros (CPR) durante su ejecución. El cual es un sistema que controla y documenta la construcción de un pilote, lo que permite tener una certeza de su buena ejecución, a la vez que complementa la información del terreno, detectando variaciones sobre las hipótesis hechas con los datos del geotécnico de la obra.

Durante la perforación se controla:

- Potencia de perforación. Da una idea de las dificultades de perforación y la dureza del terreno. Detecta estratos de mayor dureza o zonas blandas. Complementa por tanto la información del estudio geotécnico que evidentemente se basa en un número limitado de sondeos.
- Velocidad de avance de la perforación en metros/hora.

- Velocidad de rotación de la barrena en r.p.m. Complementa la información de facilidad ó dificultad de perforación del terreno.
- Profundidad real del pilote.

Durante el vaciado se controla:

- Presión de bombeo del hormigón.
- Velocidad de ascenso de la barrena.
- Volumen bombeado de hormigón por unidad de longitud del pilote.
- Perfil de la sección del Pilote, mostrando estrechamientos si existen, sobre anchos.
- La cantidad de hormigón en porcentaje del establecido en campo sobre el teórico.

Además de estos datos se reflejan documentados:

- El número del Pilote. Su diámetro.
- Fecha de perforación, hora de inicio y hora término. Tiempo de ejecución.
- Inclinação con desviación respecto a la vertical.

Conclusión: Debido a las ventajas que posee este tipo de pilote, y a su área de ejecución, es el más recomendado para que sea utilizado en la propuesta de aplicación. Esto, junto al control continuo de parámetros, nos dará mayor calidad en el producto final.

Figura 5.35. Hélice para ejecución de pilotes (López, 2012).

En la siguiente figura, se puede observar un equipo especializado para ejecutar pilotes CFA, siendo: (A) Altura total (B) Largo efectivo (C) Posición superior del equipo rotativo (D) Distancia entre el eje de perforación con el eje de rotación (E) Distancia entre el eje de

perforación y el borde frontal del mástil (F) Distancia entre el eje de perforación y el borde frontal del equipo rotativo (R) Radio de giro.

Figura 5.36. Equipo especializado en ejecutar pilotes CFA (Hudelmaier, 2009).

5.5.9 Cuadro Comparativo de Pilotes

TIPOS DE PILOTES	FABRICACIÓN	SUELOS	VENTAJA	DESVENTAJAS	RENDIMIENTO
Pilotes Hincados	Prefabricado	Granulares.	Aumento de la capacidad portante del suelo.	Transporte dificultoso. No apto para suelos competentes ni cohesivos. Dificultad en el transporte por sus dimensiones.	200 - 400 ml/día.
Pilotes in situ de desplazamiento con punta de acero	Tubo y punta de acero prefabricadas. Vaciado in situ.	Granulares. En su mayoría trabaja por punta apoyado sobre rocas o capas duras.	Mayor facilidad de hincado por la punta de acero.	No apto para suelos cohesivos. Menor adherencia real al terreno al vaciarse sobre camisa de acero.	150 - 250 ml/día.
Pilote in situ de desplazamiento con tapón de gravas	Tubo de acero prefabricado. Vaciado in situ.	Granulares.	Mayor resistencia por punta.	No apto para suelos cohesivos. Puede quebrar capas de suelos inferiores frágiles con los golpes.	150 - 250 ml/día.
Pilote in situ de extracción con entubación recuperable	Tubo de acero prefabricado. Vaciado in situ.	Suelos inestables.	Cuenta con variación de herramientas para atravesar todo tipo de suelos.	Bajo rendimiento por extenso procedimiento constructivo.	75 - 150 ml/día.
Pilote in situ de extracción con camisa perdida	Tubo de acero prefabricado. Vaciado in situ.	Agresivos químicamente. Con presencia de corrientes de agua subterránea.	Mayor protección al concreto del pilote.	Alto costo.	100 - 200 ml/día.
Pilote in situ perforado sin entubación con lodos tixotrópicos	Lodos in situ. Vaciado in situ.	Suelos inestables. Nivel freático alto.	Control de suelos inestables o con presencia de nivel freático alto sin necesidad de entubación.	Posible contaminación del terreno y/o concreto. Mayor costo por la fabricación y eliminación de lodos.	100 - 150 ml/día.
Pilote in situ excavado sin entubación	Vaciado in situ.	Suelos estables.	Alto rendimiento.	No asegura el sostenimiento de las paredes.	200 - 250 ml/día.
Pilote in situ excavado y vaciado por tubo central de barrena (CFA)	Vaciado in situ.	Arenas y arcillas.	Alto rendimiento. La propia barrena contiene el terreno.	No apto para suelos competentes o rocas.	100 - 250 ml/día.

Tabla 17. Cuadro comparativo con las principales características de los diferentes tipos de pilotes analizados. Elaboración propia.

6 MODELACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

6.1 Definición del Software a implementar

Se evaluarán 03 programas aptos para modelar la subestructura, los cuales son FLAC, PLAXIS y GEO5.

6.1.1 FLAC

El programa FLAC se basa en el método de las diferencias finitas para la resolución de ecuaciones diferenciales. Aquí, cada grupo de ecuaciones es reemplazado directamente por una expresión algebraica en puntos discretos. Una de las características fundamentales es que usa un método de resolución explícita. El esquema de cálculo corresponde a un ciclo que se puede ver en la Figura 6.1. Este esquema de cálculo se produce de forma cíclica en cada uno de los elementos y en cada uno de los pasos de cálculo de manera independiente.

Figura 6.1. Proceso del programa FLAC

Los campos de aplicación del programa son el área de la mecánica de suelos y mecánica de rocas. La solución en tiempo real de las ecuaciones de movimiento permite el análisis de una rotura progresiva, que es un fenómeno importante en los estudios relacionados con el diseño de minas.

Según indica el propio manual, el programa FLAC ha sido ideado sobre todo para resolver problemas de colapso plástico y de flujo plástico, ya que el método de solución explícita

permite seguir procesos físicamente inestables sin divergencias numéricas, así como la resolución de sistemas de ecuaciones no-lineales de tensión-deformación en casi el mismo tiempo de cálculo que con sistemas de ecuaciones lineales, sin necesidad de almacenar ninguna matriz.

Por tanto, el método de solución explícita utilizado por FLAC lo hace un programa recomendado para la simulación de grandes deformaciones y modelos que requieren un gran número de elementos.

6.1.2 PLAXIS

El programa PLAXIS fue hecho inicialmente para el análisis de diques construidos sobre las capas de suelo blando que forman el subsuelo de Holanda. Actualmente, las aplicaciones de PLAXIS engloban la mayoría de los problemas de ingeniería geotécnica, tanto de mecánica de suelos como de mecánica de rocas.

Este programa es recomendado para problemas de excavaciones subterráneas, análisis de la tensión y deformación del suelo sometido a grandes cargas drenadas y no drenadas, y problemas de flujo acoplado. PLAXIS permite el estudio de una gran variedad de modelos constitutivos:

- Modelo de elasticidad
- Modelo de Mohr – Coulomb
- Modelo del endurecimiento isotrópico (Hardening-Soil)
- Modelo del deslizamiento del suelo blando
- Modelo del suelo blando

También presenta un potente paquete de aplicaciones de elementos estructurales que se agrupan en tres categorías: vigas, anclajes y geotextiles. Aunque las aplicaciones del programa en problemas de geotécnica parecen estar totalmente resueltos, en realidad no es así, ya que el programa ha sido desarrollado partiendo de la filosofía inicial del estudio del subsuelo sometido a grandes cargas y a grandes excavaciones subterráneas, incluyendo en todos ellos el problema de flujo y ofreciendo la posibilidad del análisis mediante diferentes modelos de comportamiento del terreno. Esta característica de PLAXIS ha derivado a una falta de atención a las grandes construcciones de retención mediante estructuras de tierra (presas de tierra), en las que no se tiene en cuenta efectos tan importantes como el asentamiento durante su proceso constructivo, de forma directa. De todos modos, PLAXIS

es un programa que almacena gran cantidad de opciones para el estudio de cualquier tipo de terreno y de geometría.

6.1.3 GEO5

El programa realiza un análisis de grupo de pilotes (placa de cimentación rígida) utilizando el método spring (MEF) y soluciones analíticas. El programa asume una grilla rectangular de pilotes verticales, con cargas actuando en el plano superior de la placa. La estratificación consiste en capas horizontales. Se consideran tanto los pilotes flotantes como los pilotes fijos dentro del suelo.

Tabla 18. Comparación entre solución analítica y Método Spring

Solución analítica	Método Spring (MEF) – Análisis de una acción tridimensional sobre un grupo de pilotes
<ul style="list-style-type: none"> • Análisis de la capacidad portante vertical del grupo de pilotes en suelos cohesivos como un bloque rígido. • Análisis de pilotes en suelos no cohesivos (NAVFAC, Tensión efectiva, CSN). • Reducción de la capacidad portante de un grupo de pilotes (EI 02C097, La Barre, Seiler-Keeney). • Análisis de asientos de un grupo de pilotes en un suelo cohesivo como una cimentación ficticia. • Análisis de asientos de un grupo de pilotes en un suelo no cohesivo según Poulos, curva de carga-asentamiento. 	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis de rotación y traslación de un pilote tope. • Permite un número arbitrario de casos de carga. • Análisis de la conexión entre la placa rígida y los pilotes: fija o articulada. • Análisis de pilotes flotantes y pilotes fijos dentro de una masa rocosa. • Post-cálculo automático de resortes a lo largo del pilote desde propiedades del suelo. • Posibilidad de ingresar resortes normales (al eje del pilote) y verticales, a lo largo de la longitud del pilote. • Análisis de la distribución de deformaciones y fuerzas internas a lo largo del pilote.

	<ul style="list-style-type: none"> • Dimensionado de un refuerzo de pilote, según EN 1992 (EC2), BS, PN, IS, AS, ACI, GB, CSN, SNIP.
--	---

6.1.4 Elección

Habiendo analizado los tres programas ya explicados, consideramos que el software óptimo para nuestro diseño es el GEO5. Ya que posee un amplio sistema para modelar nuestra cimentación y realizar todo tipo de análisis.

6.2 Desarrollo del modelo

El software GEO5 nos permite modelar detalladamente los estribos requeridos, así como los tipos de suelos aledaños, el nivel freático, entre otros.

Para la subestructura, las cargas que actúan en el estribo son principalmente por el peso propio del mismo. Además de ello, el empuje de la tierra es una carga que actúa de forma triangular al estribo. Por otra parte, el agua ejerce una fuerza lateral en el estribo. Finalmente, el estribo sufre 5 cargas puntuales debido a las reacciones de la viga que se determinaron en el modelamiento del SAP2000.

6.2.1 Geometría

Como primer punto, se dibujó el dimensionamiento del estribo, como se puede apreciar a continuación.

Chart of wall geometry:

Wall geometry

$k_1 =$ 11.80 [m]	$k_6 =$ 4.50 [m]	$k_{11} =$ 0.50 [m]
$k_2 =$ 0.00 [m]	$k_7 =$ 2.70 [m]	$s_1 =$ 10.30 [-]
$k_3 =$ 1.50 [m]	$k_8 =$ 0.35 [m]	
$k_4 =$ 3.00 [m]	$k_9 =$ 1.00 [m]	
$k_5 =$ 1.00 [m]	$k_{10} =$ 0.50 [m]	

Figura 6.2. Geometría del estribo.

6.2.2 Material a usar

Se determinó que el material a usar para nuestro estribo sea de concreto armado con las características que se aprecian a continuación.

Unit weight of wall : $\gamma =$ 23.00 [kN/m³]

Concrete

Name : **C 20/25**

Material parameters

$f_{ck} =$ 20.00 [MPa]

$E_{cm} =$ 29000.00 [MPa]

☒ Input longitudinal reinforcement

Name : **B500**

Material parameters

$f_{yk} =$ 500.00 [MPa]

$E =$ 200000.00 [MPa]

Figura 6.3. Características del concreto armado a utilizar

6.2.3 Estratos suelos

Según los estudios geológicos de la zona, se insertaron los datos de las diversas profundidades de cada estrato encontrado.

Figura 6.4. Representación de los estratos del estribo derecho.

Figura 6.5 Representación de los estratos del estribo izquierdo.

Estrato	Profundidad del Estribo Derecho (m)	Profundidad del Estribo Izquierdo (m)
1	0.00	0.00
2	16.00	16.00
3	26.00	19.20
4	27.75	20.00
5	29.60	23.70
6	30.00	29.60
7	32.00	31.10
8	33.40	35.20

Tabla 19. Profundidad de los diferentes estratos. Elaboración propia

6.2.4 Tipos de suelos

Luego de insertar las profundidades de cada estrato, se insertan las características de cada uno de ellos.

Tabla 20. Tipos de suelo en la zona

N° de Capa	Tipo de suelo del Estribo Derecho	Tipo de suelo del Estribo Izquierdo
1	Grava bien gradada (GW), densa	Grava bien gradada (GW), densa
2	Arcilla de baja plasticidad (CL, CI), consistencia blanda	Limo de baja plasticidad (ML, MI), consistencia firme
3	Arena arcillosa de alta densidad	Arcilla de baja plasticidad (CL, CI), consistencia firme
4	Arena arcillosa de mediana densidad	Arcilla de baja plasticidad (CL, CI), consistencia blanda
5	Arcilla de baja plasticidad (CL, CI), consistencia firme	Arcilla de baja plasticidad (CL, CI), consistencia firme
6	Arena arcillosa de mediana densidad	Arena arcillosa de mediana densidad
7	Arcilla de baja plasticidad (CL, CI), consistencia firme	Arena bien graduada (SW), densidad media

(Fuente: Elaboración propia)

6.2.5 Carga aplicada vertical

Extraída de las cargas generadas por la superestructura, se aplica la carga vertical como se muestra a continuación.

Figura 6.6. Carga aplicada en el estribo de 420 kN/m.

6.2.6 Análisis sísmico

Coefficiente sísmico horizontal: $k_h = 0.2$

Coefficiente sísmico vertical: $k_v = 0.0$

6.2.7 Tipo de terreno aledaño

Se determinó que el tipo de terreno aledaño al estribo se podía considerar totalmente horizontal.

Figura 6.7. Inclinación del suelo aledaño.

6.2.8 Nivel freático

Según los estudios de suelos, se inserta el nivel freático a 7 metros de profundidad en el estribo derecho. Por otro lado, el estribo izquierdo presenta el nivel freático a 4 metros de profundidad.

Figura 6.8. Nivel freático en el estribo derecho.

Figura 6.9. Nivel freático en el estribo izquierdo.

6.2.9 Verificaciones del Estribo Derecho

Figura 6.10. Estribo derecho con sus cargas aplicadas

Tabla 21. Cuadro de cargas aplicadas al estribo derecho

N° de fuerza	Fuerza	Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	Punto de aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso – muro	0.00	654.91	4.48	-4.96	1.00
2	Sismo	-130.98	0.00	4.48	-4.96	1.00
3	Resistencia FF	151.26	1.95	2.99	-0.81	1.00
4	Peso – tierra	0.00	261.21	6.44	-5.10	1.00
5	Presión activa	-427.65	838.63	7.57	-5.68	1.00
6	Presión del agua	-400.00	0.00	5.05	-3.03	1.00
7	Sismo - presión activa	-357.88	659.50	6.93	-8.62	1.00
8	Sobrecarga	-2.38	4.32	7.15	-7.62	1.00
9	Reacciones del puente	0.00	420	4.65	-13.30	1.00

(Fuente: Elaboración propia)

Verificación de contrafuerte

Verificación de la estabilidad por volteo.

Momento resistente $M_{res} = 16061.19 \text{ kNm-m}$

Momento de volteo $M_{ovr} = 6669.13 \text{ kNm-m}$

Factor de seguridad $= 2.41 > 1.50$

La sección por volteo es SATISFACTORIA

Verificación por deslizamiento.

Fuerzo horizontal resistente $H_{res} = 2303.65 \text{ kNm/m}$

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 1070.33 \text{ kNm/m}$

Factor de seguridad $= 2.15 > 1.50$

La sección por deslizamiento es SATISFACTORIA

Fuerzas que actúan en el centro de la base

Momento global $M = 2970.31 \text{ kNm/m}$

Fuerza normal $N = 2603.65 \text{ kNm/m}$

Fuerza de corte $Q = 1081.89 \text{ kNm/m}$

Comprobación global: el contrafuerte es SATISFACTORIO.

Verificación del Dimensionamiento

a. Dimensionamiento de del muro del estribo – Datos de entrada:

Diámetro de la barra $= 12.7 \text{ mm}$

Número de barras $= 4$

Recubrimiento $= 30.0 \text{ mm}$

Fuerzas internas: $M = 28.85 \text{ kNm/m}$; $N = -38.77 \text{ kN/m}$; $Q = 24.65 \text{ kN/m}$

Profundidad de la sección transversal $h = 0.35 \text{ m}$

b. Dimensionamiento del muro del estribo - resultados:

Relación de refuerzo $\rho = 0.14 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Posición del eje neutro $x = 0.03 \text{ m}$

Fuerza normal última $N_{Rd} = -102.30 \text{ kN/m} > -38.77 \text{ kNm/m} = N_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 83.57 \text{ kNm/m} > 28.85 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

La sección transversal es SATISFACTORIA

c. Dimensionamiento de junta de construcción de 0.10m debajo del muro de cierre - Datos de entrada:

Diámetro de la barra = 25.4 mm

Número de barras = 4

Recubrimiento = 30.0 mm

Fuerzas internas: $M = 83.31 \text{ kNm/m}$; $N = -463.16 \text{ kN/m}$; $Q = 26.79 \text{ kN/m}$

Profundidad de la sección transversal $h = 1.36 \text{ m}$

d. Dimensionamiento de junta de construcción de 0.10m debajo del muro de cierre - Resultados:

Relación de refuerzo $\rho = 0.15 \% > 0.13 \% = \rho_{\min}$

Posición del eje neutro $x = 1.00 \text{ m}$

Fuerza normal última $N_{Rd} = -10683.01 \text{ kN/m} > -463.16 \text{ kNm/m} = N_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 1921.53 \text{ kNm/m} > 83.31 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

La sección transversal es SATISFACTORIA

e. Dimensionamiento de junta de construcción de 11.70m debajo del muro de cierre - Datos de entrada:

Diámetro de la barra = 25.4 mm

Número de barras = 4

Recubrimiento = 30.0 mm

Fuerzas internas: $M = 83.31 \text{ kNm/m}$; $N = -463.16 \text{ kN/m}$; $Q = 26.79 \text{ kN/m}$

Profundidad de la sección transversal $h = 1.36 \text{ m}$

f. Dimensionamiento de junta de construcción de 11.70m debajo del muro de cierre - Resultados:

Relación de refuerzo $\rho = 0.15 \% > 0.13 \% = \rho_{\min}$

Posición del eje neutro $x = 1.00 \text{ m}$

Fuerza normal última	N_{Rd}	$= -10683.01 \text{ kN/m}$	$>$	$-463.16 \text{ kNm/m} = N_{Ed}$
Momento último	M_{Rd}	$= 1921.53 \text{ kNm/m}$	$>$	$83.31 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

La sección transversal es SATISFACTORIA

g. Dimensionamiento de la base del estribo - Datos de entrada:

Diámetro de la barra	$= 38.1 \text{ mm}$
Número de barras	$= 3$
Recubrimiento	$= 30.0 \text{ mm}$
Fuerzas internas: M = 3539.27 kNm/m;	N = -1251.47 kN/m; Q = 836.45 kN/m
Profundidad de la sección transversal	$h = 2.00 \text{ m}$

h. Dimensionamiento de la base del estribo - Resultados:

Relación de refuerzo	ρ	$= 0.17 \%$	$>$	0.13%	$= \rho_{min}$
Posición del eje neutro	x	$= 0.27 \text{ m}$			
Fuerza normal última	N_{Rd}	$= -1372.17 \text{ kN/m}$	$>$	$-1251.47 \text{ kNm/m} = N_{Ed}$	
Momento último	M_{Rd}	$= 3880.65 \text{ kNm/m}$	$>$	$3539.27 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$	

La sección transversal es SATISFACTORIA

i. Dimensionamiento del muro de cierre - Datos de entrada:

Diámetro de la barra	$= 38.1 \text{ mm}$
Número de barras	$= 3$
Recubrimiento	$= 30.0 \text{ mm}$
Fuerzas internas: M = 1936.01 kNm/m;	N = 0.00 kN/m; Q = 1228.23 kN/m
Profundidad de la sección transversal	$h = 1.50 \text{ m}$

j. Dimensionamiento del muro de cierre - Resultados:

Relación de refuerzo	ρ	$= 0.24 \%$	$>$	0.13%	$= \rho_{min}$
Momento último	M_{Rd}	$= 2074.75 \text{ kNm/m}$	$>$	$1936.01 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$	

La sección transversal es SATISFACTORIA

6.2.10 Verificaciones del Estribo Izquierdo

Figura 6.11. Estribo izquierdo con sus cargas aplicadas

Tabla 22. Cuadro de cargas aplicadas al estribo izquierdo

N° de fuerza	Fuerza	Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	Punto de aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso – muro	0.00	654.91	4.48	-4.96	1.00
2	Sismo	-130.98	0.00	4.48	-4.96	1.00
3	Resistencia FF	19.05	0.26	2.94	-0.72	1.00
4	Peso – tierra	0.00	247.25	6.50	-4.83	1.00
5	Presión activa	-378.44	679.79	7.55	-5.71	1.00
6	Presión de agua	-714.94	-0.14	5.06	-4.02	1.00
7	Sismo - presión activa	-451.00	831.11	6.64	-8.88	1.00
8	Sobrecarga	-2.49	4.01	7.20	-7.75	1.00
9	Reacciones del puente	0.00	420	4.65	-13.30	1.00

(Fuente: Elaboración propia)

Verificación de contrafuerte

Verificación de la estabilidad por volteo.

Momento resistente $M_{res} = 15739.36 \text{ kNm-m}$

Momento de volteo $M_{ovr} = 8888.96 \text{ kNm-m}$

Factor de seguridad $= 1.77 > 1.50$

La sección por volteo es SATISFACTORIA

Verificación por deslizamiento.

Fuerzo horizontal resistente $H_{res} = 2300.95 \text{ kNm/m}$

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 1520.58 \text{ kNm/m}$

Factor de seguridad $= 1.51 > 1.50$

La sección por deslizamiento es SATISFACTORIA

Fuerzas que actúan en el centro de la base

Momento global $M = 5497.51 \text{ kNm/m}$

Fuerza normal $N = 2600.74 \text{ kNm/m}$

Fuerza de corte $Q = 1522.03 \text{ kNm/m}$

Comprobación global: el contrafuerte es SATISFACTORIO.

Verificación del Dimensionamiento

a. Dimensionamiento del muro del estribo– Datos de entrada:

Diámetro de la barra $= 12.7 \text{ mm}$

Número de barras $= 4$

Recubrimiento $= 30.0 \text{ mm}$

Fuerzas internas: $M = 32.11 \text{ kNm/m}; N = -29.37 \text{ kN/m}; Q = 26.53 \text{ kN/m}$

Profundidad de la sección transversal $h = 0.35 \text{ m}$

b. Dimensionamiento del muro del estribo- resultados:

Relación de refuerzo $\rho = 0.14 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Posición del eje neutro $x = 0.03 \text{ m}$

Fuerza normal última $N_{Rd} = -70.94 \text{ kN/m} > -29.37 \text{ kNm/m} = N_{Ed}$

$$\text{Momento último} \quad M_{Rd} = 77.54 \text{ kNm/m} > 32.11 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$$

La sección transversal es SATISFACTORIA

c. Dimensionamiento de junta de construcción de 0.10m debajo del muro de cierre - Datos de entrada:

$$\text{Diámetro de la barra} = 25.4 \text{ mm}$$

$$\text{Número de barras} = 4$$

$$\text{Recubrimiento} = 30.0 \text{ mm}$$

$$\text{Fuerzas internas: } M = 91.97 \text{ kNm/m; } N = -453.06 \text{ kN/m; } Q = 28.82 \text{ kN/m}$$

$$\text{Profundidad de la sección transversal} \quad h = 1.36 \text{ m}$$

d. Dimensionamiento de junta de construcción de 0.10m debajo del muro de cierre - Resultados:

$$\text{Relación de refuerzo} \quad \rho = 0.15 \% > 0.13 \% = \rho_{\min}$$

$$\text{Posición del eje neutro} \quad x = 0.97 \text{ m}$$

$$\text{Fuerza normal última} \quad N_{Rd} = -10227.17 \text{ kN/m} > -453.06 \text{ kNm/m} = N_{Ed}$$

$$\text{Momento último} \quad M_{Rd} = 2076.06 \text{ kNm/m} > 91.97 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$$

La sección transversal es SATISFACTORIA

e. Dimensionamiento de junta de construcción de 11.70m debajo del muro de cierre - Datos de entrada:

$$\text{Diámetro de la barra} = 38.1 \text{ mm}$$

$$\text{Número de barras} = 5$$

$$\text{Recubrimiento} = 30.0 \text{ mm}$$

$$\text{Fuerzas internas: } M = 5063.43 \text{ kNm/m; } N = -1006.17 \text{ kN/m; } Q = 1122.51 \text{ kN/m}$$

$$\text{Profundidad de la sección transversal} \quad h = 1.99 \text{ m}$$

f. Dimensionamiento de junta de construcción de 11.70m debajo del muro de cierre - Resultados:

Relación de refuerzo	ρ	=	0.29 %	>	0.13 %	= $\rho_{\min}$
Posición del eje neutro	x	=	0.33 m			
Fuerza normal última	N_{Rd}	=	-1044.38 kN/m	>	-1006.17 kNm/m = N_{Ed}	
Momento último	M_{Rd}	=	5255.76 kNm/m	>	5063.43 kNm/m = M_{Ed}	

La sección transversal es SATISFACTORIA

g. Dimensionamiento de la base del estribo - Datos de entrada:

Diámetro de la barra	=	38.1 mm
Número de barras	=	5
Recubrimiento	=	30.0 mm
Fuerzas internas: M = 5189.97 kNm/m;	N = -1013.16 kN/m;	Q = 1140.31 kN/m
Profundidad de la sección transversal	h =	2.00 m

h. Dimensionamiento de la base del estribo - Resultados:

Relación de refuerzo	ρ	=	0.29 %	>	0.13 %	= $\rho_{\min}$
Posición del eje neutro	x	=	0.33 m			
Fuerza normal última	N_{Rd}	=	-1029.78 kN/m	>	-1013.16 kNm/m = N_{Ed}	
Momento último	M_{Rd}	=	5275.09 kNm/m	>	5189.97 kNm/m = M_{Ed}	

La sección transversal es SATISFACTORIA

i. Dimensionamiento del muro de cierre - Datos de entrada:

Diámetro de la barra	=	38.1 mm
Número de barras	=	4
Recubrimiento	=	30.0 mm
Fuerzas internas: M = 2587.20 kNm/m;	N = 0.00 kN/m;	Q = 1599.86 kN/m
Profundidad de la sección transversal	h =	1.50 m

j. Dimensionamiento del muro de cierre - Resultados:

Relación de refuerzo $\rho = 0.31 \% > 0.13 \% = \rho_{\min}$

Momento último $M_{Rd} = 2729.47 \text{ kNm/m} > 2587.20 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

La sección transversal es SATISFATORIA

6.3 Diseño de Pilotes

A continuación, se desarrollará el diseño de los pilotes mediante dos métodos: el FHWA 1999 y el método analítico.

6.3.1 FHWA 1999

- **En el Estribo Derecho**

Resistencia por fuste en suelo cohesivo

$D = 0.90 \text{ m}$

z	Estrato	su (kPa)	su / 100	alfa	fmaxi (Mpa)	RSN (MN)	RSN (T)
2.70	1	40.00	0.40	0.55	0.02	0.17	16.79
14.30	3	40.00	0.40	0.55	0.02	0.89	88.95
							105.75

$$f_{\max} = \alpha * s_u / 1000$$

Ecuación 6.1

$$RSN = \pi * D * f_{\max} * z$$

Ecuación 6.2

Resistencia por fuste en suelo no cohesivo

z	Estrato	Beta	esfuerzo (MPa)	fmaxi (Mpa)	RSN (MN)	RSN (T)
1.00	2	1.26	0.14	0.18	0.50	49.68
1.75	4	1.18	0.13	0.15	0.73	72.73
0.25	5	1.38	0.13	0.17	0.12	12.17
						134.58

$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{z}$$

Ecuación 6.3

$$f_{\max} = \text{esfuerzo} * \beta$$

Ecuación 6.4

TOTAL=	240.32 Ton
---------------	------------

Resistencia por punta en suelo no cohesivo

Estrato	q _{max} (Mpa)	RBN (MN)	RBN (T)
2.00	1.73	1.10	109.74

$$RBN = q_{max} * \pi * \frac{D^2}{4}$$

Ecuación 6.5

Resistencia axial

RTN=	350.06 T
-------------	----------

$$RTN = RSN + RBN$$

Ecuación 6.6

Asentamiento vertical del fuste

Suelo	RSN (MN)	RST (MN)	RSN/RST	s/D (%)	s
Cohesivo	1.06	2.40	0.44	0.01	0.013
No Cohesivo	1.35	2.40	0.56	0.02	0.016
					0.029

Asentamiento Vertical en la base

Suelo	RBN (MN)	RBT (MN)	RBN/RBT	s/D (%)	s (cm)
No Cohesivo	1.10	1.10	1.00	0.05	0.05

- **En el Estribo Izquierdo**

Resistencia por fuste en suelo cohesivo

D=	0.90 M
-----------	--------

Z	Estrato	su (kPa)	su / 100	alfa	f _{maxi} (Mpa)	RSN (MN)	RSN (T)
4.50	1.00	40.00	0.40	0.55	0.02	0.28	27.99
3.50	2.00	153.00	1.53	0.55	0.08	0.83	82.82
0.80	3.00	40.00	0.40	0.55	0.02	0.05	4.98
3.70	4.00	40.00	0.40	0.55	0.02	0.23	23.02
5.90	5.00	40.00	0.40	0.55	0.02	0.37	36.70
							175.50

Resistencia por fuste en suelo no cohesivo

Z	Estrato	Beta	esfuerzo (MPa)	fmaxi (Mpa)	RSN (MN)	RSN (T)
1.50	6.00	1.20	0.13	0.15	0.64	63.61
0.10	7.00	1.42	0.14	0.20	0.06	5.63
						69.24

TOTAL=	244.75 T
---------------	----------

Resistencia por punta en suelo no cohesivo

Estrato	qmax (Mpa)	RBN (MN)	RBN (T)
2.00	1.73	1.10	109.74

Resistencia axial

RTN=	354.49 T
-------------	----------

Asentamiento vertical del fuste

Suelo	RSN (MN)	RST (MN)	RSN/RST	s/D (%)	
Cohesivo	1.76	2.45	0.72	0.02	0.018
No Cohesivo	0.69	2.45	0.28	0.00	0.001
					0.019

Asentamiento Vertical en la base

Suelo	RBN (MN)	RBT (MN)	RBN/RBT	s/D (%)	s (cm)
No Cohesivo	1.10	1.10	1.00	0.05	0.05

6.3.2 Resultados – FHWA 1999

	ESTRIBO DERECHO	ESTRIBO IZQUIERDO
D (m)	0.9	0.9
N	4	4
M	3	3
S (m)	3	3
E	0.775	0.775

N	12	12
RTN (T)	350.06	354.49
Rhga (T)	3200.91	3019.39
Rg (T)	3254.28	3295.41

$$e = 1 - \frac{D}{\pi * S * m * n} \left((n - 1)m + (m - 1)n + \sqrt{2}(m - 1)(n - 1) \right) \quad \text{Ecuación 6.7}$$

$$R_{hg} = e * RTN * N \quad \text{Ecuación 6.8}$$

$$Cond(R_g \geq R_{ga}) \quad \text{Ecuación 6.9}$$

Donde:

D: diámetro del pilote

n: número de pilotes por fila

m: número de filas

S: espaciamiento de eje a eje entre pilotes

e: coeficiente de eficiencia

N: número de pilotes en el encepado

RTN: resistencia axial del pilote

Rga: resistencia grupal admisible

Rg: resistencia grupal real

6.3.3 Método Analítico

En el presente diseño, se van a obtener la longitud ideal de nuestros pilotes según la carga actuante hallada de cada estribo en el GEO5. Para desarrollar este diseño, se requieren de las siguientes fórmulas.

$$Nq = 1.5 \left(\frac{1 + \sin\left(\frac{\pi\phi}{180}\right)}{1 - \sin\left(\frac{\pi\phi}{180}\right)} \right) * e^{\pi \tan\left(\frac{\pi\phi}{180}\right)}$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan\left(\frac{\pi\phi}{180}\right)}$$

$$qp = Nq * f' + \frac{Nc * c}{10}$$

$$E = z_n - z_{n-1}$$

$$H_{media} = \frac{z_n + z_{n-1}}{2}$$

$$Hw = hw - z, \quad Si \ Hw > 0 \rightarrow Hw = 0,$$

$$Hw < 0 \rightarrow Hw = |Hw|$$

$$Hw_{media} = \frac{Hw_n + Hw_{n-1}}{2}$$

$$f_s = E * \gamma_{sat}$$

$$f_w = Hw_{media} * \gamma_w$$

$$f' = f_s - f_w$$

$$Ql_{(t)} = (K_s * f' * P * E * \tan\left(\frac{\pi\phi}{180}\right)) + \left(P * E * \frac{c}{9.8}\right)$$

$$Qp_{(t)} = qp * A$$

$$Qult_{(t)} = Ql_{(t)} + Qp_{(t)}$$

$$GLOBAL \rightarrow Qadm_{(t)} = \frac{Qult_{(t)}}{Fs_{global}}$$

$$DIFERENCIAL \rightarrow Qadm_{(t)} = \frac{Ql_{(t)}}{Fs_{lateral}} + \frac{Qp_{(t)}}{Fs_{punta}}$$

Material del Pilote	Valores de Ks	
	Densidad relativamente baja	Densidad relativamente alta
Acero	0.5	1
Concreto	1	2
Madera	1.5	4

Donde:

Nq, Nc: factores de capacidad de carga

qp: capacidad por punta

c: cohesión del suelo en la punta del pilote

Z: cota del estrato (m)

γ_{sat} : peso específico saturado (tn/m³)

γ_w : peso específico del agua (tn/m³)

ϕ : ángulo de fricción (°)
 E: espesor del estrato (m)
 hw: nivel del agua en el estribo (m)
 fs: esfuerzo del suelo (tn/m²)
 fw: esfuerzo del agua (tn/m²)
 f': esfuerzo efectivo (tn/m²)
 Ks: coeficiente de presión del suelo
 P: perímetro de la punta del pilote (m)
 A: área de la punta del pilote (m)
 Fs(global): factor de seguridad global
 Fs(lateral): factor de seguridad lateral
 Fs(punta): factor de seguridad punta
 Ql(t): capacidad lateral
 Qp(t): capacidad por punta
 Qult(t): capacidad última
 Qadm(t): capacidad admisible

a. Diseño de pilotes del Estribo Derecho

Características del Pilote

Tipo: Concreto
 Diámetro (m): 0.90
 Nivel de agua (m): 7
 Área de punta: (m²): 0.642
 Perímetro (m): 2.841

Tipo de Suelo	γ (tn/m ³)	γ_{sat} (tn/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Bloque cimentación	2.40	2.40	0.00	0.00
Arena Arcillosa	1.80	1.80	4.90	20.00
Arcilla rígida	1.80	2.13	24.52	20.00
Arcilla blanda	1.22	1.76	0.98	12.00

Tabla 23. Características de los tipos de suelos. Elaboración propia.

$$F_{S_{global}} = 3$$

$$F_{S_{lateral}} = 1.5$$

$$F_{S_{punta}} = 3$$

$$Carga\ Actuante(t) = 3200.90\ ton$$

$$N^{\circ} de\ pilotes = 12$$

$$Carga\ actuante\ (por\ pilote) = 266.70\ ton$$

Z (m)	Tipo de Suelo	Nq*	Nc*	Qp	E	H (media)	Hw		Hw (media)	fs	fw	f'	Ks	Ql(t)	Qp(t)	Qult(t)	Qadm (t) Global	Qadm (t) Diferencial
1	Bloque cimentación				1.00	0.50	6.00	0.00	0.00	1.20	0.00	1.20	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
2	Bloque cimentación				1.00	1.50	5.00	0.00	0.00	3.60	0.00	3.60	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
3	Bloque cimentación				1.00	2.50	4.00	0.00	0.00	6.00	0.00	6.00	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
4	Bloque cimentación				1.00	3.50	3.00	0.00	0.00	8.40	0.00	8.40	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
5	Bloque cimentación				1.00	4.50	2.00	0.00	0.00	10.80	0.00	10.80	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
6	Bloque cimentación				1.00	5.50	1.00	0.00	0.00	13.20	0.00	13.20	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
7	Bloque cimentación				1.00	6.50	0.00	0.00	0.00	15.60	0.00	15.60	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
8	Bloque cimentación				1.00	7.50	-1.00	1.00	0.50	18.00	0.50	17.50	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
9	Bloque cimentación				1.00	8.50	-2.00	2.00	1.50	20.40	1.50	18.90	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
10	Bloque cimentación				1.00	9.50	-3.00	3.00	2.50	22.80	2.50	20.30	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
11	Bloque cimentación				1.00	10.50	-4.00	4.00	3.50	25.20	3.50	21.70	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
12	Bloque cimentación				1.00	11.50	-5.00	5.00	4.50	27.60	4.50	23.10	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
13	Bloque cimentación				1.00	12.50	-6.00	6.00	5.50	30.00	5.50	24.50	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
14	Bloque cimentación				1.00	13.50	-7.00	7.00	6.50	32.40	6.50	25.90	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
15	Bloque cimentación				1.00	14.50	-8.00	8.00	7.50	34.80	7.50	27.30	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
16	Bloque cimentación				1.00	15.50	-9.00	9.00	8.50	37.20	8.50	28.70	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
17	Arcilla blanda	4.46	16.28	132.99	1.00	16.50	-10.00	10.00	9.50	38.96	9.50	29.46	1.0	18.1	85.4	103.5	34.5	40.5
18	Arcilla blanda	4.46	16.28	136.38	1.00	17.50	-11.00	11.00	10.50	40.72	10.50	30.22	1.0	36.6	87.6	124.2	41.4	53.6
19	Arcilla blanda	4.46	16.28	139.77	1.00	18.50	-12.00	12.00	11.50	42.48	11.50	30.98	1.0	55.6	89.8	145.4	48.5	67.0
20	Arcilla blanda	4.46	16.28	143.16	1.00	19.50	-13.00	13.00	12.50	44.24	12.50	31.74	1.0	75.0	91.9	167.0	55.7	80.7
21	Arcilla blanda	4.46	16.28	146.55	1.00	20.50	-14.00	14.00	13.50	46.00	13.50	32.50	1.0	95.0	94.1	189.1	63.0	94.7
22	Arcilla blanda	4.46	16.28	149.94	1.00	21.50	-15.00	15.00	14.50	47.76	14.50	33.26	1.0	115.3	96.3	211.6	70.5	109.0
23	Arcilla blanda	4.46	16.28	153.33	1.00	22.50	-16.00	16.00	15.50	49.52	15.50	34.02	1.0	136.1	98.5	234.6	78.2	123.6
24	Arcilla blanda	4.46	16.28	156.72	1.00	23.50	-17.00	17.00	16.50	51.28	16.50	34.78	1.0	157.4	100.6	258.1	86.0	138.5
25	Arcilla blanda	4.46	16.28	160.11	1.00	24.50	-18.00	18.00	17.50	53.04	17.50	35.54	1.0	179.2	102.8	282.0	94.0	153.7
26	Arcilla blanda	4.46	16.28	163.50	1.00	25.50	-19.00	19.00	18.50	54.80	18.50	36.30	1.0	201.4	105.0	306.4	102.1	169.3
27	Arena Arcillosa	9.60	23.63	367.70	1.00	26.50	-20.00	20.00	19.50	56.60	19.50	37.10	1.0	241.2	236.1	477.3	159.1	239.5
28	Arena Arcillosa	9.60	23.63	375.38	1.00	27.50	-21.00	21.00	20.50	58.40	20.50	37.90	1.0	281.8	241.1	522.8	174.3	268.2
29	Arena Arcillosa	9.60	23.63	383.06	1.00	28.50	-22.00	22.00	21.50	60.20	21.50	38.70	1.0	323.2	246.0	569.2	189.7	297.5

30	Arcilla rigida	9.60	23.63	440.26	1.00	29.50	-23.00	23.00	22.50	62.33	22.50	39.83	1.0	371.5	282.7	654.2	218.1	341.9
31	Arena Arcillosa	9.60	23.63	401.59	1.00	30.50	-24.00	24.00	23.50	64.13	23.50	40.63	1.0	414.9	257.9	672.8	224.3	362.6
32	Arena Arcillosa	9.60	23.63	409.27	1.00	31.50	-25.00	25.00	24.50	65.93	24.50	41.43	1.0	459.2	262.8	722.0	240.7	393.7
33	Arcilla rigida	9.60	23.63	466.47	1.00	32.50	-26.00	26.00	25.50	68.06	25.50	42.56	1.0	510.3	299.6	809.8	269.9	440.0
34	Arcilla rigida	9.60	23.63	477.31	1.00	33.50	-27.00	27.00	26.50	70.19	26.50	43.69	1.0	562.6	306.5	869.1	289.7	477.2
35	Arcilla rigida	9.60	23.63	488.16	1.00	34.50	-28.00	28.00	27.50	72.32	27.50	44.82	1.0	616.0	313.5	929.5	309.8	515.2
36	Arcilla rigida	9.60	23.63	499.01	1.00	35.50	-29.00	29.00	28.50	74.45	28.50	45.95	1.0	670.6	320.5	991.1	330.4	553.9
37	Arcilla rigida	9.60	23.63	509.86	1.00	36.50	-30.00	30.00	29.50	76.58	29.50	47.08	1.0	726.4	327.4	1053.8	351.3	593.4
38	Arcilla rigida	9.60	23.63	520.70	1.00	37.50	-31.00	31.00	30.50	78.71	30.50	48.21	1.0	783.4	334.4	1117.8	372.6	633.7
39	Arcilla rigida	9.60	23.63	531.55	1.00	38.50	-32.00	32.00	31.50	80.84	31.50	49.34	1.0	841.5	341.4	1182.8	394.3	674.8
40	Arcilla rigida	9.60	23.63	542.40	1.00	39.50	-33.00	33.00	32.50	82.97	32.50	50.47	1.0	900.8	348.3	1249.1	416.4	716.6

Luego de desarrollar todo el cuadro de Excel con las fórmulas ya mencionadas del Método Analítico, se tiene que hallar la cota donde los pilotes van a poder recibir la carga actuante obtenida por el GEO5 en el estribo derecho que es 266.70 ton por pilote.

Para obtener dicha cota, el Qadm global y el Qadm diferencial tienen que ser mayores a la carga actuante por pilote. Por lo tanto, como se ve en el cuadro, en la cota 33 se cumple dicha condición. Los pilotes resisten la carga actuante en dicha cota.

Por último, para determinar la altura de los pilotes, se tiene que resolver de la siguiente manera:

$$hp = z_0 - h_e = 33 - 16 = 17m$$

b. Diseño de pilotes del Estribo Izquierdo

Características del Pilote

Tipo: Concreto

Diámetro (m): 0.90

Nivel de agua (m): 4

Área de punta: (m²): 0.642

Perímetro (m): 2.841

Tipo de Suelo	γ (tn/m³)	γ_{sat} (tn/m³)	c (kN/m²)	ϕ (°)
Bloque cimentación	2.40	2.40	0.00	0.00
Arcillas Limosa	1.90	1.75	5.00	15.00
Arena Arcillosa	1.80	1.80	4.90	20.00
Arena bien graduada	1.90	1.90	8.00	25.00
Arcilla rígida	1.80	2.13	24.52	20.00
Arcilla blanda	1.22	1.76	0.98	12.00

Tabla 24. Características de los tipos de suelos. Elaboración propia.

$$F_{S_{global}} = 3$$

$$F_{S_{lateral}} = 1.5$$

$$F_{S_{punta}} = 3$$

$$Carga\ Actuante(t) = 3019.40\ ton$$

$$N^{\circ} de\ pilotes = 12$$

$$Carga\ actuante\ (por\ pilote) = 251.60\ ton$$

Z (m)	Tipo de Suelo	Nq*	Nc*	qp	Espesor	H (media)	Hw	Hw (media)	fs	fw	f'	Ks	Ql(t)	Qp(t)	Qult(t)	Qadm (t) Global	Qadm (t) Diferencial
1	Bloque cimentación				1.00	0.50	0.00	0.00	1.20	0.00	1.20	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
2	Bloque cimentación				1.00	1.50	0.00	0.00	3.60	0.00	3.60	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
3	Bloque cimentación				1.00	2.50	0.00	0.00	6.00	0.00	6.00	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
4	Bloque cimentación				1.00	3.50	0.00	0.00	8.40	0.00	8.40	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
5	Bloque cimentación				1.00	4.50	1.00	0.50	10.80	0.50	10.30	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
6	Bloque cimentación				1.00	5.50	2.00	1.50	13.20	1.50	11.70	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
7	Bloque cimentación				1.00	6.50	3.00	2.50	15.60	2.50	13.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Bloque cimentación				1.00	7.50	4.00	3.50	18.00	3.50	14.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Bloque cimentación				1.00	8.50	5.00	4.50	20.40	4.50	15.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Bloque cimentación				1.00	9.50	6.00	5.50	22.80	5.50	17.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	Bloque cimentación				1.00	10.50	7.00	6.50	25.20	6.50	18.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	Bloque cimentación				1.00	11.50	8.00	7.50	27.60	7.50	20.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	Bloque cimentación				1.00	12.50	9.00	8.50	30.00	8.50	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	Bloque cimentación				1.00	13.50	10.00	9.50	32.40	9.50	22.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Bloque cimentación				1.00	14.50	11.00	10.50	34.80	10.50	24.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	Bloque cimentación				1.00	15.50	12.00	11.50	37.20	11.50	25.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	Arcillas Limosa	5.91	18.33	165.53	1.00	16.50	13.00	12.50	38.95	12.50	26.45	1.0	21.6	106.3	127.9	42.6	49.8
18	Arcillas Limosa	5.91	18.33	169.96	1.00	17.50	14.00	13.50	40.70	13.50	27.20	1.0	43.7	109.1	152.9	51.0	65.5
19	Arcillas Limosa	5.91	18.33	174.40	1.00	18.50	15.00	14.50	42.45	14.50	27.95	1.0	66.5	112.0	178.5	59.5	81.6
20	Arcilla rigida	9.60	23.63	337.07	1.00	19.50	16.00	15.50	44.58	15.50	29.08	1.0	103.6	216.5	320.1	106.7	141.2
21	Arcilla blanda	4.46	16.28	134.69	1.00	20.50	17.00	16.50	46.34	16.50	29.84	1.0	121.9	86.5	208.4	69.5	110.1
22	Arcilla blanda	4.46	16.28	138.08	1.00	21.50	18.00	17.50	48.10	17.50	30.60	1.0	140.7	88.7	229.4	76.5	123.4
23	Arcilla blanda	4.46	16.28	141.47	1.00	22.50	19.00	18.50	49.86	18.50	31.36	1.0	159.9	90.8	250.8	83.6	136.9
24	Arcilla blanda	4.46	16.28	144.86	1.00	23.50	20.00	19.50	51.62	19.50	32.12	1.0	179.6	93.0	272.6	90.9	150.7
25	Arcilla rigida	9.60	23.63	377.10	1.00	24.50	21.00	20.50	53.75	20.50	33.25	1.0	221.1	242.2	463.2	154.4	228.1
26	Arcilla rigida	9.60	23.63	387.95	1.00	25.50	22.00	21.50	55.88	21.50	34.38	1.0	263.7	249.1	512.9	171.0	258.9

27	Arcilla rigida	9.60	23.63	398.79	1.00	26.50	23.00	22.50	58.01	22.50	35.51	1.0	307.6	256.1	563.7	187.9	290.4
28	Arcilla rigida	9.60	23.63	409.64	1.00	27.50	24.00	23.50	60.14	23.50	36.64	1.0	352.6	263.1	615.6	205.2	322.7
29	Arcilla rigida	9.60	23.63	420.49	1.00	28.50	25.00	24.50	62.27	24.50	37.77	1.0	398.7	270.0	668.7	222.9	355.8
30	Arcilla rigida	9.60	23.63	431.34	1.00	29.50	26.00	25.50	64.40	25.50	38.90	1.0	446.0	277.0	723.0	241.0	389.7
31	Arena Arcillosa	9.60	23.63	392.66	1.00	30.50	27.00	26.50	66.20	26.50	39.70	1.0	488.5	252.2	740.7	246.9	409.7
32	Arena bien graduada	15.99	32.15	675.05	1.00	31.50	28.00	27.50	68.10	27.50	40.60	1.0	544.6	433.5	978.1	326.0	507.6
33	Arena bien graduada	15.99	32.15	689.44	1.00	32.50	29.00	28.50	70.00	28.50	41.50	1.0	601.9	442.7	1044.6	348.2	548.9
34	Arena bien graduada	15.99	32.15	703.83	1.00	33.50	30.00	29.50	71.90	29.50	42.40	1.0	660.4	452.0	1112.4	370.8	590.9
35	Arena bien graduada	15.99	32.15	718.23	1.00	34.50	31.00	30.50	73.80	30.50	43.30	1.0	720.1	461.2	1181.3	393.8	633.8
36	Arena bien graduada	15.99	32.15	732.62	1.00	35.50	32.00	31.50	75.70	31.50	44.20	1.0	780.9	470.5	1251.4	417.1	677.4
37	Arena bien graduada	15.99	32.15	747.02	1.00	36.50	33.00	32.50	77.60	32.50	45.10	1.0	843.0	479.7	1322.7	440.9	721.9
38	Arena bien graduada	15.99	32.15	761.41	1.00	37.50	34.00	33.50	79.50	33.50	46.00	1.0	906.2	489.0	1395.2	465.1	767.2
39	Arena bien graduada	15.99	32.15	775.80	1.00	38.50	35.00	34.50	81.40	34.50	46.90	1.0	970.7	498.2	1468.9	489.6	813.2
40	Arena bien graduada	15.99	32.15	790.20	1.00	39.50	36.00	35.50	83.30	35.50	47.80	1.0	1036.3	507.5	1543.8	514.6	860.0

Luego de desarrollar todo el cuadro de Excel con las fórmulas ya mencionadas del Método Analítico, se tiene que hallar la cota donde los pilotes van a poder recibir la carga actuante obtenida por el GEO5 en el estribo derecho que es 251.60 ton por pilote.

Para obtener dicha cota, el Qadm global y el Qadm diferencial tienen que ser mayores a la carga actuante por pilote. Por lo tanto, como se ve en el cuadro, en la cota 32 se cumple dicha condición. Los pilotes resisten la carga actuante en dicha cota.

Por último, para determinar la altura de los pilotes, se tiene que resolver de la siguiente manera:

$$hp = z_0 - h_e = 32 - 16 = 16m$$

7 CONCLUSIONES

- El proyecto existente seleccionado para desarrollar la propuesta de cimentación profunda fue el Puente Canoas, ubicado en el departamento de Tumbes, al norte de Perú.
 - El motivo de la elección fue porque esta zona cumple con los requerimientos del tipo de suelo blando para cimentación profunda. Además, se obtuvieron los estudios básicos del proyecto.
 - Clima:
 - Entre diciembre y abril: 27 °C – 42 °C
 - Entre mayo y noviembre: 12 °C – 23 °C
 - Clima seco (precipitación media anual alrededor de 200mm)
 - Topografía:
 - Pendientes suaves
 - Variaciones de terreno entre los 0 y 200 msnm.
 - Suelo y Geotecnia
 - Tipos de suelos: CL, SM, SP-SM, SC y GM.
 - Parámetros: • Densidad: 1.300 gr/cm³ • Cohesión: 0.2 Kg/cm² • Ángulo de fricción: 25°
 - La profundidad de cimentación recomendable para ambos estribos, es de 27.00 m (longitud de pilotes), la cual se alcanzará con pilotes excavados de 1.00 m. de diámetro con respecto al nivel inferior del cauce actual.
 - La capacidad de carga admisible estimada para cada pilote a 25.5 m de profundidad es de 100.97 Ton, mayor que la actuante que es de 100 Ton, se empleará 10 pilotes por estribo.
 - Asentamiento máximo esperado: 36.5 mm
 - Hidrología e Hidráulica
 - Período de retorno: 174 años (vida útil 50 años).
 - Caudal de diseño: 289.7m³/seg.
 - Altura de socavación: 8.50 metros por debajo del fondo del cauce.
 - Elementos estructurales:
 - Consta de 2 carriles de 3.6 m cada uno. Además, posee 2 bermas a los lados de 60 cm y 2 veredas de 90 cm. Este puente posee una estructura

metálica que engancha toda la estructura; y como es una sola pieza, las dimensiones de las bermas y veredas deben fueron ajustadas para encajar en la estructura metálica.

- El motivo de la elección fue porque esta zona cumple con los requerimientos del tipo de suelo blando para cimentación profunda. Además, se obtuvieron los estudios básicos del proyecto.
- El proyecto original consistía en un puente reticulado, por lo que se ha propuesto una alternativa estructural con un procedimiento óptimo en tiempo de ejecución. La superestructura se conforma de vigas de acero con losa de concreto. Las vigas de acero son de 2.30 metros de peralte con diafragmas cada 10 metros a lo largo del puente, cuya luz total es de 50 metros. Además, se determinó que la subestructura contará con dos estribos de 16 metros de altura con contrafuertes y cimentación profunda con pilotes.
- Se modeló en el SAP2000 las vigas de acero con sus respectivos diafragmas y se aplicaron las cargas tales como los camiones, donde se obtuvieron cinco cargas puntuales de 11.20 ton en el momento más crítico del puente (con 02 camiones), barandas con una carga uniforme de 0.025 ton/m, asfalto con una carga distribuida de 0.11 ton/m² y la sobrecarga. Así, se obtuvieron las reacciones máximas, ubicadas a los extremos del puente, y los momentos y deflexiones máximas, ubicadas al medio del puente. Estas cargas se presentan en el siguiente cuadro:

Vigas	Corte	Momento	Deflexión
	Tonf/m	Tonf-m	M
Viga 1	61.85	519.42	0.1298
Viga 2	65.74	539.78	0.1345
Viga 3	66.92	554.61	0.1373
Viga 4	66.99	557.66	0.1377
Viga 5	64.29	556.70	0.1363

- Finalmente, se obtuvo la carga a aplicar en los estribos, la cual es 420 kN/m.
- Según lo estudiado en los diversos tipos de pilotes, se puede concluir lo siguiente sobre cada uno:
 - **Pilotes Hincados:** A pesar del alto rendimiento que puede tener el hincado de pilotes, a causa de las arcillas que se presentan en el suelo del proyecto,

podría generar Fricción Negativa (fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por dicho suelo) y dificultades para atravesar estratos con cohesión alta.

- **Pilotes in situ de desplazamiento con punta de acero:** Este tipo de pilote es muy bueno trabajando por punta, sin embargo, al ser hincado, también presentará problemas para atravesar capas de suelo cohesivas.
- **Pilote in situ de desplazamiento con tapón de gravas:** Este método, también llamado tipo Franki, es bastante utilizado en Perú. Sin embargo, no es recomendable para suelos cohesivos. Además, el golpeo del pilote podría quebrar algún estrato de suelo frágil, lo que llevaría a problemas de asentamiento.
- **Micropilotes:** el uso de este tipo de pilotes se utiliza principalmente para espacios reducidos y con menor capacidad portante.
- **Pilote in situ de extracción con entubación recuperable:** Si bien este tipo de pilote es apto para ejecutarse en el tipo de suelo del proyecto, el bajo rendimiento (75 – 150 ml/día) generará sobre costos en comparación a otros métodos.
- **Pilote in situ de extracción con camisa perdida:** Este método también es apto para ejecutarse en el suelo arenoso-arcilloso del proyecto y, a diferencia del anterior, posee buen rendimiento. Sin embargo, este tipo de pilotes es utilizado para cuidar el concreto frente a suelos agresivos químicamente o cuando se presentan corrientes de agua subterránea que puedan afectarlo. La camisa perdida generaría sobre costos importantes, por lo que no se recomienda para este caso.
- **Pilote in situ perforado sin entubación con lodos tixotrópicos:** Consiste en contener las paredes del terreno con lodo bentonítico mientras se perfora. Para fabricar el lodo se emplean centrales de lodos, que es un costo añadido a tener en cuenta, así como deshacerse de este supone un coste extra puesto que debe verse de forma controlada en un vertedero. En este caso, no será recomendable utilizarlo por los sobre costos que generarían los lodos.
- **Pilote in situ excavado sin entubación:** Este método se utiliza solo si el suelo a trabajar es apto para autosostenerse (cohesión alta). A pesar de su alto

rendimiento (200-250 ml/día), la presencia de napa freática (como en el caso del proyecto Canoas) o de suelos inestable imposibilitaría su ejecución.

- **Pilote in situ excavado y vaciado por tubo central de barrena (CFA):** Este tipo de pilotes se puede ejecutar en suelos inestables y con presencia de napa freática. Además, las vibraciones realizadas en el proceso constructivo son casi nulas, lo cual no alteraría el suelo aledaño. Lo caracteriza su rápida velocidad de perforación, con un rendimiento hasta de 300 ml/día en suelos blandos y en condiciones favorables. Asimismo, pueden ser ofertados también con Control Continuo de Parámetros, procedimiento que controla y documenta el proceso de construcción del pilote.
 - **Por estos motivos, se decide que la mejor opción como método de ejecución de pilotes para el proyecto Canoas, es el Pilote in situ excavado y vaciado por tubo central de barrena (CFA).**
- Realizando una comparación entre tres softwares empleados para el análisis de subestructura, se determinó que el software a emplear sería el GEO5. El cual posee características favorables como:
 - Contiene programas específicos para cada tipo de subestructura.
 - Uno de ellos es el programa para desarrollar estribos.
 - Ayuda a determinar la cuantía óptima a utilizar según diversos parámetros, lo cual disminuiría el costo de los elementos.
 - Opción de colocar las características específicas de cada estrato de suelo.
 - Muestra resultados como verificaciones por volteo y verificaciones por deslizamiento.
- Se aplicó el GEO5 para el control de estabilidad de los estribos y los resultados son favorables, como se observa en el siguiente cuadro.

Estribo	Verificación	Fuerzas y Momentos	Resultados
Estribo Derecho	Deslizamiento	Hres	2,303.65 kN/m
		Hact	1,070.33 kN/m
	Volteo	Mres	16,061.19 kN-m
		Mobr	6,669.13 kN-m
Estribo Izquierdo	Deslizamiento	Hres	2,300.95 kN/m
		Hact	1,520.58 kN/m
	Volteo	Mres	15,739.36 kN-m
		Mobr	8,888.96 kN-m

- Todas las fuerzas y momentos resistentes son mayores a las actuantes. Por lo tanto, ambos estribos cumplen con las verificaciones por deslizamiento y volteo.
- Para diseñar y comprobar el pilote, se realizaron dos diferentes métodos de diseño, los cuales son el FHWA 1999 y el método analítico. En primer lugar, se tomó como base de diseño un pilote de 20 metros de longitud y 0.90 metros de diámetro. Al determinar los estratos que iban a lo largo del pilote, se continuó con la obtención de la resistencia total de nuestro pilote, que iba a consistir en dos aspectos: resistencia por Fuste y por Punta.
- Para el primer diseño, se utilizó el FHWA 1999, debido a que este método se emplea para este tipo de pilote.
 - Aplicando las fórmulas y los pasos para la obtención de las resistencias, con pilotes de 20m de longitud y 0.90m de diámetro, se halló que la resistencia axial eran 350.06 T para un pilote del estribo derecho y 354.49 ton para un pilote del estribo izquierdo.
 - En el GEO5, se obtuvieron los esfuerzos en el fondo del encepado, por lo cual se determinaron la resistencia grupal admisible de cada estribo, los cuales fueron 3200.91 T para el encepado del estribo derecho y 3019.39 ton para el encepado del estribo izquierdo.
 - Aplicando las fórmulas de eficiencia de grupo de pilotes se concluyó que, con un grupo de 12 pilotes, con 3 filas de 4 cada uno, con una separación de 3m de eje a eje y con un diámetro de 0.90m se obtuvo una resistencia óptima. Por un lado, en el estribo derecho se calculó 3254.28 ton. Por otro lado, en el otro estribo se obtuvo 3295.41 ton. Lo que significó que, en ambos estribos, se necesitarían 12 pilotes de 20 metros de largo con 0.90 metros de diámetro ya que su resistencia grupal es mayor a la admisible.
- En el segundo diseño, se quiere optimizar el pilote de tal manera de encontrar la longitud mínima para ejecutar en el proyecto.
 - Esto se hizo mediante el Método Analítico en base a la carga actuante de cada estribo, 266.70 ton en el estribo derecho y 251.60 ton en el estribo izquierdo por cada pilote.

- Además, según las características de cada estrato de suelo, del nivel freático de cada estribo y del diámetro del pilote, el cual es de 0.90m, se procede a calcular los factores de capacidad de carga y las cargas últimas para hallar la resistencia mayor a la admisible.
- Para determinar la longitud óptima del pilote, las cargas últimas global y diferencial deben ser mayores a las admisibles que son las cargas actuantes por pilote ya mencionada líneas atrás.
- Para el estribo derecho, las cargas últimas que son mayores que la admisible, se encuentran en la cota $z=33\text{m}$ con un valor de:
 - $Q_{ult}(\text{global}) = 269.90 \text{ ton}$
 - $Q_{ult}(\text{diferencial}) = 440.00 \text{ ton}$
- Para el estribo izquierdo, las cargas últimas que son mayores que la admisible, se encuentran en la cota $z=32\text{m}$ con un valor de:
 - $Q_{ult}(\text{global}) = 326.00 \text{ ton}$
 - $Q_{ult}(\text{diferencial}) = 507.60 \text{ ton}$
- Siguiendo con el diseño, la longitud del pilote se determina por la diferencia de la cota en donde las cargas últimas son mayores a la admisible y la longitud del estribo (16m). Por lo tanto, los pilotes del estribo derecho son de 17m y del estribo izquierdo son de 16m.

8 RECOMENDACIONES

- Realizar cuadros comparativos es un método eficiente para poder determinar la mejor opción en una decisión.
- Para los estudios geotécnicos, recomendamos utilizar el método del MASW, el cual es un software que trabaja en conjunto con el ensayo SPT y que determina las velocidades de la onda S y por ende genera parámetros de rigidez y resistencia del suelo. Uno puede determinar que el suelo es grava, pero con el MASW se puede determinar si es una roca suelta (suelo) o rígida (enrocado).
- Aparte del uso de pilotes, considerar la evaluación del hincado de tablestacas como método de transmisión de cargas hacia mejores estratos portantes.

9 REFERENCIAS

- AASHTO. (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Alva Hurtado, J. (2016, Octubre 04). *Jorge Alva Hurtado*. Retrieved Setiembre 15, 2017, from <http://www.jorgealvahurtado.com/files/>
- Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: American Institute of Steel Construction.
- Bolton, S., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1985). *Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations* (Vol. 111). Reston, Virginia: ASCE.
- Brown, D., Dapp, S., Thompson, R., & Lazarte, C. (2007). *Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles*. Columbia: GeoSyntec Consultants.
- Campos, D. (2011). *Estudio de la variabilidad del suelo de Piura a través del SPT para la valoración del F.S. (Tesis de Título)*. Universidad de Piura, Piura.
- Carson, A. (1965). *Foundation construction*. New York: McGraw-Hill.
- Coduto, D. (1994). *Foundation design: principles and practices*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.
- García Gamallo, A. (1997). *La Evolución De Las Cimentaciones En La Historia De La Arquitectura, Desde La Prehistoria Hasta La Primera Revolución Industrial*. Madrid: Departamento De Estructuras De Edificación, Universidad Politécnica de Madrid.
- HBO Consultores. (2013). *Estudio Definitivo a Nivel de Expediente Técnico para la Construcción del Puente Canoas y Accesos*. Lima: MTC.
- Hudelmaier, K. (2009). *Special Deep Foundation* (Vol. II). Nenzing: Ernst & Sohn.
- Hurtado, J. A. (2016). *Cimentaciones Profundas*. Lima: CISMID-FIC-UNI.
- Lambe, W., & Whitman, R. (2004). *Mecánica de Suelos*. México D.F.: LIMUSA.
- López, I. (2012). *Cimentaciones Profundas. Ejecución de Pilotes de Extracción*. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.

- Liu, B., Zhang, D., & Xi, P. (2017). Mechanical behaviors of SD and CFA piles using BOTDA-based fiber optic sensor system: A comparative field test study. Elsevier.
- Metrics, T. (2011). Image Google Earth. *Data SIO, NOAA*. U.S. Navy, EE.UU.
- Moreno, A. (2016). Cimentaciones Profundas: Pilotes. *Fundación MUSAAT*, 56-63.
- MTC. (2016). *Manual de Puentes*. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Pérez Carballo, P. (2010). Implementación informática para el cálculo de pilotes de hormigón "in situ" según el Código Técnico de la Edificación. *Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla*.
- Raddatz, D., Miranda, R., & Taiba, O. (2014). Diseño y aplicación de pilotes CFA para una central eléctrica en Coronel, Chile. *Obras y Proyectos*, 15, 8-18.
- Rodriguez, A. (2012). *Puentes y Obras de Arte*. Perú.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*. Bucaramanga: U. Industrial de Santander.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Vol. 3). New York: Wiley.
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (2007). *Pile Design and Construction Practice*. New York: Taylor & Francis Group.
- Vesic, A. (1967). *Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*. Atlanta: Georgia Inst. of Technology.
- Yasin Housin, A. (2015). *Structural Design Of Abutment Using Geo 5 Program*. Surakarta: Universitas Muhammadiyah.
- Yepes, V. (2016). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Valencia: Universitat Politècnica de València.

10 ANEXOS

Registro Fotográfico:

Foto N° 01: Panorámica del actual Puente Canoas visto hacia aguas abajo. A la izquierda se observa erosiones del muro de protección del acceso izquierdo.

Foto N° 02: Aforamiento de rocas sedimentarias (areniscas, lutitas, limolitas y conglomerados) en la margen derecha de la quebrada Canoas, aguas arriba del puente.

Foto N° 03: Panorámica de cauce de la quebrada Canoas a partir de unos 200 m, aguas arriba del puente

Foto N° 04. Otra panorámica del Puente Canoas visto hacia aguas abajo. La amplia planicie del cauce de la quebrada es inundada de manera casi permanente por las aguas que infiltran del mar

Foto N° 05: Detalle de los afloramientos de rocas sedimentarias que delimitan el cauce de la quebrada Canoas inmediatamente aguas arriba del puente

Foto N° 06: Margen izquierda de la quebrada Canoas inmediatamente aguas arriba del estribo izquierdo del puente, constituida por importantes acumulaciones de material conglomerádico

Foto N° 7: Panorámica de la terraza eólica, formada por las arenas marinas, que interrumpe el desagüe directo de la quebrada Canoas hacia el mar

Foto N° 8: Detalle del material de arcillas que rellena el cauce de la quebrada Canoas en las inmediaciones del puente, debido a las infiltraciones de las aguas provenientes del mar.

[Geo 5 - Abutment (demo version) | version 5.9.14.0 | Copyright (c) FINE Ltd. 2009 | www.finesoftware.eu]