



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Ingeniería Vial

**PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE
COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur "A"), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA**

INGENIERO CIVIL MYNOR ORLANDO YAC QUIEM

Asesorado por el INGENIERO CIVIL - MAESTRO VIAL ERICK RICARDO
PÉREZ MÉRIDA

Guatemala, SEPTIEMBRE DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE
COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur "A"), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

INGENIERO CIVIL MYNOR ORLANDO YAC QUIEM

Asesorado por el INGENIERO CIVIL - MAESTRO VIAL ERICK RICARDO
PÉREZ MÉRIDA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA VIAL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Córdova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Luis Diego Aguilar Ralón
VOCAL V	Br. Christian Daniel Estrada Santizo
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez.

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Córdova Estrada
EXAMINADOR	M.A. Ing. Edgar Dario Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. César Augusto Castillo Morales
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur "A"), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería, con fecha 26 de julio del año 2011.



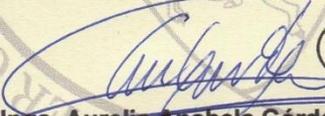
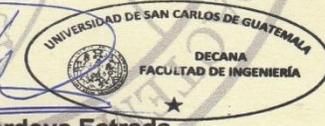
MYNOR ORLANDO YAC QUIEM

EPPFI-738-2019

En mi calidad como Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Postgrado, al Trabajo de Graduación de la Maestría en Artes en Ingeniería Vial titulado: **“PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur “A”), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA”** presentado por el Ingeniero Civil Mynor Orlando Yac Quiem quien se identifica con Carné 100018355, procedo a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

“Id y Enseñad a Todos”



Inga. Aurelia Anabela Córdova Estrada
Decana
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

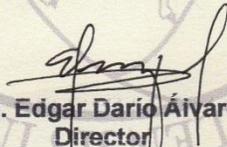
Guatemala, septiembre de 2019

EEPFI-739-2019

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y verificar la aprobación del Revisor y la aprobación del Área de Lingüística al Trabajo de Graduación titulado: **“PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur “A”), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA”** presentado por el Ingeniero Civil Mynor Orlando Yac Quiem quien se identifica con Carné **100018355**, correspondiente al programa de Maestría en Artes en ingeniería Vial; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Coti
Director

**Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala**



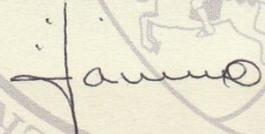
Guatemala, septiembre de 2019

EEPM-740-2019

Como Coordinador de la Maestría en Artes en Ingeniería Vial doy el aval correspondiente para la aprobación del Trabajo de Graduación titulado: **“PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur “A”), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA”** presentado por el Ingeniero Civil **Mynor Orlando Yac** Quien quien se identifica con Carné **100018355**.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador de Maestría
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala



Guatemala, septiembre de 2019

EEPM-741-2019

En mi calidad como Asesor del Ingeniero Civil **Mynor Orlando Yac Quiem** quien se identifica con Carné **100018355** procedo a dar el aval correspondiente para la aprobación del Trabajo de Graduación titulado: **"PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur "A"), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"** quien se encuentra en el programa de Maestría en Artes en Ingeniería Vial en la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

*Erick Ricardo Pérez Mérida
Ing. Civil, Maestro Ing. Vial
Colegiado 4072*



**Mtro. Ing. Erick Ricardo Pérez Mérida
Asesor**

*Erick Ricardo Pérez Mérida
Ing. Civil, Maestro Ing. Vial
Colegiado 4072*

Guatemala, septiembre de 2019

ACTO QUE DEDICO A

- Dios** Por darme el privilegio de existir, ser la luz en mi vida, ser mi paz y mi confianza en momentos de angustia y por darme el tesoro más grande del mundo, que es confiar en su palabra.
- Mi padre** Cruz Yac. Por darme la oportunidad de mi existencia y compartir mis alegrías y triunfos.
- Mi madre** Rosa Clemencia Quiem Cupil, por darme la vida, su gran amor y sus sutiles cuidados, por enseñarme el valor de la rectitud y honestidad, por compartir mis tristezas y triunfos, y por varios momentos que con palabras no alcanzaría a expresar mi agradecimiento. Que Dios la bendiga mamita.
- Mi esposa** Alma Aracely Silín López, por compartir su vida a mi lado, por esos momentos inolvidables juntos, por agradecer mi vida al darme a mis hijos, que Dios te bendiga.
- Mis hijos** Aracely Rosa María y Orlando Emanuel. Por hacerme vivir el éxtasis de mi existencia, brindándome su amor puro.

AGRADECIMIENTOS A

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser casa de estudios y formación de hombres, en beneficio del desarrollo de Guatemala.
Facultad de Ingeniería	Por ser una importante influencia en mi carrera, entre otras cosas.
Asesor de tesis	Ingeniero Civil – Maestro Vial, Erick Ricardo Pérez Mérida, por su apoyo desinteresado y oportuno en el desarrollo de la presente tesis.
Colega	Ingeniero Armando Fuentes Roca, por su apoyo desinteresado y oportuno en el desarrollo de la presente tesis.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
GLOSARIO	IX
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. ESTUDIO DE HIDROLOGÍA Y NIVEL FREÁTICO DEL ÁREA.....	1
1.1. ÁREA DE INFLUENCIA.....	1
1.2. RÉGIMEN DE PRECIPITACIONES	7
1.3. CONSIDERACIONES.....	8
2. ESTUDIO DE SISMO	9
2.1. SISMICIDAD HISTÓRICA	10
2.2. SISMO SEGÚN PROBABILIDAD DE OCURRENCIA.....	10
2.3. AMENAZA SÍSMICA.....	13
2.4. MACROZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	14
2.5. COEFICIENTE SÍSMICO	17
2.6. CONSIDERACIONES.....	19
3. CIMENTACIONES PROFUNDAS, PILOTES Y MÉTODOS DE APLICACIÓN.....	21
3.1. FUNCIONES Y USO DE LOS PILOTES	23
3.2. ALCANCE.....	28
3.3. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES	28
3.4. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN SUELO GRANULAR DE UN PILOTE.....	29
3.5. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE UN PILOTE	31

3.6.	FRICCIÓN NEGATIVA.....	32
3.7.	CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES.....	35
3.8.	LONGITUDES DE PILOTES CERCANOS.....	36
3.9.	ASENTAMIENTO DE UN PILOTE INDIVIDUAL EN ARENA O GRAVA.....	36
3.10.	ASENTAMIENTO DE UN GRUPO DE PILOTES EN ARENA O GRAVA.....	37
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	39
4.1.	CARGAS ESTRUCTURALES.....	39
4.1.1.	CARGAS MUERTAS O PERMANENTES.....	41
4.1.2.	CARGAS VIVAS.....	41
4.1.3.	CARGAS POR VIENTO	42
4.1.4.	CARGAS DE SISMO.....	43
4.1.5.	CARGAS CAUSADAS POR TEMPERATURA.....	44
4.1.6.	CARGAS DE PRESIÓN DE TIERRA O HIDROSTÁTICAS	46
4.2.	ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SITIO	50
4.2.1.	ESTRATIGRAFÍA.....	52
4.2.2.	ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y ASENTAMIENTOS.....	52
4.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL ASISTIDO POR COMPUTADORA.....	53
4.3.1.	NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	54
4.3.2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	54
4.3.3.	ANÁLISIS Y DISEÑO: CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	56
4.3.4.	CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO.....	56
4.3.5.	CONDICIONES SÍSMICAS GENERALES	61
4.3.6.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	62

CONCLUSIÓN	81
RECOMENDACIONES	83
BIBLIOGRAFÍA	85
BIBLIOGRAFÍA	85
ANEXOS	87

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1.	Ubicación del zanjón Suquité	2
Figura 2.	Ubicación del zanjón Chilate	3
Figura 3.	Ubicación de los drenajes artificiales.....	4
Figura 4.	Mapa de estaciones meteorológicas de Guatemala.....	5
Figura 5.	Mapa de riesgo de inundación.....	6
Figura 6.	Zona de inundación y desbordamiento.....	6
Figura 7.	Mapa de zonificación sismicidad en Guatemala.....	16
Figura 8.	Pilote de punta.....	23
Figura 9.	Pilote de fricción normal	24
Figura 10.	Pilote de fricción negativa.....	25
Figura 11.	Pilotes sujetos a volteo y subpresiones	25
Figura 12.	Pilotes sujetos a volteos y subpresiones	26
Figura 13.	Pilotes sujetos a erosión excesiva	26
Figura 14.	Sistema ante posibilidades de derrumbe.....	27
Figura 15.	Sistema para movimientos estacionales.....	27
Figura 16.	Distribución de esfuerzos	34
Figura 17.	Asentamiento de un grupo de pilotes y un pilote	37
Figura 18.	Carga viva – vehículo de diseño.....	50
Figura 19.	Superestructura	55
Figura 20.	Estribo de ingreso.....	55
Figura 21.	Vehículo de diseño	57
Figura 22.	Coeficientes de respuesta sísmica, diferentes perfiles de suelo.....	59
Figura 23.	Combinaciones de carga	60
Figura 24.	Combinaciones de carga	60
Figura 25.	Configuración para análisis estático	63
Figura 26.	Configuración para análisis espectral.....	63

Figura 27.	Resultantes peso propio de superestructura.....	67
Figura 28.	Resultantes peso propio de aceras y arriates (2000, SAP).....	68
Figura 29.	Resultantes de carga viva móvil superestructura.....	68
Figura 30.	Resultantes de carga viva en aceras y arriates.....	69
Figura 31.	Resultantes de carga viva en aceras y arriate	69
Figura 32.	Presión de tierra integrada en el estribo de entrada	70
Figura 33.	Presión negativa de tierra integrada en el estribo de entrada.....	70
Figura 34.	Reacciones en puntos de ubicación de pilotes, f1: reacción en x; f2: reacción en y; f3: reacción en dirección z (2000, SAP).....	71
Figura 35.	Momentos máximos resultantes en cortina	74
Figura 36.	Momentos máximos resultantes en zapata	75
Figura 37.	Esfuerzo axial máximo resultante en contrafuerte	76

TABLAS

Tabla I.	Nivel del manto freático	5
Tabla II.	Tabla de identificación de peligro o amenaza.....	11
Tabla III.	Estado actual meteorológico	11
Tabla IV.	Probabilidad de la frecuencia del sismo	12
Tabla V.	Severidad por grado del sismo	12
Tabla VI.	Identificación de sismos posibles en el área.....	13
Tabla VII.	Aceleraciones máximas.....	17
Tabla VIII.	Magnitud y duración de sismo	18
Tabla IX.	Magnitud y efectos del terremoto	18
Tabla X.	K_s y δ para pilotes hincados.....	31
Tabla XI.	Cuantificación de cargas muertas	47
Tabla XII.	Resumen de resultados de las calicatas	53
Tabla XIII.	Subdivisión de cargas.....	56
Tabla XIV.	Distancia entre ejes y cargas.....	58
Tabla XV.	Resumen de relaciones de masa modal (2000, SAP)	64
Tabla XVI.	Cortante respecto a cada modo de vibración direcciones ortogonales.....	65
Tabla XVII.	Combinación de cargas para el diseño de cimentación	66
Tabla XVIII.	Diseño de pilotes	73

GLOSARIO

ADHESIÓN	Propiedad de la materia por la cual se unen y plasman dos superficies de sustancias iguales o diferentes cuando entran en contacto, y se mantienen juntas por fuerzas intermoleculares.
BITUMEN	Es la fracción residual (el fondo) resultante de la destilación fraccionada del petróleo. Es la fracción más pesada y la que tiene el punto de ebullición más elevado.
CALICATA	Es una de las técnicas de prospección empleadas para facilitar el reconocimiento geotécnico, estudios edafológicos o pedológicos de un terreno.
DIMENSIONALES	Son las regidas mediante el sistema internacional de medida (SI).
EFEECTO PLACA	Forma de transmisión de las cargas a los apoyos de una placa siguiendo un patrón multidireccional.
EROSIÓN	Es la degradación y el transporte de suelo o roca que produce distintos procesos en la superficie de la Tierra u otros planetas.

ESTRATO	Corresponde a cada una de las capas en que se presentan divididos los sedimentos, las rocas sedimentarias y las rocas metamórficas que derivan de ellas, cuando esas capas se deben al proceso de sedimentación.
ESTUARIO	Es una desembocadura de un río profundo y amplio debido a la acción de mareas.
FRICCIÓN NORMAL	Se define como fuerza de rozamiento o fuerza de fricción, a la fuerza entre dos o más elementos multiplicado por la fuerza normal.
MEMBRANA	Superficie flexible que soporta cargas mediante el desarrollo de esfuerzos de tracción, generalmente fabricada de material asfáltico y resistente a la intemperie.
PILOTE	Se le denomina al elemento estructural utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar cargas hasta un estrato resistente.
SOCAVACIÓN	Excavación profunda causada por el agua, uno de los tipos de erosión hídrica.
SONDEO	El sondeo geotécnico es un tipo de prospección manual o mecánica, perteneciente a las técnicas de reconocimiento geotécnico del terreno, llevadas a cabo para conocer sus características.

SUELOS BLANDOS	Suelos con baja capacidad de carga que son sometidos a esfuerzos generados por alguna carga estática o dinámica, representan un riesgo para las estructuras por su tendencia a deformarse.
VIGA	Miembro estructural horizontal encargado de soportar y transmitir las cargas transversales a las que está sometido.
ZAPATA	Parte del cimiento de una estructura que transmite las cargas directamente sobre el suelo, generalmente ensanchada para distribuir las cargas de una estructura en una superficie más amplia.

RESUMEN

El presente estudio describe la panorámica del distribuidor vial a desnivel ubicado en kilómetro 100.0 de la autopista Escuintla-Puerto Quetzal (CA-9 Sur "A"); desde las condiciones que definen su existencia, factores que contribuyen a una mayor incidencia de accidentes experimentando una variación de luminosidad, condiciones de espacio físico, posibles combinaciones estructurales, características físico – mecánico de los suelos, la determinación de los distintos tipos de asentamientos dependiendo de la clasificación de los suelos, y su capacidad portante de carga permisible y admisible última.

En este caso específico, se plantea el trabajo "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur "A"), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA", analizando las condiciones que definen la necesidad de contar con tal distribuidor, desde las limitaciones y condiciones a que el conductor es sometido y debe responder; los elementos estructurales seleccionados para la subestructura con base en la envolvente de carga obtenida, las posibilidades de asentamiento, el procedimiento para el hincado de pilotes, pruebas correspondientes, describiendo los criterios para cargas de falla, cada uno de los cálculos basados en torno al estudio geotécnico correspondiente. El propósito primordial es lograr que el profesional interesado en el tema obtenga un panorama más amplio respecto a los parámetros de análisis para la cimentación de distribuidores viales en suelos de características portantes de cargas limitadas.

OBJETIVOS

General

Realizar una propuesta de cimentación para el paso a desnivel ubicado en kilómetro 100.0 de la autopista Escuintla-Puerto Quetzal (CA-9 Sur "A"), que garantice que la estructura opere de manera funcional, segura y económica desde el punto de vista vial.

Específicos

1. Determinar las condiciones hidrológicas que colaboren para definir la ubicación de nivel del manto freático, combinado con la ubicación de la zona geográfica para la determinación de influencia de la zona sísmica a la subestructura.
2. Determinar cada uno de los posibles elementos estructurales utilizados para cimentaciones profundas que garanticen subestructuras resistentes a condiciones ambientales y estructurales.
3. Extender un diseño estructural para la subestructura del distribuidor vial, que describa las consideraciones necesarias a tomar en cuenta al momento de proponer, describir y analizar una propuesta para una cimentación de cualquier distribuidor vial.

INTRODUCCIÓN

El tránsito vehicular propio de la actividad portuaria, más el generado por el desarrollo industrial establecido en cercanías y aldeas próximas a Puerto Quetzal, ha puesto en evidencia problemáticas de circulación entre tráfico pesado y liviano. Esta condición ha ocasionado diversidad de accidentes viales a causa de giros en U, virajes a la izquierda, pasos transversales a la autopista Escuintla - Puerto Quetzal, entre otros.

Para garantizar una circulación vial expedita dentro de la finca portuaria Quetzal, se propone realizar un paso a desnivel que garantice separar el tránsito vehicular producido por la actividad de Puerto Quetzal y separar el tránsito producido por las aldeas aledañas y otras actividades turísticas y comerciales.

Por lo anterior, esta investigación desarrolla uno de los procedimientos que garantice la inversión de un paso a desnivel en lo que corresponde a la subestructura, describiendo paso a paso cada uno de los estudios, ensayos, laboratorios y modelado mediante diseño asistido por computadora, con lo cual la solución propuesta responde a los criterios técnicos para este tipo de obra.

El presente trabajo presenta en el capítulo 1 los conceptos del estudio de hidrología y nivel freático del área de trabajo, incluyendo su zona de influencia y el régimen de precipitaciones que afectan el entorno del proyecto.

En el capítulo 2 se incluye el estudio de sismo y su amenaza al proyecto como un elemento fundamental en las consideraciones estructurales a tomar en cuenta en esta investigación.

El capítulo 3 se analizan las cimentaciones profundas, pilotes, usos y métodos de aplicación, incluyendo elementos de capacidad de carga, cargas últimas y admisibles, la fricción negativa y los niveles de asentamiento de los mismos, en función del terreno existente en el proyecto.

Finalmente, en el último capítulo se realiza el diseño estructural propuesto para la cimentación del distribuidor vial modelado mediante un software computacional, incluyendo el análisis de cargas y las consideraciones resultantes del estudio geotécnico del sitio.

1. ESTUDIO DE HIDROLOGÍA Y NIVEL FREÁTICO DEL ÁREA

1.1. ÁREA DE INFLUENCIA

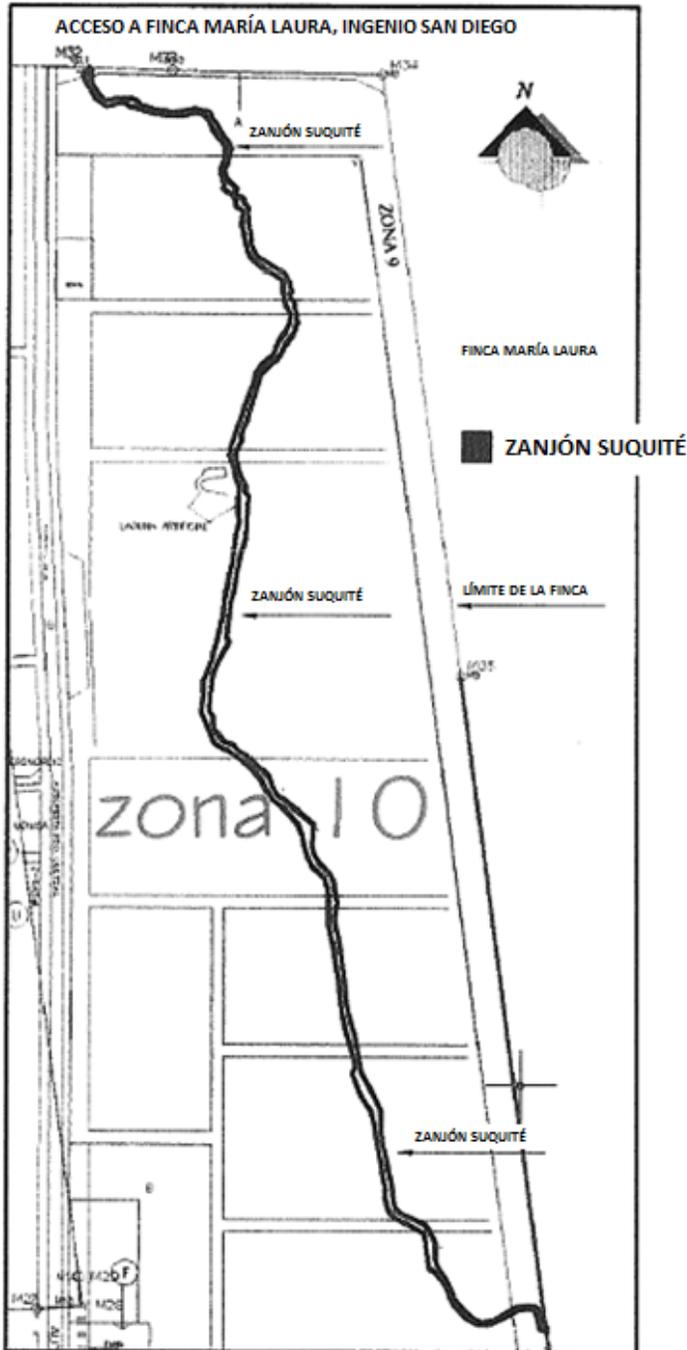
El área de influencia de la finca de la Empresa Portuaria Quetzal tiene al oeste la cuenca del río Naranjo, que vierte sus aguas hacia el río María Linda, al oriente de la finca, se encuentra la cuenca del río Achiguate, ambos ríos de la vertiente del Pacífico.

Dentro de la finca se cuenta con dos cuencas de primer orden, es decir, que no tienen subcuencas o cuencas de segundo orden que contribuyan a las de primer orden. Las cuencas que tributan al área de estudio son las siguientes:

- La cuenca del Zanjón Suquité, la cual aporta escorrentía a la Finca Portuaria Quetzal y se encuentra en su mayoría fuera de los límites territoriales de la finca.
- La cuenca del Zanjón Chilate, siendo esta mejor definida ya que se encuentra totalmente dentro de los límites territoriales de la finca.

Estas cuencas dan origen a los zanjones Suquité (figura 1) y el Chilate (figura 2). El zanjón de Suquité es alimentado por una diferenciación de aguas de escorrentía de áreas mixtas compuestas por cultivos y las proximidades de las urbanas de la aldea de Obero.

Figura 1. Ubicación del zanjón Suquité



Fuente: elaboración propia, 2019

Mientras que el zanjón Chilate tiene un área tributaria que está conformada por aguas de lluvia, cuya escorrentía proviene del canal artificial, de la autopista Escuintla-Puerto Quetzal, de las industrias que se emplazan próximas a la autopista y de los predios de propios de la zona portuaria, también se agregan los drenajes pluviales que desfogan en varios puntos, sobre este zanjón.

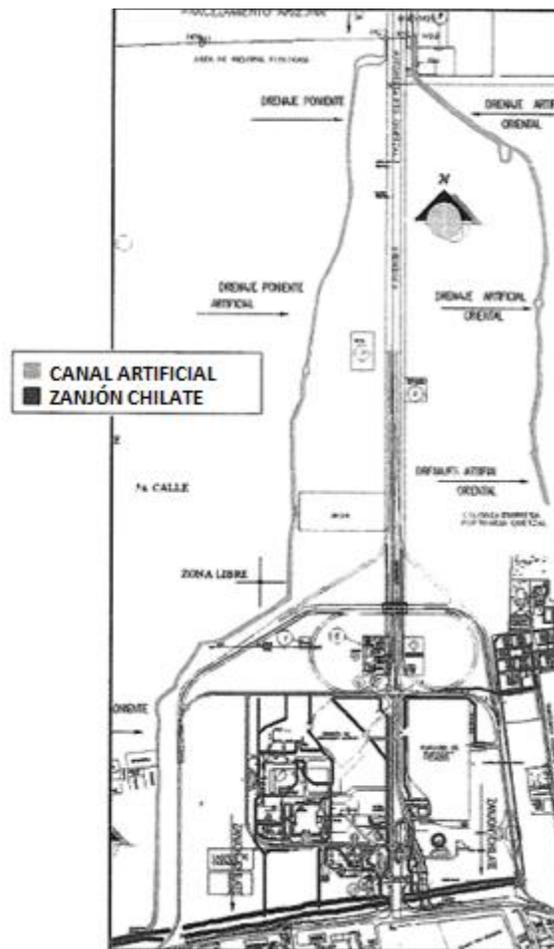
Figura 2. **Ubicación del zanjón Chilate**



Fuente: elaboración propia, 2019

Debido a la necesidad creada por las diferentes obras que se han llevado a cabo, se han construido dos canales o drenajes artificiales (figura 3) los cuales se identifican por el lado en que se encuentran, nombrándolo drenaje poniente ya que se ubica al occidente de la carretera y desemboca en el zanjón Chilate, mientras que el otro drenaje, que se ubica al oriente, solo llega hasta el límite de la colonia Empresa Portuaria Quetzal y que aparentemente no tiene salida.

Figura 3. **Ubicación de los drenajes artificiales**



Fuente: elaboración propia, 2019

Para el presente estudio se realizaron ensayos que determinaron la profundidad del manto freático en tres diferentes puntos, siendo los resultados los que observamos en la siguiente tabla:

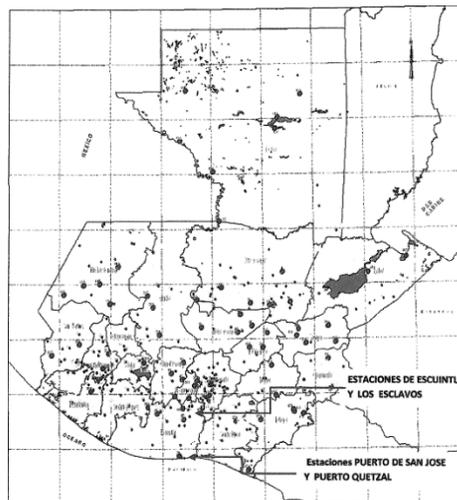
Tabla I. **Nivel del manto freático**

Sondeo	Profundidad en pies
Sondeo No. 1	4
Sondeo No. 2	6
Sondeo No. 3	4
Profundidad promedio	4.67

Fuente: elaboración propia, 2019

Sumado a esto, las estaciones meteorológicas del país se muestran en la figura No. 4, la cual se obtuvo del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), donde se seleccionaron las estaciones del puerto de San José, los Esclavos y Escuintla para el análisis de las cuencas del zanjón Suquité y zanjón Chilate.

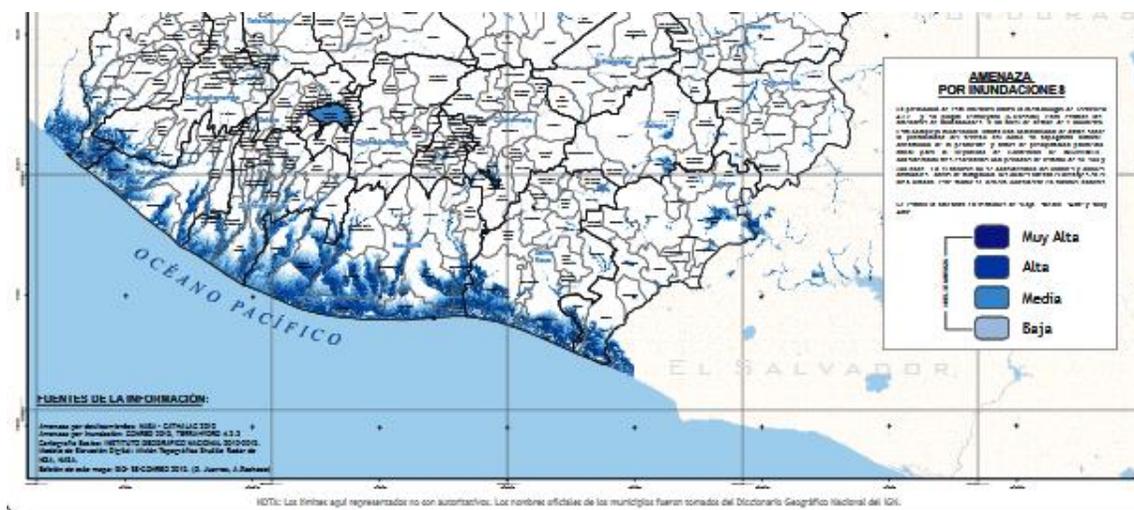
Figura 4. **Mapa de estaciones meteorológicas de Guatemala**



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, 2019

Las áreas tributarias se consideran planas con una pendiente de dos por millar con depresiones y actúan como amortiguadores de la escorrentía. Sin embargo, esta pendiente es propicia a que estas áreas sean inundables, esto se observa en las figuras No. 5 y No. 6 como un área con riesgos de inundación y desbordamientos.

Figura 5. Mapa de riesgo de inundación



Fuente: CONRED, 2019

Figura 6. Zona de inundación y desbordamiento



Fuente: CONRED, 2019

1.2. RÉGIMEN DE PRECIPITACIONES

Las lluvias fuertes, que son las causantes de desbordamientos de los ríos, guardan una alta correlación con la distribución espacial de la precipitación promedio anual. Es decir, donde se registran valores altos de precipitación anual también se han registrado valores en las líneas de igual precipitación o isoyetas. Estas líneas describen cuáles son los comportamientos y la naturaleza de la precipitación y se utilizan como referencia para determinar las áreas que están susceptibles a inundaciones, ya que existe una relación cercana entre la altitud y la precipitación.

Las estaciones meteorológicas próximas al área de estudio son: el puerto de San José, puerto Quetzal y Escuintla, todas ubicadas en el departamento de Escuintla y la Estación de los Esclavos en el departamento de Santa Rosa, las cuales tienen los valores de precipitación considerados para el análisis.

En el área de estudio en la Empresa Portuaria Quetzal se encuentra la Estación de Oceanografía y Meteorología de OBIMAR (Observación e Investigación Marítima), la cual cuenta con la información siguiente: temperatura ambiente, presión atmosférica, humedad relativa, tensión de vapor, punto de rocío, temperatura máximas y mínimas, velocidad de viento, temperatura agua de mar, diferencia de mareas, insolación, transparencia y precipitación para los años de 2014 a 2018.

Muy cerca del área de estudio se encuentra la estación meteorológica Puerto San José, donde se observa como factor climatológico: la precipitación o lluvia. Por la cercanía al área se estima apropiado asumir que el régimen de lluvias en el área de estudio corresponde a la que se observa en dicha estación.

1.3. CONSIDERACIONES

- Al estudiar cada uno de los datos expuestos se determinó que el área de recorrido manifiesta trazos y pendientes suaves de acuerdo a la topografía propia del lugar y cuya topografía ayuda a que, en períodos de mucha precipitación, se provoquen inundaciones.
- De acuerdo a análisis anteriores las lluvias fuertes son las causantes de desbordamientos de los ríos, guardan una alta correlación con la distribución espacial de la precipitación promedio anual, es decir, donde se registran valores altos de precipitación causantes de inundaciones potenciales.

2. ESTUDIO DE SISMO

El sismo es una liberación repentina de energía sobre las capas ubicadas en la parte inferior de la superficie terrestre produciendo un movimiento ondulatorio sobre determinada estructura.

Este movimiento se compara a una aceleración dirigida al conjunto estructural mismo, que depende de su masa, igualándose a una fuerza inercial sobre el conjunto inercial, porque depende únicamente de la masa del conjunto estructural sometido al sismo.

Tal fuerza sísmica está directamente basada en la masa del conjunto estructural y de la aceleración sísmica correspondiente a la zona geográfica. Entonces la aceleración del conjunto estructural está fundamentada en su rigidez, magnitud y frecuencia de aceleración del terreno.

Se define al período de vibración de la estructura mediante la rigidez y la masa, la aceleración de vibración en la estructura está basada en la aceleración del terreno.

Al generar un espectro de diseño que contemple el período de vibración contra la gráfica de aceleración de la zona, obtenemos la aceleración de diseño y mediante la definición de presión (masa relacionada con el área), determinamos la fuerza estática misma que es equivalente al sismo.

La cortante basal se define como la fuerza sísmica total en la base de la estructura.

V = cortante basal (fuerza total en la base).

Para determinar el valor correspondiente a la cortante basal utilizamos métodos aproximados, con base en la ecuación que describe que la fuerza es igual a la masa W por la aceleración Sa, obtenemos:

$$V = W.Sa \quad (1)$$

(AGIES, 2018)

Donde (Sa) es un coeficiente sísmico (sin dimensiones) que indica la aceleración de respuesta de la edificación en el pie de su base de la estructura.

Las cargas inerciales son la transformación del sismo, cargas que se determinan por las características dinámicas del terreno, amortiguamiento masa y rigidez y de aceleraciones especiales. Las cargas dinámicas pueden ser aproximadas a cargas estáticamente equivalentes. Para determinar un análisis sísmico puede auxiliarse con un análisis cuasi estático. El sismo produce cargas por interacción de movimientos del terreno, generando respuestas mecánicas del conjunto estructural.

2.1. SISMICIDAD HISTÓRICA

El área de estudio se establece como una zona altamente activa en relación con eventos sísmicos, según lo demuestra el mapa de zonificación sísmica de AGIES en Guatemala.

2.2. SISMO SEGÚN PROBABILIDAD DE OCURRENCIA

- a) Los sismos del área a causa del fenómeno de subducción, para sismos mayores de 7 grados Richter, que son los sismos destructivos, la probabilidad de ocurrencia es de 7 a 70 años, de acuerdo a los registros de 1900 a la fecha.

- b) El análisis de riesgos comprende la identificación de peligro o amenazas y para este caso en particular, se han identificado los siguientes:

Tabla II. **Tabla de identificación de peligro o amenaza**

Origen	Tipo	Estructura vulnerable	Poco probable	Probable	Muy probable
Natural	Terremoto	Distribuidor vial		X	
Natural	Inundación	Distribuidor vial			X

Fuente: elaboración propia, 2019

Se muestra el origen y tipo de riesgos a los que el distribuidor vial es vulnerable, esto tomando en cuenta las características de tipo natural que se presentan en la zona, es decir, se presentan fenómenos atmosféricos como tormentas y huracanes tropicales, que pueden ocasionar inundaciones, y la zona sísmica originada por el fenómeno de subducción en el océano Pacífico.

Para evaluar de mejor manera los riesgos anteriormente identificados se aplicará la metodología en la cual se toman los criterios de:

- Estado actual
- Frecuencia
- Severidad

Tabla III. **Estado actual meteorológico**

Nivel	Condición	Descripción
1	Blanca	Condición meteorológica favorable
2	Verde	Condición meteorológica variable
3	Amarilla	Condición meteorológica limitantes
4	Naranja	Condición meteorológica adversa
5	Roja	Influencia directa de fenómenos meteorológicos

Fuente: elaboración propia, 2019

Tabla IV. **Probabilidad de la frecuencia del sismo**

Nivel	Probabilidad	Descripción	Frecuencia
A	1 - 10	Frecuente	Ocurrirá frecuentemente.
B	2 - 10	Probable	Varas veces en la vida del proyecto.
C	3 - 10	Ocasional	Alguna vez en la vida del proyecto.
D	4 - 10	Remoto	Infrecuente pero probable.
E	5 - 10	Improbable	Tan infrecuente que no hay referencia.

Fuente: elaboración propia, 2019

Tabla V. **Severidad por grado del sismo**

Categoría	Grado	Personal	Ambiente	Operación
I	Menor	Sin potencial de lesiones	Sin potencial de efectos perjudiciales.	Falla funcional sin potencial de daños.
II	Crítico	Lesiones leves	Efectos en área inmediata/mitigación inmediata.	La falla ocurrirá sin daños mayores.
III	Mayor	Lesiones potenciales fatales	Efectos en área local/mitigación corto plazo.	Daños mayores, pérdida de tiempo.
IV	Catastrófico		Daños masivos local y regional/recuperación a largo plazo.	Falla o paro completo del sistema.

Fuente: elaboración propia, 2019

Los riesgos que se podrían identificar en la construcción del distribuidor vial son:

Tabla VI. **Identificación de sismos posibles en el área**

Condición	Blanca	Verde	Amarilla	Naranja	Roja
Descripción	Sismos menores de 3.5 escala de Richter	Sismo entre 3.5-5.4 escala Richter	Sismo entre 5,5-6.0 escala Richter	Sismo entre 6.1-6.9 escala Richter	Sismo entre 7.0-7.9 escala Richter
Frecuencia	A	B	B	C	C
Severidad	I	II	III	IV	

Fuente: elaboración propia, 2019

Para desarrollar una solución integral deberá centrarse en el riesgo de origen natural y de tipo geológico, como lo son los sismos y el terremoto. En el análisis previo se observa que la ocurrencia de un sismo entre 5.5 -6.0 en la escala de Richter, puede ocurrir en la zona del proyecto varias veces en su vida, de grado crítico, lo cual ocasiona que se debe implementar alguna medida de mitigación o corrección inmediata en el proyecto y posiblemente el área tenga que restringirse para la implementación de las medidas. Por otra parte, un sismo entre 6.1-7.9 puede ocurrir alguna vez en la vida del proyecto, y puede ser de grado catastrófico, afectando totalmente la operación de la estructura.

2.3. AMENAZA SÍSMICA

Guatemala se encuentra en una de las áreas más activas del mundo por contener tres placas tectónicas que se encuentran equidistantes:

1. Norteamérica
2. Caribe
3. Cocos.

Al ser un país potencialmente sísmico, se encuentra vulnerable a esta actividad, siendo estos los tipos más importantes:

- La interacción de las placas litosféricas de cocos que se subduce bajo la placa del Caribe, relacionándolos a los sismos volcánicos en la costa sur del océano Pacífico.
- Las zonas de contacto o borde entre placas tectónicas, norteamericana y Caribe, cuya expresión en superficie es el sistema de fallas Motagua, Chixoy, Polochic y Jocotán.
- Los sismos intraplaca o sismos generados en fallas geológicas locales. No obstante, la geología local es afectada por el movimiento relativo y por la interacción entre placas.

La fosa mesoamericana en la costa del océano Pacífico constituye un margen activo donde se da el proceso de subducción de la placa del Coco bajo la placa Caribe a una tasa promedio de 8 cm/año. Este límite entre las placas produce terremotos de contactos tan grandes como 8 grados en la escala de Richter y tan profundos como 200 km.

Sin embargo, los terremotos más dañinos en la región centroamericana han sido terremotos superficiales (5 a 7.5 Richter) entre placas.

El límite de las placas Caribe/Norteamérica pasa a través de Guatemala y se manifiesta en la superficie mediante los sistemas de fallas Motagua y Chixoy-Polochic, ambas son transcurrentes con desplazamiento siniestral.

2.4. MACROZONIFICACIÓN SÍSMICA

La geología de la zona de estudio corresponde a una planicie sedimentaria de inundación conformada por depósitos cuaternarios.

De acuerdo a la macrozonificación sísmica propuesta por la normatividad guatemalteca Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), el área de estudio se ubica en la zona 4.2, primera en orden de importancia de las cuatro en que se ha dividido el país, a la que le corresponden aceleraciones máximas efectivas de 0.40g y 0.20g para los sismos básico (A0) y frecuente (Af), respectivamente.

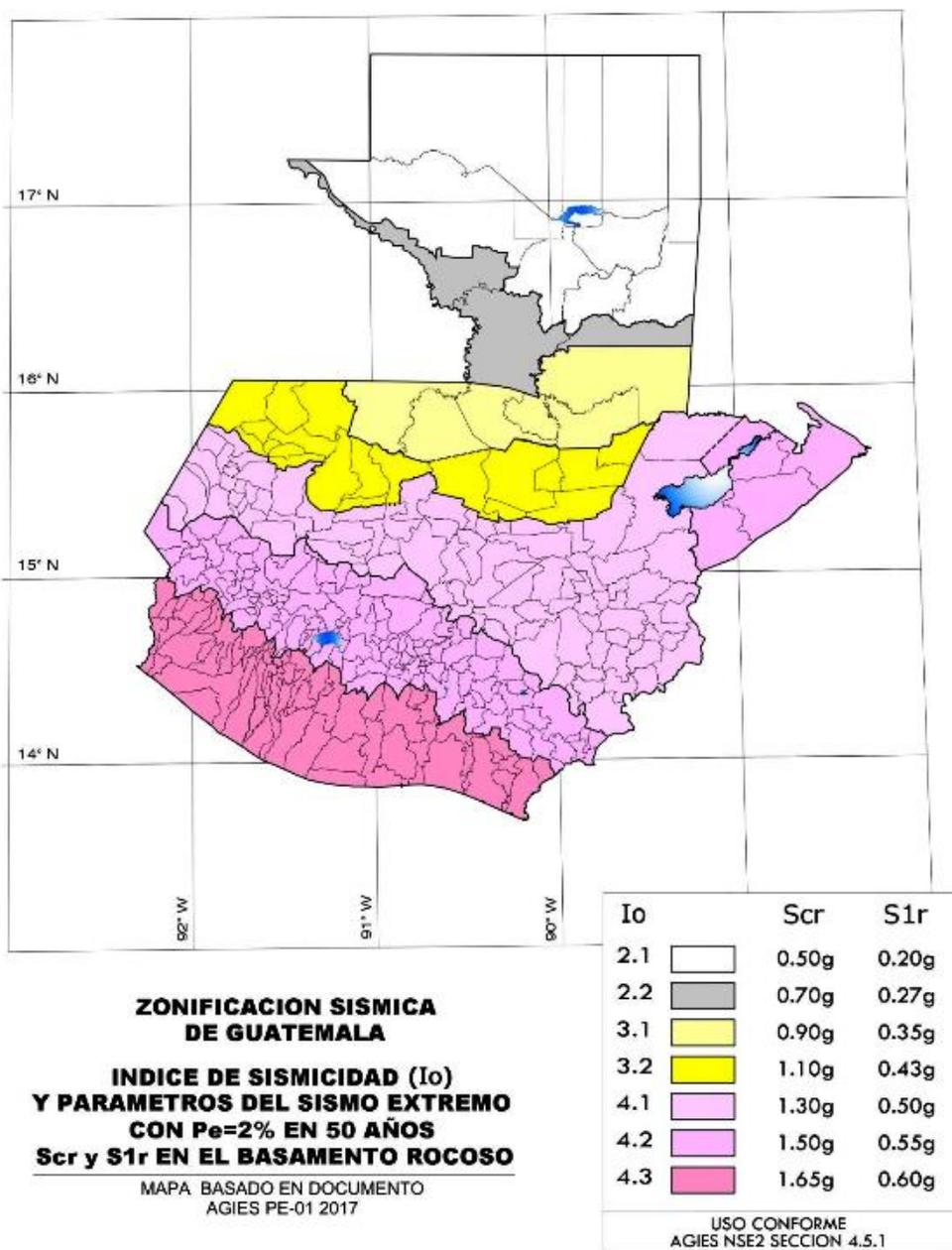
El sismo “básico” (A0) para el límite de cedencia se define como un sismo que tiene un 90 % de probabilidad de no ser excedido en un período de 50 años. Esto equivale a un período de retorno de 475 años.

Como dato adicional, el Global Seismic Hazard Mapping Project (GSHM), 1999, reporta para el sitio de estudio una aceleración no menor de 400 cm/s² para un período de retorno de 475 años y 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años. La zonificación propuesta por GSHM aparece también en la figura 7.

De acuerdo con la clasificación de obra propuesto por AGIES, se estima que el proyecto en cuestión es una “obra esencial”.

Igualmente, al sitio de estudio se le puede asignar un índice de sismicidad, I0, de 5, donde se incluyen arenales y suelos granulares saturados susceptibles de licuefacción. No es necesario incrementar los parámetros de aceleración.

Figura 7. Mapa de zonificación sísmica en Guatemala



Fuente: AGIES, 2018

2.5. COEFICIENTE SÍSMICO

Para determinar las condiciones mecánicas del suelo se realizaron cinco sondeos, determinándose que existen dos estratos de suelo siendo estos: estrato A que según el ensayo de granulometría fue clasificado como tipo SW según el sistema de clasificación unificado y como A-1-a, según clasificación AASHTO y estrato B que según el ensayo de granulometría fue clasificado como tipo ML según el sistema de clasificación unificado y como tipo A-4(7), según clasificación AASHTO. Ver anexo 1 de este documento.

Ahora bien, adoptando una amplificación dinámica $D(T) = 1.8$ para suelos, se obtiene:

Tabla VII. **Aceleraciones máximas**

Tr años	Aceleración máxima efectiva	D(T)	Aceleración máxima efectiva del sitio
-	$A_f = 0.2g$	1.8	0.36g
475	$A_0 = 0.4g$	1.8	0.72g

Tr, período de recurrencia

La amplificación dinámica $D(T) = 1.8$, se asumió de acuerdo con los valores recomendados para la estratigrafía de suelos blandos y el nivel del manto freático de la zonificación sísmica de la República mexicana¹. Esto con base en la similitud geológica y sísmica con el sitio de estudio. La normatividad guatemalteca asocia la ampliación sísmica a un espectro de diseño que es función del tipo de suelo y del período fundamental de vibración de una estructura.

¹ Comisión Federal de Electricidad, México, Manual de diseño de obras civiles, Diseño por Sismo, C.1.3, 1993.

Para tener una idea de la magnitud asociada a la aceleración del terreno se presenta la siguiente tabla propuesta por Yeats².

Tabla VIII. **Magnitud y duración de sismo**

Aceleración típica del terreno, Yeats

Magnitud local del sismo, M_L, (escala Richter)	Aceleración típica del terreno cm/s^2	Duración media del sismo (s)
4	-	-
5	88 (0.09g)	2
6	216 (0.22g)	12
7	363 (0.37g)	24
≥ 8	≥ 490 (0.50g)	≥ 34

Fuente: elaboración propia, 2019

Tabla IX. **Magnitud y efectos del terremoto**

Magnitud local del sismo, M_L, (escala Richter)	Qué efecto causa el terremoto
Menos de 3.5	Por lo regular no se percibe, pero se registra.
3.5 - 5.4	Por lo regular se percibe, causando daños menores.
5.5 - 6.0	Genera daños ligeros a edificios.
6.1 - 6.9	Probablemente ocasiona daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 - 7.9	Terremoto causando graves daños.
8 o mayor	Gran terremoto, genera a comunidades cercanas destrucción total.

Fuente: elaboración propia, 2019

² Day, R., Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, McGraw-Hill, 2002.

Para efectos de análisis geotécnicos del tipo de licuefacción, se emplearán coeficientes sísmicos de 0.36g y 0.72g. Para la valoración de los coeficientes de empuje sobre los elementos de fundación de la cimentación a proponer, se empleará un coeficiente sísmico de 0.36g, que es mayor al 0.30g; ello debido a las características del suelo explorado.

2.6. CONSIDERACIONES

- La geología de la zona de estudio corresponde a una planicie sedimentaria de inundación conformada por depósitos cuaternarios.
- De acuerdo a la macrozonificación sísmica propuesta por la normatividad guatemalteca (AGIES), el sitio se ubica en la zona 4.2, primera en orden de importancia de las cuatro en que se ha dividido el país, a la que le corresponden aceleraciones máximas efectivas de 0.40g y 0.20g para los sismos básico (A0) y frecuente (Af), respectivamente.
- Derivado del estudio de hidrología y nivel freático del área, se determinó que existen pendientes suaves y condiciones topográficas desfavorables para proporcionar un flujo expedito, tales condiciones permiten concluir que existen posibilidades altas de inundación. Sumado a esto las condiciones sísmicas del lugar, según AGIES, indica que se está en la zona con mayor aceleración.
- Analizando cada uno de los resultados de laboratorio de suelos, se determinó que existen dos estratos siendo estos: tipo SW según el sistema de clasificación unificado y como A-1-a según clasificación AASHTO y estrato B, que según el ensayo de granulometría, fue clasificado como tipo ML según el sistema de clasificación unificado y

como tipo A-4(7) según clasificación AASHTO. Esto lleva a concluir que cada estrato a contacto con el manto freático, las partículas reconocen como un lubricante la saturación hídrica, incrementando su inestabilidad y clasificando el área propensa a licuefacción de suelos. Derivado de estas condiciones en lo que corresponde a la propuesta de cimentación deberá considerarse una cimentación profunda con pilotes, para garantizar la transferencia de cargas tanto por fuste y punta a una profundidad que deberá determinarse, para garantizar la estabilidad de la superestructura en general.

3. CIMENTACIONES PROFUNDAS, PILOTES Y MÉTODOS DE APLICACIÓN

Dentro de la extensión de temas de cimentación para edificaciones es muy conocido el tema de cimentación por pilotes. Este elemento estructural, que puede diseñarse mediante análisis por punta o por fuste y punta, es el más utilizado en suelos altamente saturados, los cuales ofrecen poca resistencia a la capacidad última de carga transmitida por cualquier sistema de cimentación.

Desde que el hombre empezó a experimentar la necesidad de realizar construcciones de mayores magnitudes y dimensiones, en conjunto era imposible garantizar la estabilidad con sistemas de cimentaciones tradicionales, por las condiciones físico mecánicas de los suelos de fundación. Entonces que se empezó a experimentar la penetración de pilotes de madera sin ningún tipo de análisis o regulaciones por normas, el ensayo únicamente consistía en hincar un pilote de madera con un peso considerable que garantizara que la cabeza del pilote de madera no sufriera astillado, era entonces el peso del martillo el que definía la capacidad de carga última que este podía soportar.

El desarrollo tecnológico en la industria ha sido siempre un objetivo de alcance, cada vez más ambicioso, trayendo consigo requerimientos mayores de carga en suelos blandos con porcentajes de saturación muy elevados; con base en estos requerimientos surge el pilote fabricado con acero estructural y concreto, con capacidades mayores de tensiones y compresiones que el pilote de madera. Debido a la versatilidad del concreto pueden fabricarse los pilotes en varias formas y tamaños, con base en las necesidades y requerimientos de carga estructural. Los pilotes pueden ser fabricados desde una planta de vertido de concreto o realizando perforaciones sobre la superficie y ser fundidos *in situ*.

En la fabricación de pilotes con acero y concreto estructural se observó que esta combinación eleva la capacidad soporte de peso para el hincado de los mismos, pero presentaba problemas de corrosión en el acero al momento que el pilote experimenta contacto directo con suelos blandos; esto se minimiza con la aplicación de pinturas adecuadas para garantizar la durabilidad del acero.

Conforme el sistema de pilotes fabricados con concreto y acero de refuerzo se realice dentro de las formas de cimentación técnicamente aceptadas, se encuentra la necesidad de determinar el número de pilotes necesarios para garantizar la estabilidad de la estructura, sin invertir mayores cantidades de pilotes y, por ende, elevar los costos de la construcción. Esto genera especulaciones teóricas que brindan como resultados la obtención de las fórmulas de hincado, que, aunque se consideran que adolecen de grandes defectos, son usualmente utilizadas para la determinación de las cargas admisibles en los pilotes, ensayos sobre carga y la determinación del número de pilotes mediante la división de la carga total entre la carga admisible para cada uno.

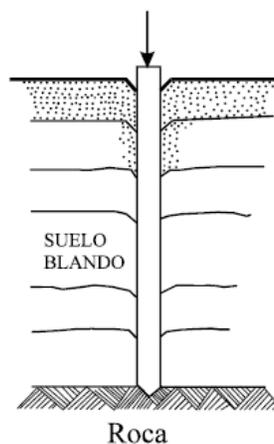
Al realizar la aplicación de las fórmulas de hinca en cimentaciones con pilotes y ser analizados, se obtuvieron resultados satisfactorios en algunos sistemas, mientras otros similares presentaron asentamientos, por lo cual se deduce que el asentamiento de una estructura no se relaciona sencillamente con el asentamiento de un pilote de prueba. Aun así, teniendo el cuidado de aplicación de la misma carga obtenida con el pilote de prueba, se han observado asentamientos estructurales. Pero aun conservando la incertidumbre del porqué se experimentan asentamientos, es necesario determinar la capacidad de carga de un pilote de prueba para realizar análisis en todo sistema de cimentación con pilotes.

3.1. FUNCIONES Y USO DE LOS PILOTES

En un sistema estructural tiene un comportamiento dependiente del elemento estructural contiguo, que, mediante transferencia de cargas entre elementos, las cargas son transmitidas hasta los elementos de fundación, y si en este conjunto de elementos estructurales contiene pilotes de fundación, estos serán los elementos encargados para transferir las cargas hacia el suelo de fundación:

- a) La transferencia de cargas vivas, ambientales y del resto de la infraestructura hacia estratos débiles o compresibles, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad soporte de carga, para soportar la estructura por completo, considerando el comportamiento del pilote como una extensión de columnas o pilares. Los estratos inferiores podrían ser rocas, suelos de baja compresibilidad o arcillas duras. Al pilote que ejecuta la transferencia de cargas por la punta se le denomina "pilote de punta" (Figura 8).

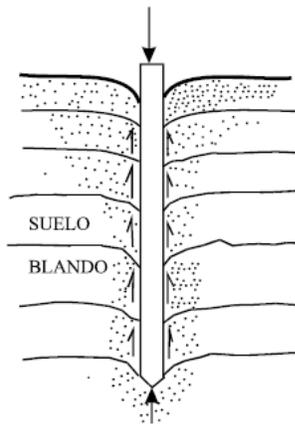
Figura 8. **Pilote de punta**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

- b) La transferencia o distribución de carga sobre un suelo de consistencia suelta a través de una superficie con coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo. A este tipo se le denomina "pilote de fricción" y se puede subdividir en: pilotes de fricción en suelos considerados de grano grueso permeable y pilote de fricción en suelo de granulometría fina y baja permeabilidad. En mecánica de suelos es difícil considerar que un material es homogéneo (Fig. 9).

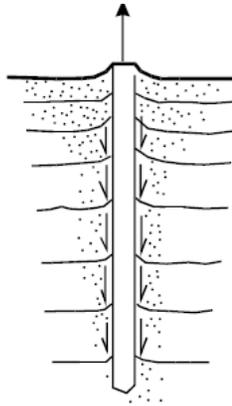
Figura 9. **Pilote de fricción normal**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

- c) En consideraciones donde un suelo alrededor de un pilote lo induce a experimentar un movimiento hacia abajo, a esto se le llama "fricción negativa", este fenómeno de fricción obliga a hundir el pilote y si este tiene restricción en el hundimiento, en la punta se experimentará una presión concentrada. Esta presión puede experimentarse cuando se hinca un pilote en un estrato saturado hidráulicamente en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, al consolidarse generará en las caras del pilote, fuerzas de fricción hacia abajo denominadas fricción negativa (Fig. 10).

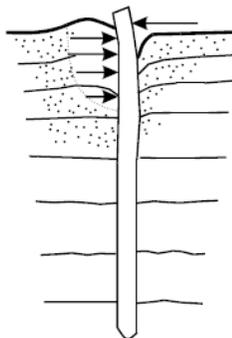
Figura 10. **Pilote de fricción negativa**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

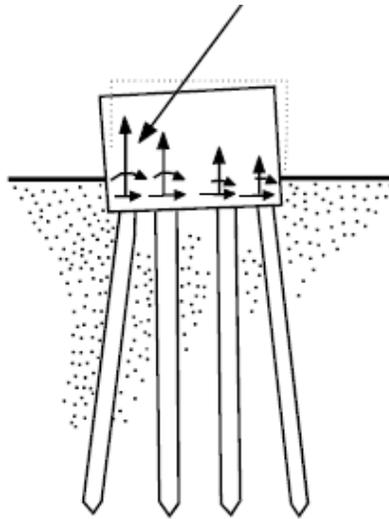
- d) En suelos saturados hidráulicamente o con el manto freático a niveles cercanos a la superficie, toda estructura es tendente a experimentar momentos de volteo o efectos que traten de deformar la forma original de la estructura. Las fuerzas en direcciones horizontales son resistidas por pilotes en flexión (Fig. 11) o en grupos de pilotes inclinados y verticales que actúan en conjunto como un sistema estructural confinado, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo (Fig. 12).

Figura 11. **Pilotes sujetos a volteo y subpresiones**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

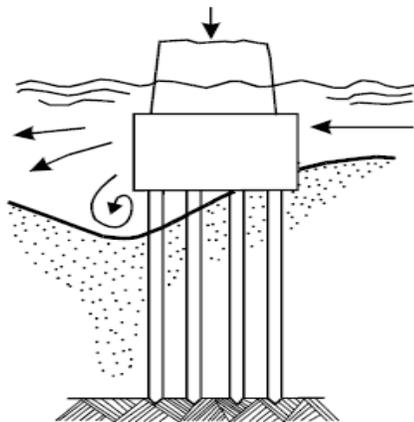
Figura 12. **Pilotes sujetos a volteos y subpresiones**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

e) Para cimentaciones profundas, libres de erosión, socavaciones u otros efectos (Fig. 13).

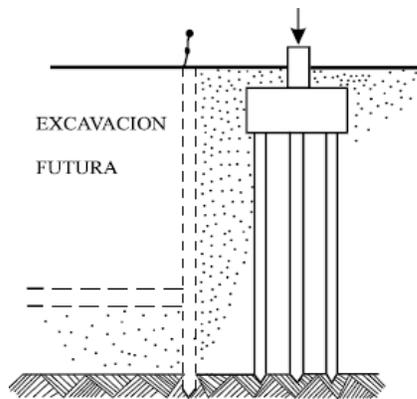
Figura 13. **Pilotes sujetos a erosión excesiva**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

- f) Cuando se tienen cortes de suelo con verticalidad total, la estructura puede estar sujeta a futuras excavaciones que afecten la cimentación de estructuras contiguas; para este caso, los pilotes llevan la carga de la cimentación por debajo del ángulo natural de reposo del suelo de fundación (Fig. 14).

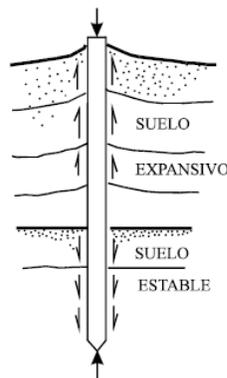
Figura 14. **Sistema ante posibilidades de derrumbe**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

- g) En lugares donde los suelos experimentan expansiones de volumen o son colapsables, y para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán, se presenta el siguiente diagrama de cuerpo libre (Fig. 15).

Figura 15. **Sistema para movimientos estacionales**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

- h) Para las protecciones de muelles comerciales, para cuando se experimente choques de buque a muelle.
- i) Soporte de muros de contención, cimentaciones de máquinas o contrafuertes.
- j) Confinamiento de suelo.

3.2. ALCANCE

El sistema de cimentaciones por pilotes puede alcanzar cimentaciones considerablemente profundas, con transferencia de carga a estratos con mayores capacidades soporte. El objeto de la presente investigación es introducir los principales tipos de pilotes existentes en el comercio y presentar la evaluación de la capacidad portante y asentamiento de pilotes bajo carga axial y puntuales verticalmente aplicadas.

3.3. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES

Se debe estimar la capacidad de carga última de un pilote por individual. Existen variados sistemas de diseño de pilotes; en el presente documento se describirán los procedimientos más acertados y comunes para determinar la capacidad de carga última de un pilote. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote.

Existen comportamientos variados del suelo al momento de hincar un pilote, cuando se experimente un asentamiento del suelo en relación con el suelo que rodea el pilote, este fenómeno cambiará la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote. A este fenómeno se le conoce como fricción

negativa, la cual genera una carga adicional al pilote, disminuyendo su capacidad de carga portante. En el desarrollo del presente documento se describirán los casos en los que se produce fricción negativa y cómo determinar la fuerza máxima impuesta por este fenómeno.

Por analogía se podría considerar que, si cada pilote ofrece una capacidad portante de carga por individual, debería estimarse que la suma de capacidades portantes de un grupo de pilotes debería ser la suma del número de pilotes involucrados en el grupo, pero en ocasiones no es igual la suma de las capacidades portantes.

3.4. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN SUELO GRANULAR DE UN PILOTE

La capacidad de un pilote en relación con su carga última está compuesta por resistencia por fricción y por punta. Regularmente, en este tipo de suelos, la resistencia por punta es siempre mucho mayor que la resistencia por fricción lateral de área del pilote. Entonces se define la siguiente ecuación:

$$Q_u = Q_s + Q_b \quad (2)$$

(Hurtado J. E., 2012)

Donde la fricción lateral del pilote f a la profundidad z está dada por:

$$F: K_s p_d \tan \delta$$

En donde:

K_s : es el coeficiente lateral del suelo, la relación de la presión lateral vertical en los lados del pilote analizado.

p_d : esfuerzo efectivo vertical a una profundidad z .

δ : es el ángulo de fricción existente entre el pilote y el suelo.

En un pilote hincado en suelo granular en las profundidades z_1 y z_2 , la resistencia por fricción lateral está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_s = \frac{1}{2} K_s \gamma (z_1 + z_2) t g \delta A_s \quad (3)$$

(Hurtado J. E., 2012)

En donde “ A_s ” es el área empotrada desde z_1 a z_2 . Tomando a consideración que el pilote estuviera parcialmente sumergido, las contribuciones por arriba y por abajo del nivel freático son calculadas separadamente.

Los valores calculados serán válidos hasta para un valor de fricción lateral f de 110 KN/m², para pilotes de sección continua, se considera a este valor como el máximo.

Para determinar la resistencia por punta, el tercer término de la ecuación de Meyerhof relaciona la resistencia de la base, lo cual se considera mínimo para pilotes largos y esbeltos, por lo que desestima. Obtenemos que la ecuación que describe la resistencia en la base es:

$$Q_b = p_b (N_q - 1) A_b \quad (4)$$

(Hurtado J. E., 2012)

Donde

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

A_b = área de la base del pilote.

Los valores de N_q de Meyerhof generalmente se consideran altos para pilotes, considerando a los valores propuestos por Berezantsev (1961) más

adecuados, siempre y cuando el valor máximo para los cálculos correspondientes no exceda de 1,100 KN/m² de la resistencia por punta.

Debe asumirse una densidad relativa baja, cuando se analiza la resistencia de un pilote por fricción y punta. Siempre y cuando se estén diseñando pilotes excavados, no importando las condiciones iniciales del suelo.

Tabla X. **K_s y δ para pilotes hincados**

Material de elaboración del pilote	δ	K _s Densidad relativa baja (Ø ≤35°)	K _s Densidad relativa alta (Ø >35°)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	¾ Ø	1.0	2.0
Madera	2/3 Ø	1.5	4.0

Fuente: Hurtado J. E., 2012

3.5. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE UN PILOTE

La capacidad admisible se obtiene relacionando la carga última por un factor de seguridad. Cuando se habla de factores de seguridad se aplican a carga por punta, fricción y carga última de manera separada. Se define como la carga admisible el menor valor obtenido de la aplicación de los factores de seguridad a cada una de las cargas.

$$\frac{Q_s + Q_b}{2.5}$$

y

$$\frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_b}{3.0} \quad (5)$$

Hurtado J. E., 2012

Se define Q_b y Q_s como las cargas últimas por punta y por fricción respectivamente. En la primera ecuación el valor utilizado para Q_s se

fundamenta en factores que usan valores promedio de resistencia cortante y para la segunda ecuación se emplean valores en el rango bajo de la resistencia cortante.

Cada fórmula citada para la determinación de capacidad de carga en pilotes es considerada una aproximación. Caso distinto se presenta cuando se realiza un hincado de pilote hasta obtener rechazo, comprobado mediante el respectivo ensayo de carga sostenida que lo compruebe. Para determinar la carga de falla pueden hincarse pilotes hasta que físicamente presenten fallas.

En todo momento el criterio del ingeniero es indispensable en la toma de decisiones, fundamentado en resultados de pruebas o ensayos realizados.

Se aconseja lograr la demora de los ensayos de sostenimiento de carga a los pilotes para garantizar el asentamiento del pilote en suelos cohesivos. Caso contrario, para suelos definidos como limos y arenas limosas, la capacidad de carga última de un pilote hincado puede determinarse inmediatamente posterior a su hincado. En suelos cohesivos se ha determinado que conforme pasa el tiempo la capacidad de carga última es mayor en el tiempo posterior al hincado.

3.6. FRICCIÓN NEGATIVA

Este fenómeno lo obtenemos regularmente en suelos clasificados como cohesivos en presencia de saturación hídrica, mismas que pueden ocurrir bajo las siguientes condiciones:

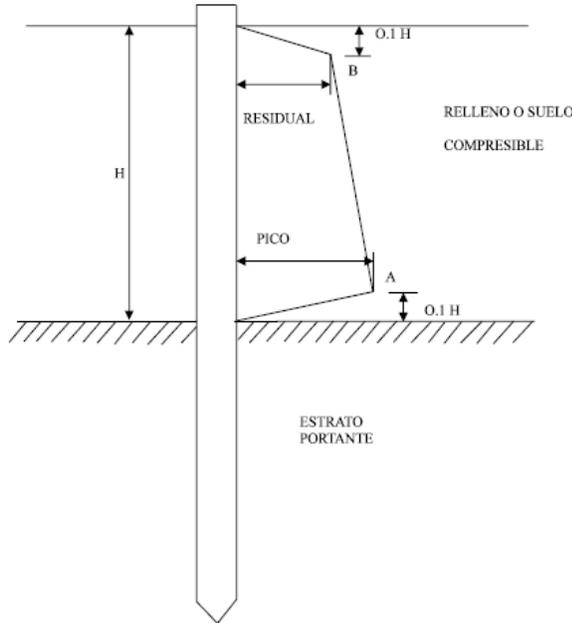
- a) Se tiene el hincado de un pilote en suelo clasificado como una arcilla blanda (marinos o estuarios), y puede llegar el pilote hasta un estrato incompresible. Puede generar fricción negativa.

- b) Se tiene el hincado de un pilote en suelo clasificado como una arcilla blanda, hincado que llega a un estrato incompresible con sobrecarga en la superficie. 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) Se tiene el hincado de un pilote en suelo clasificado como un relleno recientemente colocado, pilote que llega a un estrato compresible o relativamente incompresible. De manera gradual, el relleno recientemente colocado logra asentamiento generando fricción negativa. Con base en los rellenos antiguos se conoce que disminuye la fricción negativa o se toma como nulo.

Con base en la bibliografía analizada se considera que actualmente no se cuenta con metodologías certeras que garanticen los valores asignados a la fricción negativa. Se cuenta con un buen parámetro para la asignación del valor para la fricción negativa aplicando la distribución de esfuerzos de fricción propuesta por Tomlinson, quien hace diferencia entre estratos incompresibles y compresibles en la base.

La máxima carga hacia abajo producida por fricción negativa que se permite para propósitos de diseño puede calcularse asumiendo la distribución de esfuerzos mostrada en la Figura 16.

Figura 16. Distribución de esfuerzos



Fuente: Hurtado J. E., 2012

La fricción en los puntos A y B corresponde a la resistencia residual del suelo y cortante pico, serán:

$$f_A = \alpha c_p \text{ y } f_B = \alpha c_r \quad (6)$$

(Hurtado J. E., 2012)

Las variables son c_p y c_r mismas que corresponden a resistencia residual y cortante pico, donde el factor de adhesión es α , generalmente tomado como 1.

Ecuación para determinar la fuerza de fricción negativa, la cual será:

$$\left[\left(0.1H \times \frac{1}{2} \alpha c_p \right) + \left(0.1H \times \frac{1}{2} \alpha c_r \right) + \left(0.8H \times \frac{1}{2} \alpha (c_p + c_r) \right) \right] \\ = 0.45 H \alpha (c_p + c_r) S \quad (7)$$

Hurtado J. E., 2012

Donde S es la circunferencia del pilote.

Al calcular la longitud hincada del pilote la fricción negativa debe sumarse a la carga admisible determinada por cada pilote.

El fenómeno de fricción negativa se fundamenta directamente en la textura de la superficie del pilote, misma que puede minimizarse aplicando algún tipo de recubrimiento a la superficie, con: membrana plástica y bitumen asfáltico. En cada uno de estos recubrimientos deberá analizarse una adecuada aplicación para garantizar la adherencia, evitando filtraciones y desprendimientos posteriores.

3.7. CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES

EFICIENCIA DE GRUPO

Se define la eficiencia de grupo como:

$$E_f = \frac{\text{Carga promedio en pilote en grupo en la falla}}{\text{Carga de falla en pilote individual}} \quad (8)$$

(Hurtado J. E., 2012).

SUELOS GRANULARES

Las capacidades portantes de carga para pilotes hincados en suelo granular, se ha demostrado mediante ensayos, que pueden alcanzar una eficiencia de grupo hasta 2, para suelos naturales granulares. Para el caso de excavación para pilotes en las mismas condiciones de suelo naturales granulares, se ha demostrado que la eficiencia de grupo no será mayor a 1.

Con los valores de eficiencia de grupos indicados se define que al realizar la excavación para instalación de pilotes se ve disminuida la eficiencia de grupo.

Se considera como factor de eficiencia de grupo 1, para pilotes en suelo granular.

3.8. LONGITUDES DE PILOTES CERCANOS

Velar, en lo que sea posible, porque los pilotes pertenecientes a un grupo de pilotes tengan aproximadamente la misma longitud.

En caso de tener grupo de pilotes y que estos pilotes de grupo tengan diferente longitud, deberá tomarse especial atención en la no transferencia de cargas del pilote más corto; debe analizarse de la siguiente manera: de la punta del pilote más corto de grupo deberá trazarse una línea resultante que forme un ángulo de 45° respecto a la línea vertical, misma que deberá proyectarse hasta la ubicación de pilotes cercanos y deberá comprobarse que no se intercepte la línea proyectada a los pilotes cercanos; con esto se evitará la transferencia de carga en pilotes cercanos.

3.9. ASENTAMIENTO DE UN PILOTE INDIVIDUAL EN ARENA O GRAVA

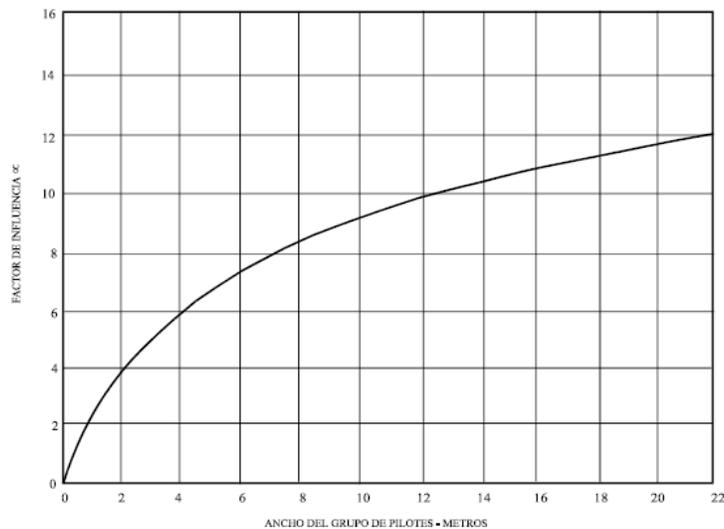
En caso de trabajar con un suelo clasificado como granular denso el asentamiento de pilotes hincados es considerado de velocidad rápida, por lo general no existe problema. Para suelo clasificado como granular suelto, el asentamiento en pilotes ya sea excavado o hincado, puede ser significativo; en la actualidad no hay métodos aceptados para la determinación con exactitud.

Para determinar con mayor precisión la carga máxima de un pilote en suelo clasificado como granular se ejecuta un ensayo de carga.

3.10. ASENTAMIENTO DE UN GRUPO DE PILOTES EN ARENA O GRAVA

Se toma como parámetro el asentamiento de un grupo de pilotes en suelos clasificado como suelo granular el asentamiento de un pilote individual, gráficamente se expresa en la Figura 17.

Figura 17. **Asentamiento de un grupo de pilotes y un pilote**



Fuente: Hurtado J. E., 2012

$$\alpha = \frac{\text{Asentamiento del grupo de pilotes}}{\text{Asentamiento del pilote individual bajo la misma carga de trabajo}} \quad (9)$$

(Hurtado J. E., 2012).

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. CARGAS ESTRUCTURALES

Las cargas estructurales son definidas como la acción de una fuerza directa concentrada o actuando distribuida sobre el elemento estructural y la cual produce situaciones tensionales sobre la estructura. Deben realizarse combinaciones de carga para calcular la resistencia requerida según lo especifican las normas de diseño. Todas las combinaciones de carga deben ser evaluadas, estas se presentan a continuación:

$$U = 1.4 \times D + 1.7 \times L$$

$$U = 1.4 \times D + 1.7 \times L + 1.7 \times H$$

$$U = 0.75 \times (1.4 \times D + 1.7 \times L) + 1.0 \times E$$

$$U = 0.75 \times (1.4 \times D + 1.7 \times L + 1.7 \times W)$$

$$U = 0.9 \times D + 1.0 \times E$$

$$U = 0.9 \times D + 1.3 \times W$$

Los coeficientes se definen de la siguiente manera:

D= carga muerta.

L= carga viva.

H= carga debidas al empuje del suelo o presión hidrostática.

E= cargas de sismo.

W= cargas de viento.

Las combinaciones implican el estudio en dos direcciones ortogonales, principalmente, tanto de izquierda a derecha como en sentido contrario, por tanto, las cargas de sismo y viento se estudian también para combinaciones de carga negativas aumentando los casos de carga.

CARGAS EN PUNTO ESPECÍFICO O CONCENTRADAS

Estas cargas son las consideradas aplicables en un área reducida en (5 % máximo) con respecto al área total del elemento.

CARGAS DISTRIBUIDAS

Estas cargas son las que actúan de manera continua sobre el elemento estructural o tramo determinado de él.

CLASIFICACIÓN DE CARGAS ESTRUCTURALES

Las cargas son de dos tipos, cargas puntuales y distribuidas sobre un elemento estructural y se clasifican según lo siguiente:

- Cargas muertas
- Cargas vivas (son las consideradas como: carga de camión y de vía, de impacto y frenado)
- Cargas debidas al medioambiente, como:

Cargas por viento

Cargas por sismo.

- Hidrostáticas (presión de tierra)
- Cargas según temperatura
- Cargas por accidentes.

4.1.1. CARGAS MUERTAS O PERMANENTES

Son cargas que mantienen constante su magnitud y con posición fija durante la vida útil del elemento estructural conocida como carga muerta. Se determina normalmente calculando la sumatoria del volumen de cada uno de los elementos estructurales multiplicado por la densidad del material.

4.1.2. CARGAS VIVAS

Se define como cargas vivas a todas aquellas que son de carácter dinámico, que constantemente están cambiando como cargas de ocupación, que dependiendo de la magnitud asignada como límite máximo esta puede variar total o parcialmente.

En el diseño las cargas de ocupación deberán manifestarse como las máximas, estas son las esperadas que ocurran por el uso para el cual esté destinada la estructura; estas cargas son determinadas con base en una parte variable y debido al uso diario.

Las cargas vivas en un diseño estructural son las consideradas de ocupación que tendrá en su vida útil la estructura, para el caso de un distribuidor vial se resumen en: carga de impacto, de vía, de camión y carga de frenado.

La carga de camión se considera como un conjunto de las cargas actuantes, de manera puntual sobre cada eje del camión, cada eje tendrá una parte equitativa de la carga total considerada como conjunto.

La carga de vía es representada por la cantidad de vehículos livianos circulando por un puente, de forma distribuida. Se puede combinar la carga de

camión y la carga de vía en la misma luz del puente, esto estaría representado físicamente por un puente cargado con vehículos livianos más un camión.

La magnitud de las cargas puntuales depende del tipo de camión que se espera será el de circulación sobre la vía en diseño.

Para el cálculo de la carga de impacto se estimará un factor que multiplique la carga de camión y vía, y para determinar la carga de frenado horizontal se hará con base en la carga de vía o camión.

4.1.3. CARGAS POR VIENTO

Para la obtención de este tipo de cargas consideradas como dinámicas se utilizan aproximaciones sobre cargas estáticas equivalentes. En la mayor parte de puentes y edificios se puede utilizar un procedimiento de cálculo cuasi estático y solo para casos considerados como especiales se utiliza un análisis modal o dinámico.

La presión generada por viento produce una carga sobre toda estructura y no es excepcional en el diseño de pasos a desnivel. Esta presión es proporcional al cuadrado de la velocidad del viento y deberá ser calculada para la integración de cargas actuantes sobre la estructura. Debido a las variaciones sobre la superficie terrestre, la velocidad del viento es variable con comportamiento turbulento. Producto de la presión por viento la estructura en conjunto asume una posición deformada, debido a la velocidad constante, pudiendo variar su posición deformada por la turbulencia.

Dependiendo de las características de diseño, el ángulo del viento y la rugosidad de la superficie estructural, la velocidad de viento se convierte en

energía potencia de presión, causando una fuerza ambiental considerable al diseño mismo que debe contemplarse en diseño estructural.

4.1.4. CARGAS DE SISMO

El fenómeno natural caracterizado por la liberación repentina de energía sobre las diferentes capas de la corteza terrestre, mismas que producen un movimiento sobre la estructura de tipo ondulatorio.

Produce una fuerza inercial inducida sobre la estructura, dependiendo directamente de la masa total de la estructura; esta fuerza actúa con movimientos ondulatorios causando una aceleración inducida.

La fuerza sísmica depende de la zona de ubicación de la estructura y de la masa total. El comportamiento estructural se concentra en el pie de la estructura y esta depende de su rigidez y de la magnitud del sismo.

Dependiendo qué tan rígida sea la estructura y la cantidad de masa, así será el período de vibración de la estructura, que basado en la aceleración del terreno generara aceleración de vibración en la estructura.

Para la determinación de la fuerza estática equivalente al sismo, se debe realizar un espectro de diseño entre la aceleración del terreno contra el período de vibración de la estructura, obteniendo la aceleración para el diseño de la edificación utilizamos la ley de Newton, que indica que la fuerza es igual a masa por aceleración para obtener la fuerza estática.

La cortante basal se define como la fuerza sísmica total en la base de la estructura.

V = cortante basal.

Para determinar el valor de la cortante basal, regularmente se emplean métodos aproximados utilizando como base la ecuación que indica que la fuerza es igual a la masa por la aceleración, así:

$$V = W \cdot Sa \quad (10)$$

(AGIES, 2018).

En donde “Sa” es un coeficiente sísmico (sin dimensiones) que representa la aceleración de respuesta de la edificación a un movimiento al pie de su base. Es expresada como una fracción de la gravedad y depende de las características estructurales de la edificación y de la zona geográfica de ubicación.

4.1.5. CARGAS CAUSADAS POR TEMPERATURA

Se le denomina carga terminal a las presiones generadas por la dilatación o contracción, producida por la temperatura ambiental. Son cambios de temperatura que experimenta un elemento estructural al aplicarle calor, el cual se deforma cambiando la distribución de tensiones en su cuerpo. Las cargas por temperatura también están involucradas a los ambientes climatizados, de calefacción. Esta energía en forma de calor es la que se extrae del recinto frigorífico.

Las variaciones en la temperatura circundante en la edificación pueden alterar el comportamiento de los elementos de manera individual, produciendo

dilatación y contracción, cambiando la magnitud de las fuerzas actuantes internamente de los elementos.

Nos vamos a referir a un diagrama de cuerpo libre indicando que está simplemente articulado en sus dos extremos. Entonces coincidimos que cuando un elemento experimenta un ascenso en su temperatura, este tiende a incrementar su longitudinal, siendo este incremento restringido por los apoyos laterales, evitando la deformación axial. Para la elongación por temperatura se producen fuerzas de reacción que causan compresión en el elemento, siendo su magnitud tal que producen la misma deformación axial generada por el ascenso de temperatura. Con esto concluimos que los efectos de temperatura dependen directamente de la restricción estructural aledaños a los elementos sometidos a cambios de temperatura.

Deformación unitaria producida por temperatura:

$$\epsilon = \alpha \times \Delta t$$

Deformación por diferenciales de temperatura en un elemento de longitud L:

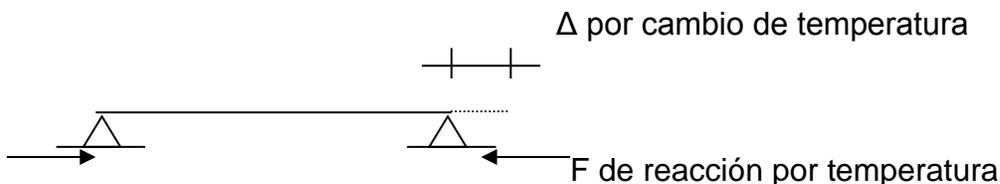
$$\Delta L = \alpha \times \Delta t \times L$$

α : Coeficiente de dilatación térmica correspondiente al material analizado.

Acero $\alpha = 6,5 \times 10^{-6}$

Concreto $\alpha = 5,5 \text{ a } 7,0 \times 10^{-6}$

Elemento simple:



Si procedemos a igualar las deformaciones causadas por las variantes de temperatura y las causadas por carga axial, obtendríamos la magnitud de la fuerza de reacción y esfuerzos axiales generados, causados por diferenciales de temperatura.

$$\Delta L = PL/AE \quad \text{Por carga axial (deformaciones)}$$

$$\Delta L = \alpha \Delta t L \quad \text{Por temperatura (deformaciones)}$$

Creando igualdad en ambas ecuaciones se puede calcular la fuerza axial equivalente, producida por un cambio de longitud en la viga restringida.

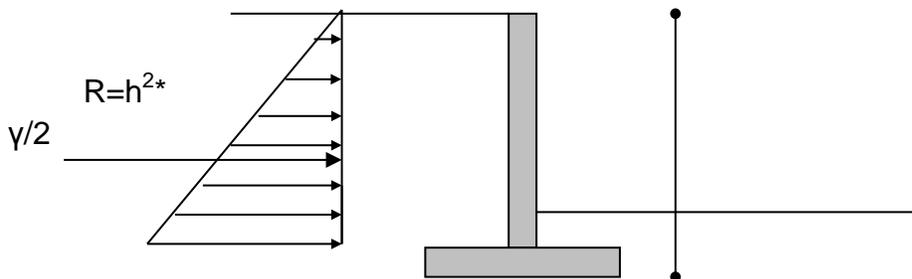
$$P = A \cdot E \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (11)$$

(AGIES, 2018).

4.1.6. CARGAS DE PRESIÓN DE TIERRA O HIDROSTÁTICAS

Según lo estipulado por la ley de Pascal, tenemos entendido que los suelos ejercen sobre las superficies una presión similar a los líquidos, pero de menor magnitud.

La presión ejercida se representa como una carga triangular



Donde se estima que:

γ : peso específico del líquido equivalente que representa al suelo

y equivalente= k_a . y suelo, donde k_a es menor que 1

h: altura

Debido a la objetividad en presentar un sistema estructural para la subestructura de un distribuidor vial, se limita el desarrollo con amplitud para cada una de las cargas estructurales. A continuación, se describe la integración de cargas estructurales a transferirse al subsuelo.

Tabla XI. **Cuantificación de cargas muertas**
Puente de 21 metros

No.	# DE VIGAS	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	LOSA	73.19	6602
2	ACERAS	21.59	1630
3	DIAFRAGMAS	20.87	2928
4	VIGA PRINCIPAL	152.25	15817
	SUBTOTAL 1	267.90	26977.00
	TOTAL DE KG		696727
	TOTAL DE qq		15327.99
	TOTAL DE TON		16.86

Barandal puente 21 metros

No.	# DE VIGAS	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	POSTES	0.49	158
2	PASAMANOS	1.94	364
	SUBTOTAL 1	2.43	522.00
	TOTAL DE KG		6597
	TOTAL DE qq		145.134
	TOTAL DE TON		0.1596474

Puente 24 metros

No.	# DE VIGAS	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	LOSA	83.4	7510
2	ACERAS	24.6	1856
3	DIAFRAGMAS	20.87	2928
4	VIGA PRINCIPAL	172.8	17796
	SUBTOTAL 2	301.67	30090.00
	TOTAL DE KG		784265.00
	TOTAL DE qq		17253.83
	TOTAL DE TON		18.98

Barandal puente 24 metros

No.	# DE VIGAS	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	POSTES	0.57	187
2	PASAMANOS	2.21	454
	SUBTOTAL 1	2.78	641.00
	TOTAL DE KG		7591
	TOTAL DE qq		167.00
	TOTAL DE TON		0.18

Muros de contención

No.	DESCRIPCIÓN	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	ZAPATAS + MUROS ARMADOS	70.08	2498
2	MUROS AMBOS APROCHES	118.4	8494
	SUBTOTAL 1	188.48	10992.00
	TOTAL DE KG		482192
	TOTAL DE qq		10608.22
	TOTAL DE TON		11.67

Escalones ambos apoches

No.	DESCRIPCIÓN	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	ZAPATAS MUROS ESCALONES	18.18	623
2	MUROS ENTRADA A ESCALONES	27.07	2074
3	ESCALONES AMBOS APROCHES	9.78	918
	SUBTOTAL 1	45.25	2697.00
	TOTAL DE KG		115822
	TOTAL DE qq		2548.08
	TOTAL DE TON		2.80

Pila Central

No.	DESCRIPCIÓN	CONCRETO kg/m ³	ACERO KG
1	ZAPATA PILA CENTRAL	151.2	10799
2	COLUMNAS	57.41	10725
3	VIGA DE APOYO	35.78	6268
4	TOPE SÍSMICO PILA CENTRAL	1.88	482
	SUBTOTAL 1	246.27	28274.00
	TOTAL DE KG		643949
	TOTAL DE qq		14166.88
	TOTAL DE TON		15.58

Total de integración de carga muerta

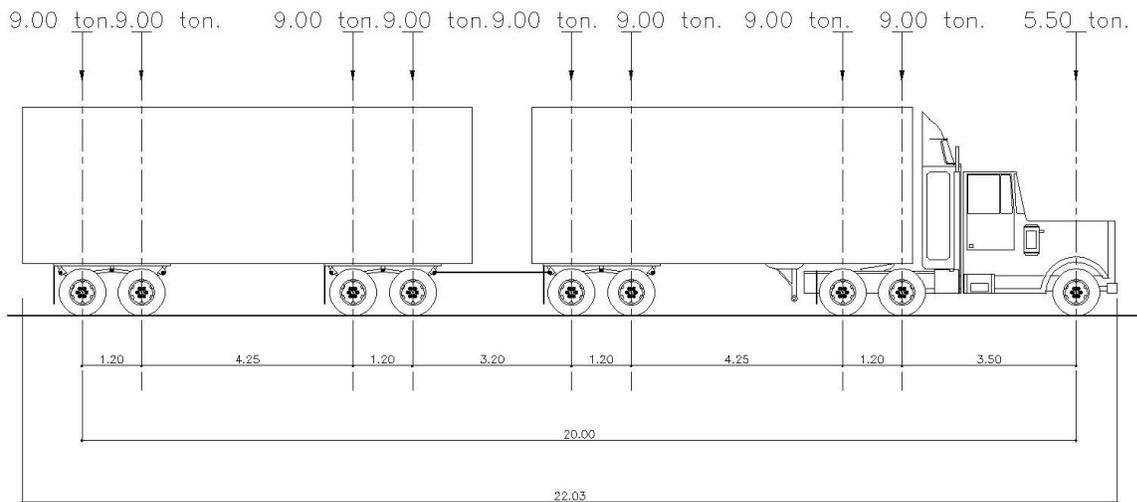
Unidad	Total	Tipo de carga
KG	2737143.00	Muerta
qq	60217.15	Muerta
TON	66.24	Muerta

Fuente: elaboración propia, 2019

Lo presentado en los cuadros anteriores corresponde a la integración de carga muerta.

En lo que respecta a carga viva, se diseñó con el camión T3-S2-R4.

Figura 18. Carga viva – vehículo de diseño



Fuente: elaboración propia, 2019

4.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SITIO

Para el diseño del puente y los accesos es necesario conocer el comportamiento del subsuelo, que es uno de los objetivos del presente estudio.

Para los propósitos del proyecto se realizaron 3 sondeos de penetración estándar a una profundidad de 30 pies y uno de 50 pies, ubicados en el eje central que ocupara el puente. Uno en el centro de la autopista existente y los otros dos a 20 m de distancia, uno a cada lado del eje central, el de 50 pies se ubicó a 25 m al oeste del eje. La ubicación del sondeo realizado en el eje central fue utilizada como referencia para el origen de las coordenadas

utilizadas para referenciar las diferentes ubicaciones de los trabajos realizados. Además, se realizaron tres calicatas para obtener muestras de material para ser ensayados con las pruebas de C.B.R., límites de Atterberg y Granulometría. Los sitios de ensayo son ubicados según los puntos de interés para el diseño del proyecto y seleccionados por el interesado, se ubican en el plano adjunto.

El subsuelo disponible para desplantar la cimentación está formado por arenas y limos arenosos producto de la actividad de transportación de la materia de la zona volcánica de la región central de nuestro país, actividad que realizan los diferentes ríos que desembocan en el océano Pacífico.

La respuesta obtenida al ensayo de penetración estándar ha sido baja, pero aceptable a los 10 pies con N: 12, en el sondeo No. 3, teniendo un estrato inmediato inferior de 8 pies de espesor de respuesta aceptable para luego disminuir. Para el proyecto se considera una capacidad soporte de diseño de 1.2 kg/cm². Si esta capacidad soporte se considera insuficiente para el proyecto, será necesario utilizar pilotes. Para verificar un estrato resistente para los pilotes, para que estos trabajen principalmente de punta, se realizó un ensayo de penetración estándar de 50 pies de profundidad, a 5 m de distancia de la ubicación del sondeo No. 3. El rechazo basal se obtuvo los 44 pies, pero se logró extender la prueba hasta los 46 pies, mostrándonos una buena respuesta, muy probablemente de un potente estrato gravoso, por lo que se considera que la longitud de los pilotes deberá ser de 50 pies, para obtener una respuesta de rechazo.

El nivel freático se ubicó en un promedio de 6 pies, en una época que se puede considerar al invierno en su máxima intensidad, aunque en algunos sectores de la zona están inundadas.

Las referencias de las profundidades de los ensayos de SPT, se han tomado desde la superficie del inicio del ensayo, que corresponden a la rasante natural del punto.

4.2.1. ESTRATIGRAFÍA

La estratigrafía obtenida nos muestra que el subsuelo disponible para el desplante de la cimentación está formado por arenas, limos arenosos, intercalados por estratos gravosos, muy característicos de las terrazas aluviales, según se puede observar en la descripción de los sondeos dispuestos en el siguiente orden.

ESTRATO A

Arena de origen andesítico, de color pardo, de compacidad relativa muy suelta.

ESTRATO B

Limo ligeramente arenoso, de color café claro, de compacidad relativa variable de suelta a media.

ESTRATO C

Lente de limo, de compacidad relativa muy suelta, este lente se ubicó solamente en el sondeo No. 1.

4.2.2. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y ASENTAMIENTOS

El subsuelo está compuesto de limos arenosos con lentes de arena limpia, con el nivel freático en promedio de 6 pies; hacen el escenario apropiado para el fenómeno conocido como licuefacción de los suelos, fenómeno que se ha dado en la costa Atlántica, pero no existen registros recientes de que esto haya

ocurrido en la costa del Pacífico, por lo que se considera poco probable que esto ocurra en el área.

Tabla XII. **Resumen de resultados de las calicatas**

Estrato	Descripción del suelo	Proctor lb/pie³	C.B.R. 90 %	L.L.	L.P.	I.P	Granulometría
A	Arena fina de limos color grisáceo	114.5	7	NP	NP	NP	Ver gráfica
B	Limo ligeramente arenoso, de color grisáceo	81.2	10	44.5	37.5	7.1	Ver gráfica
C	Limo ligeramente arenoso, de color grisáceo	81.9	17	N.P.	N.P.	N.P.	Ver gráfica

Fuente: elaboración propia, 2019

4.3. DISEÑO ESTRUCTURAL ASISTIDO POR COMPUTADORA

Este trabajo de tesis contiene la información del diseño de la cortina de entrada y su respectiva cimentación del distribuidor vial. Incluye la descripción de la estructura, de las cargas de diseño de la estructura tanto gravitacional como sísmica, el método de análisis, el método de diseño de los elementos y los reglamentos que satisface. También se describen otros aspectos y decisiones importantes del proyecto y otras condiciones que el propietario debe conocer.

Una vez definida la geometría del distribuidor vial y las características específicas de funcionalidad, se definió la necesidad de realizar un puente para librar una luz de 45 metros. Al tener las características del suelo sobre el cual

cimentar, se realizó un diseño con características dimensionales y de resistencia preliminar, lo cual requería un chequeo detallado para garantizar un comportamiento estructural adecuado. En resumen, se definió las dimensiones y características de la superestructura, se chequeó los estribos de entrada y la cimentación.

4.3.1. NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

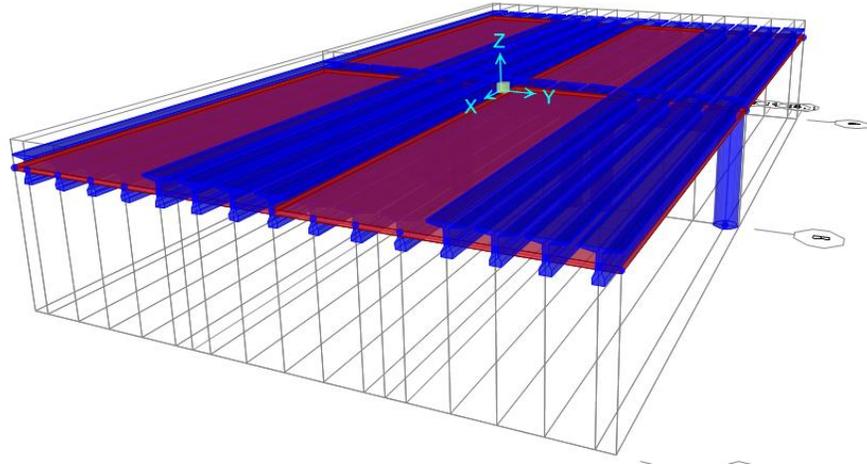
Las referencias básicas son las Normas ASHTTO y el Reglamento 318 de American Concrete Institute.

El diseño estructural de este proyecto se hizo utilizando los factores sísmicos de ASHTTO 2007 con el soporte del software SAP2000 versión 10, que está validado internacionalmente entre los mejores instrumentos para diseño estructural. La calibración correspondiente se detalla en este informe en la sección sobre cargas sísmicas.

4.3.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

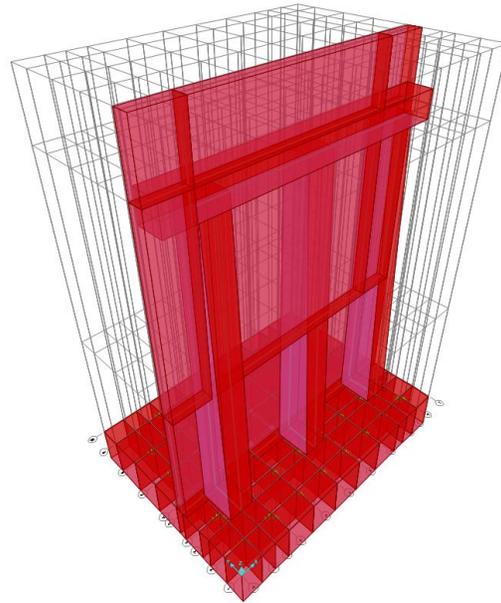
El puente es una estructura de 45 m de longitud con pilas como soporte que divide dicha luz en dos de 24 m. Y 21 m. La superestructura está formada por una placa plana sobre vigas pos tensadas de perfil "I". Las pilas son elementos sujetos a flexo compresión empotrados a las cimentaciones. Los estribos de entrada están formados por una cortina de 0.40 m de espesor con contrafuertes no prismáticos de un ancho en base de 1.30 m. Las cimentaciones son cimentaciones profundas con pilotes de una profundidad máxima de 8 m.

Figura 19. **Superestructura**



Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 20. **Estribo de ingreso**



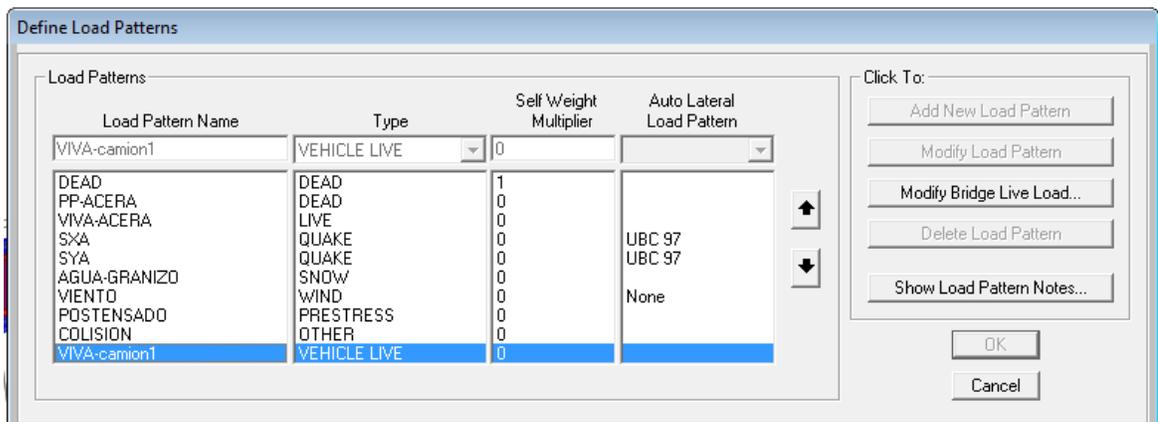
Fuente: elaboración propia, 2019

4.3.3. ANÁLISIS Y DISEÑO: CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Los elementos estructurales fueron analizados y reforzados con el programa de estructuras SAP2000 que tiene grandes capacidades para modelación estructural analítica. Las Figuras 35 y 36 muestran una vista del modelo analítico. Todos los elementos mostrados en esas ilustraciones son elementos estructuralmente resistentes. Se empleó el método de elementos finitos para determinar las cargas internas de todos los elementos y se consideró que todos los elementos son monolíticos.

4.3.4. CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO

Tabla XIII. Subdivisión de cargas



Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
VIVA-camion1	VEHICLE LIVE	0	
DEAD	DEAD	1	
PP-ACERA	DEAD	0	
VIVA-ACERA	LIVE	0	
SXA	QUAKE	0	UBC 97
SYA	QUAKE	0	UBC 97
AGUA-GRANIZO	SNOW	0	
VIENTO	WIND	0	None
POSTENSADO	PRESTRESS	0	
COLLISION	OTHER	0	
VIVA-camion1	VEHICLE LIVE	0	

Subdivisión de Cargas: elaboración propia, 2019

Peso propio de la estructura (DEAD)

La estructura respecto a la carga de concreto y otros materiales calculadas internamente en función de las dimensiones de cada elemento, el peso específico para el concreto es de 2400 kg/m³.

Peso propio de aceras y arriates (pp-acera)

En función de las dimensiones establecidas de aceras y arriates, en el centro se calculó la carga lineal que aplica a las vigas principales exteriores.

CARGAS VIVAS SOBRE ACERA (VIVA ACERA)

Son las cargas vivas por uso sobre la acera, en este caso se utilizó una carga de 200kg/m² distribuida en una acera de 1.00m de ancho.

CARGAS POR AGUA Y GRANIZO (AGUA-GRANIZO)

Esta carga se debe tener en consideración por las características geológicas.

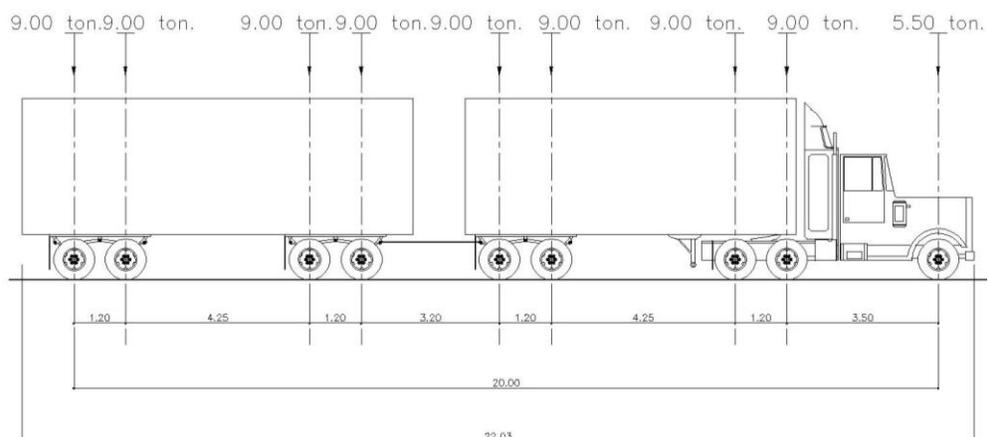
CARGAS DE VIENTO (VIENTO)

Por ser una estructura pesada y con una superficie lateral pequeña en porcentaje se utilizó una carga de viento nula.

CARGA VIVA POR VEHÍCULO (VIVA-camión1)

Se utilizó un vehículo de diseño tipo T3-S2-R4.

Figura 21. Vehículo de diseño



Fuente: Caminos, 92

En el programa dicho vehículo se ingresó de la siguiente manera:

Tabla XIV. **Distancia entre ejes y cargas**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0.	5500.
Leading Load	Infinite		0.	5500.
Fixed Length	4.1		0.	18000.
Fixed Length	5.45		0.	18000.
Fixed Length	4.4		0.	18000.
Fixed Length	5.45		0.	18000.

Fuente: elaboración propia, 2019

CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EN X (SXA) & CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EN Y (SYA)

Dichas cargas se configuraron para un comportamiento estático utilizando la UBC 97.

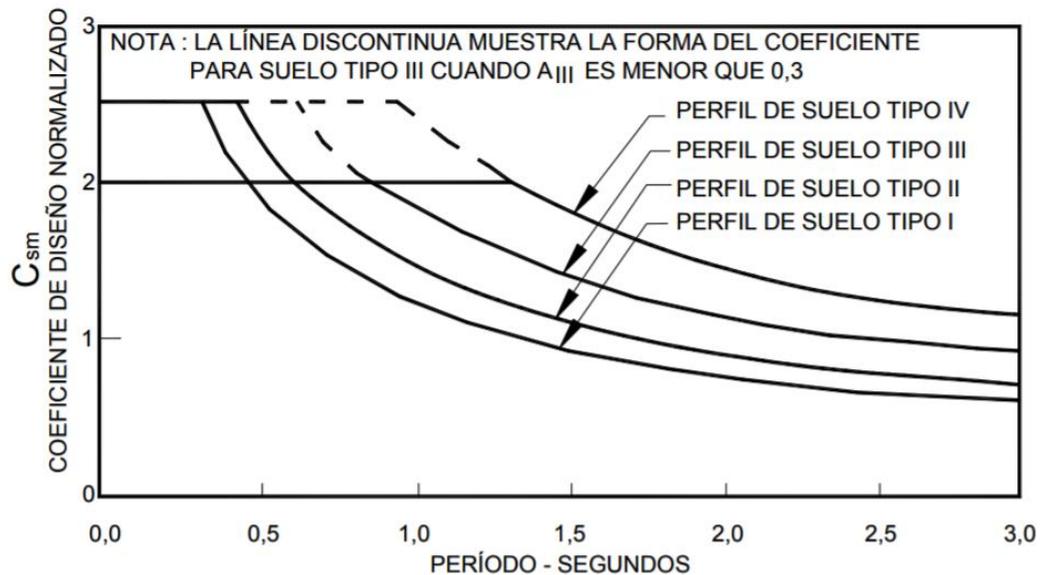
CARGA DE POSTENSIÓN (POSTENSADO)

Esta carga fue utilizada para chequear las vigas propuestas en el diseño preliminar las cuales funcionarán con postensión.

Además de las cargas descritas anteriormente, se usó un análisis espectral utilizando el espectro de respuesta propuesto por la ASHTTO en el capítulo 3.

El coeficiente de respuesta sísmica elástica se puede normalizar reemplazando la aceleración del terreno y graficando el resultado contra el período de vibración. En la siguiente figura se ilustran estas curvas para diferentes perfiles de suelo, con base en un amortiguamiento del 5 %.

Figura 22. **Coefficientes de respuesta sísmica, diferentes perfiles de suelo**



Fuente: ASHTTO, 2007

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga fueron definidas basadas en la norma ASHTTO 2007.

Figura 23. **Combinaciones de carga**

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
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 Solo EH, EV, ES, DW, DC	Y_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_p	1,35	1,00	0,40	1,0	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	1,0	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}	-	-	-	-
FATIGA Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: ASHTTO, 2007

Figura 24. **Combinaciones de carga**

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	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	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>
EV: Empuje vertical del suelo		
• <u>Estabilidad global</u>	<u>1,00</u>	<u>N/A</u>
• 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	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: ASHTTO, 2007

ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo será ASTM A-615 grado 60, pero que cumpla con las limitaciones de la sección 21.2.5 del ACI 318-99. Las limitaciones de ACI previenen de que la supervisión tenga que aceptar acero de baja ductilidad ya que las especificaciones ASTM A-615 no cubren adecuadamente ese aspecto.

Aceros de alta resistencia estirados en frío no serán aceptables en muros estructurales. Tampoco se ha previsto su uso en losas densas.

Mallas soldadas, de utilizarse por cualquier razón, tendrían un $f_y > 5000$ kg/m².

4.3.5. CONDICIONES SÍSMICAS GENERALES

En Guatemala, la amenaza sísmica a estructuras de mediana altura y en estructuras de importancia trascendental depende en gran medida de los sismos que puedan generarse en las numerosas fallas geológicas, que surcan toda la zona sur-occidental del país. Estos sismos son de poca magnitud, pero generan intensidades muy altas en áreas localizadas. Sismos de gran magnitud, como los de subducción afectan áreas mayores, pero las intensidades que pueden desarrollar en el área cercana a las playas son potencialmente de frecuencias menores que la de los sismos locales, aunque su intensidad las hace de cuidado, en especial en cuanto al control de derivas y daño secundario.

Por lo tanto, basados en la norma complementaria AASHTO y considerando según los estudios realizados un suelo tipo III y una aceleración

según los mapas de AGIES de 0.60 g con un amortiguamiento del 5 %, se aplicó un análisis dinámico espectral.

4.3.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

MÉTODO

Para hacer el análisis se utilizó el programa SAP2000 VERSIÓN 10 que es actualmente un estándar de referencia para análisis estructural de edificios.

Para el análisis estructural se utilizó el método lineal elástico de rigideces, método de elementos finitos.

Para establecer las rigideces de los elementos se utilizaron las propiedades de las secciones no fracturadas.

CARGAS SÍSMICAS

Las solicitaciones sísmicas dependen tanto de la sismicidad del sitio como del tipo de estructura.

Análisis dinámico del edificio

El método de análisis estático equivalente de la sección 1630 del UBC 97 no es el más apropiado para este puente, sin embargo, para tener un valor comparativo se ha aplicado dicho análisis para compararlo con los resultados del análisis espectral propuesto por la AASHTO.

En valor comparativo para las combinaciones de carga sísmica estática y dinámica, resultó una carga sísmica mayor para la combinación que implicaba el análisis espectral por lo que el análisis estático tuvo solo fines comparativos.

Figura 25. Configuración para análisis estático

1997 UBC Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

- Global X Direction
- Global Y Direction
- Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
- Override Diaph. Eccen.

Seismic Coefficients

- Per Code User Defined
- Soil Profile Type: SC
- Seismic Zone Factor: 0.40
- User Defined Ca: 0.4
- User Defined Cv: 0.56

Time Period

- Method A Ct (ft) =
- Program Calc Ct (ft) = 0.035
- User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

- Program Calculated
- User Specified
- Max Z:
- Min Z:

Factors

- Overstrength Factor, R: 8.5

Near Source Factor

- Per Code User Defined
- Seismic Source Type: B
- Dist. to Source (km): 15
- User Defined Na: 1
- User Defined Nv: 1

Other Factors

- Importance Factor, I: 1

Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 26. Configuración para análisis espectral

Response Spectrum AASHTO LRFD 2006 Function Definition

Function Name: aashto Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

- Acceleration Coefficient, A: 0.6
- Soil Profile Type: III
-

Define Function

Period	Acceleration
0	1.2
0.8538	1.2
1	1.08
1.2	0.9564
1.4	0.863
1.6	0.7895
1.8	0.7299
2	0.6804
2.5	0.5863

Function Graph

Fuente: elaboración propia, 2019

Se usó el espectro AASHTO 2006. Para un suelo tipo 3 y un coeficiente de aceleración de 0.6.

En la Figura 41 se muestra el espectro descrito en el párrafo anterior. Sobre la figura se muestran en forma esquemática las ordenadas espectrales correspondientes a los períodos de vibración del puente descritos a continuación.

Proceso de análisis

El análisis se hizo con 12 modos de vibración utilizando el método de Ritz que en estos casos es mejor que el clásico de valores característicos (eigen-valores).

Tabla XV. **Resumen de relaciones de masa modal (2000, SAP)**

Estructura salida	Tipo de paso	Step Num	Período	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	SumU Z
Texto	Texto	Sin unid ad	Sec	Sin unida d					
MODAL	Modo	1	0.318	0	0.424	0.002	0	0.424	0.002
MODAL	Modo	2	0.219	0.524	0	0	0.524	0.424	0.002
MODAL	Modo	3	0.151	0.007	0	0	0.532	0.424	0.002
MODAL	Modo	4	0.111	0	0.572	0.010	0.532	0.996	0.013
MODAL	Modo	5	0.107	0.465	0	0	0.997	0.996	0.013
MODAL	Modo	6	0.088	0	0.001	0.957	0.997	0.998	0.970
MODAL	Modo	7	0.083	0.002	0	0	0.999	0.998	0.970
MODAL	Modo	8	0.053	0	0.001	0.027	0.999	0.999	0.998
MODAL	Modo	9	0.031	0	0.000	0.001	0.999	0.999	0.999
MODAL	Modo	10	0.028	0.000	0	0	0.999	0.999	0.999
MODAL	Modo	11	0.024	0	0	0	0.999	0.999	0.999
MODAL	Modo	12	0.022	0.000	0	0	0.999	0.999	0.999

Fuente: elaboración propia, 2019

Los modos listados en el cuadro incluyen más del 90 % de masa con participación modal requerido.

En el análisis modal se calcula el cortante correspondiente a cada modo de vibración en cada dirección ortogonal. Estos cortantes modales se combinan en cada dirección, separadamente, por el método CQC o Combinación Cuadrática Completa que es una suma vectorial (raíz de suma de cuadrados) pero cuando los modos tienen frecuencias cercanas se suman directamente. El resultado es el siguiente:

Tabla XVI. **Cortante respecto a cada modo de vibración direcciones ortogonales**

Reacciones de base

Caso salida	de	Tipo caso	de	Tipo de paso	Global FX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text		Text		Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SAASHTOX		LinRespSpec		Max	39.0304	3E-06	1.66E-08	1.35E-05	91.22932	105.384
SAASHTOY		LinRespSpec		Max	7.4E-06	28.081	3.6106	106.923	15.16461	117.9401

Fuente: elaboración propia, 2019

Del cuadro se observa que las fuerzas cortantes CQC en la base del edificio correspondiente a la corrida básica fueron:

SAASHTOX y SAASHTOY denotan excitaciones sísmicas en direcciones X y Y sin componente ortogonal; él tiene cortantes resultantes del orden del 3 % al 5 % en dirección ortogonal; esto se debe a que la superestructura está simplemente apoyada sobre las pilas y los estribos de entrada, lo que implica

que la transmisión de carga lateral de la superestructura a la subestructura del puente es considerablemente pequeña, lo que hace que los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo sobre la superestructura sean disipados en los apoyos. Sin embargo, en la subestructura, al aplicar un análisis espectral, se amplifica la carga lateral inducida por el suelo sobre el estribo de entrada.

CARGAS RESULTANTES PARA DISEÑO DE PILOTES

Las cimentaciones se diseñan con cargas de servicio, en este caso se diseña con la siguiente combinación:

Tabla XVII. **Combinación de cargas para el diseño de cimentación**

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. It contains the following fields and options:

- Load Combination Name (User-Generated):** servicio
- Notes:** Modify/Show Notes...
- Load Combination Type:** Linear Add
- Options:** Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo
- Define Combination of Load Case Results:**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1
PP	Linear Static	1.
GRANIZO	Linear Static	1.
PRESTIERRA	Linear Static	1.
VIVA	Linear Static	1.
PRESTIERRAneg	Linear Static	1.

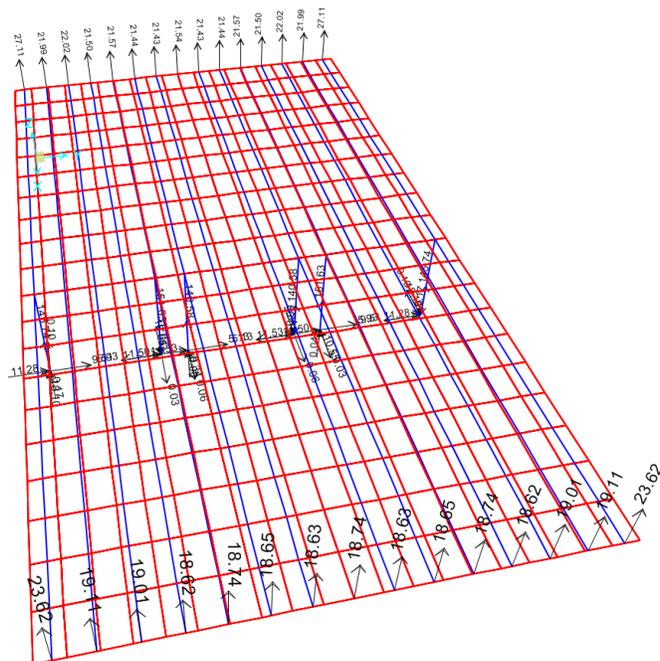
Fuente: elaboración propia, 2019

Se utilizó el peso propio (DEAD), el peso propio de la superestructura (PP), el peso de presión de tierra (PRESTIERRA & PRESTOERRAneg), como cargas permanentes. Además, se utilizó el total de la carga viva producida por

el vehículo de diseño en toda la superestructura transmitida al estribo de entrada, todas las cargas vivas por utilidad sobre aceras y arriate central, y se supuso en el caso más crítico que también sucedería el evento de granizo o ceniza por lo que también se considera en la integración de las cargas transmitidas.

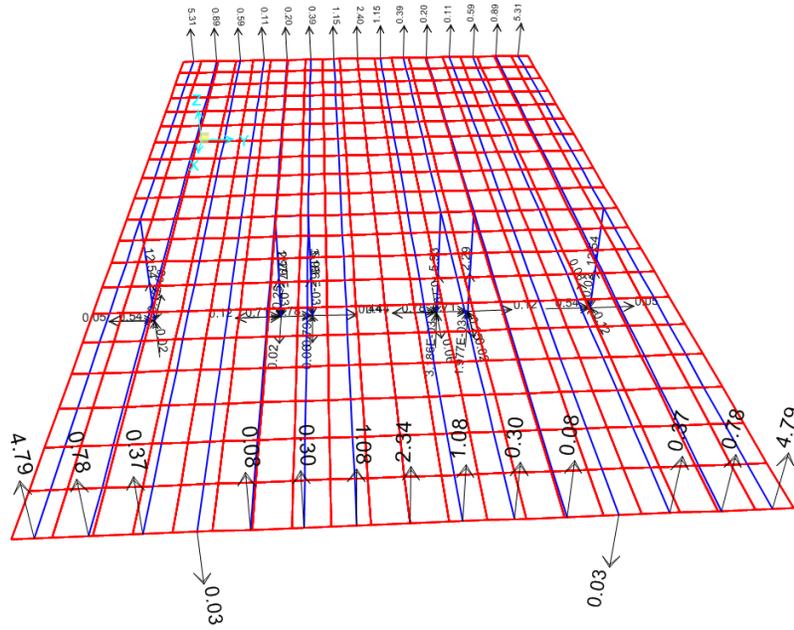
A continuación, las cargas resultantes de la superestructura, que luego fueron integradas en el estribo de entrada sobre la viga, sobre la que descansan las otras vigas.

Figura 27. Resultantes peso propio de superestructura



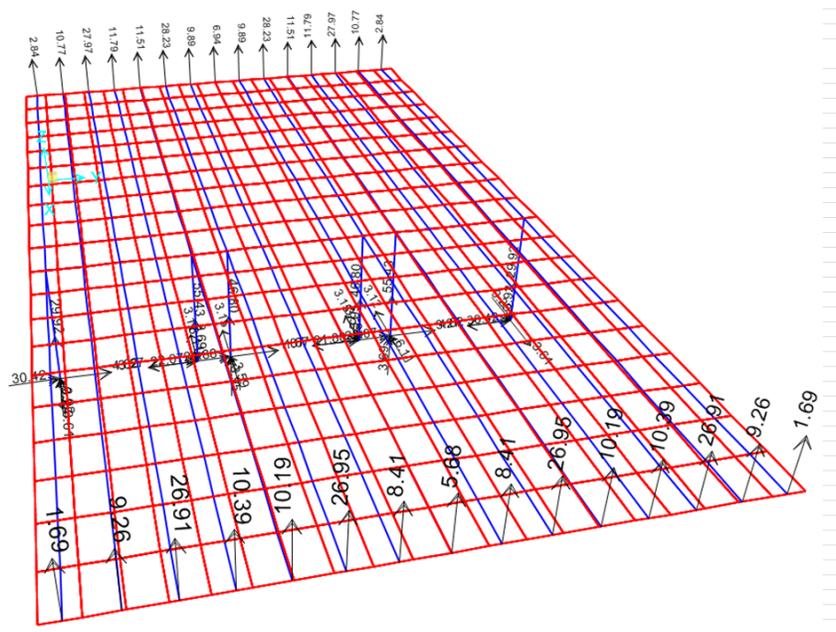
Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 28. Resultantes peso propio de aceras y arriates (2000, SAP)



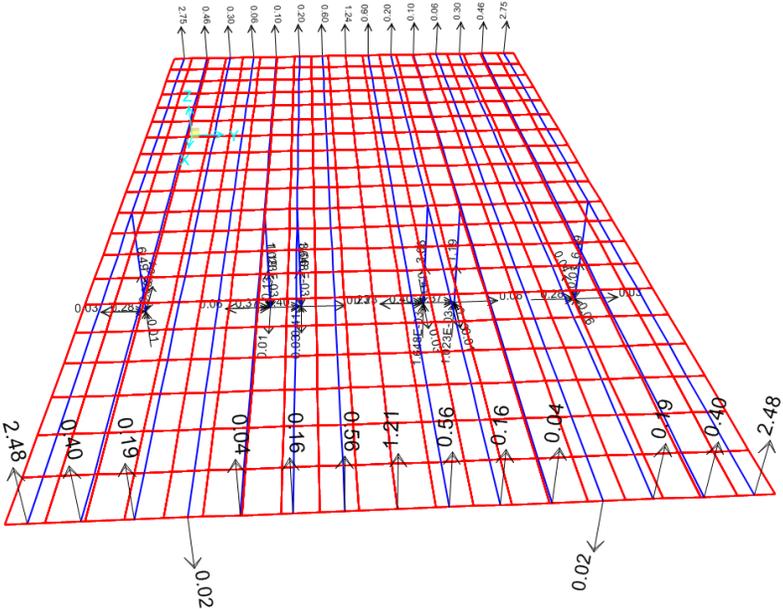
Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 29. Resultantes de carga viva móvil superestructura



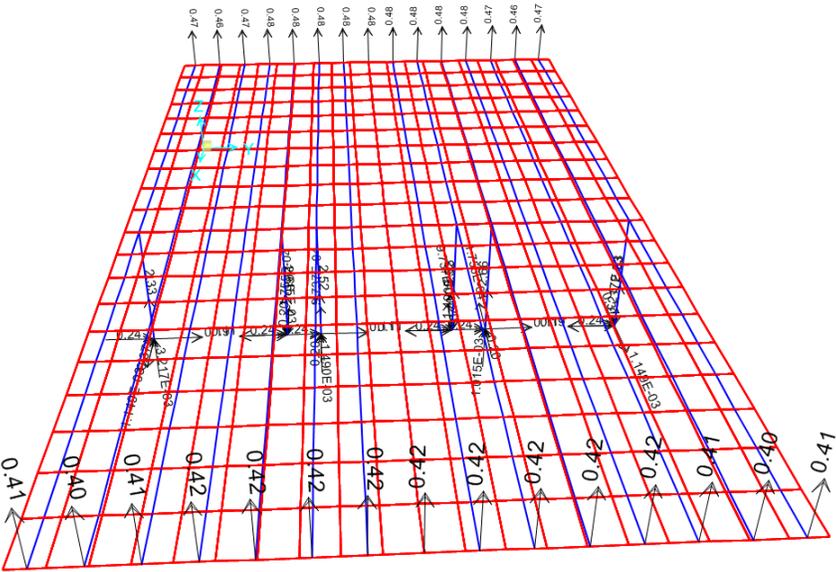
Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 30. Resultantes de carga viva en aceras y arriates



Fuente: elaboración propia, 2019

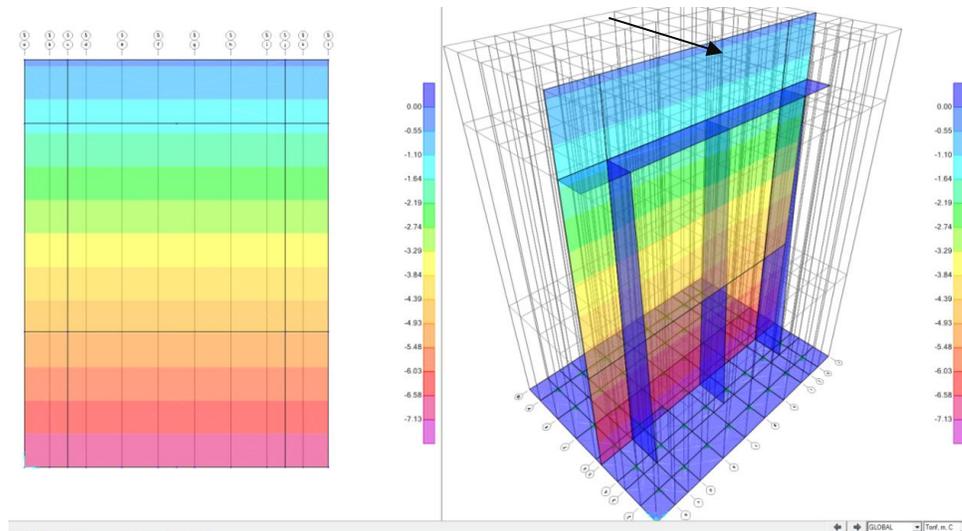
Figura 31. Resultantes de carga viva en aceras y arriate



Fuente: elaboración propia, 2019

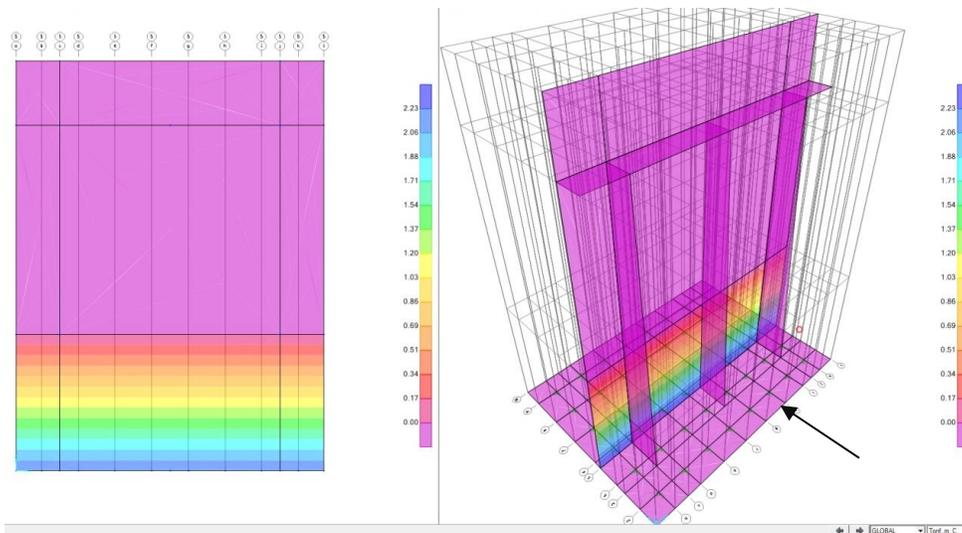
A continuación, las cargas laterales de presión de tierra integradas al estribo de entrada.

Figura 32. Presión de tierra integrada en el estribo de entrada



Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 33. Presión negativa de tierra integrada en el estribo de entrada



Fuente: elaboración propia, 2019

F1=6722E-03 F2=6.53 E3=6.16	F1=4140E-03 F2=6.52 E3=6.18	F1=4141E-03 F2=6.52 E3=6.19	F1=3340E-04 F2=6.52 E3=6.19	F1=3340E-04 F2=6.52 E3=6.19
F1=0.01 F2=6.56 E3=14.87	F1=7266E-03 F2=6.56 E3=14.88	F1=3709E-03 F2=6.56 E3=14.89	F1=6787E-04 F2=6.55 E3=14.89	F1=6787E-04 F2=6.55 E3=14.89
F1=0.02 F2=6.56 E3=22.48	F1=9459E-03 F2=6.55 E3=22.49	F1=3750E-03 F2=6.55 E3=22.49	F1=6576E-04 F2=6.55 E3=22.49	F1=6576E-04 F2=6.55 E3=22.49
F1=0.02 F2=6.82 E3=32.58	F1=7045E-03 F2=6.82 E3=32.59	F1=3483E-03 F2=6.80 E3=32.57	F1=2472E-03 F2=6.81 E3=32.56	F1=2468E-03 F2=6.81 E3=32.56
F1=0.04 F2=6.83 E3=42.34	F1=0.03 F2=6.82 E3=42.30	F1=1444E-03 F2=6.89 E3=42.15	F1=0.03 F2=6.91 E3=42.24	F1=0.03 F2=6.91 E3=42.24
F1=0.01 F2=6.80 E3=52.13	F1=0.03 F2=6.89 E3=52.04	F1=6106E-03 F2=6.89 E3=51.91	F1=0.02 F2=6.88 E3=51.94	F1=0.02 F2=6.88 E3=51.94

Fuente: elaboración propia, 2019

A continuación, se presentan dichas resultantes que serán utilizadas para el diseño de los pilotes.

La carga máxima ACTUANTE es de 52.13 toneladas, carga para la cual se diseñarán todos los pilotes.

Teniendo en consideración los datos resultantes de los estudios de suelos a través de la prueba de penetración estándar se calculó la resistencia de las cimentaciones.

Tabla XVIII. Diseño de pilotes

CARGA RESISTENTE EN PILOTES

$Q_p = A_p \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q^*$		
Diámetro de pilote	0.35	m
Peso específico suelo	1.8	T/m ³
Longitud pilote	8	m
N_q^*	55	
Ángulo de fricción	36	grados
(N1)60	30	

CARGA RESISTENTE EN PUNTA	Presión	área	Q_p (T/m ²)
qp	2795.98	0.1	269
qp2	683.22	0.1	65.73

CARGA RESISTENTE POR FRICCIÓN Q_s

PROFUNDIDAD (pies)	(M)			N	N60		PERÍMETRO (M)	RESISTENCIA (TON)
0	0							
2	1.6096							
4	1.2192							
6	1.8288							
8	2.4384							
10	3.048							
12	3.6576							
14	4.2672	0.6096	9	12	0.02	1.4	2.09	
16	4.8768	1.2192	6	8	0.02	1.4	1.39	
18	5.4864	1.8288	5	7	0.02	1.4	1.22	
20	6.096	2.4384	6	8	0.02	1.4	1.39	
22	6.7056	3.048	33	44	0.02	1.4	7.66	
24	7.3152	3.6576	24	32	0.02	1.4	5.57	
26	7.9248	4.2672	21	28	0.02	1.4	4.87	
28	8.5344	4.8768	7	9	0.02	1.4	1.57	
30	9.144	5.4864	9	12	0.02	1.4	2.09	
32	9.7536	6.096	13	17	0.02	1.4	2.96	
34	10.3632	6.7056	12	16	0.02	1.4	2.78	
36	10.9728	7.3152	25	33	0.02	1.4	5.74	
38	11.5824	7.9248	32	43	0.02	1.4	7.48	
								46.8

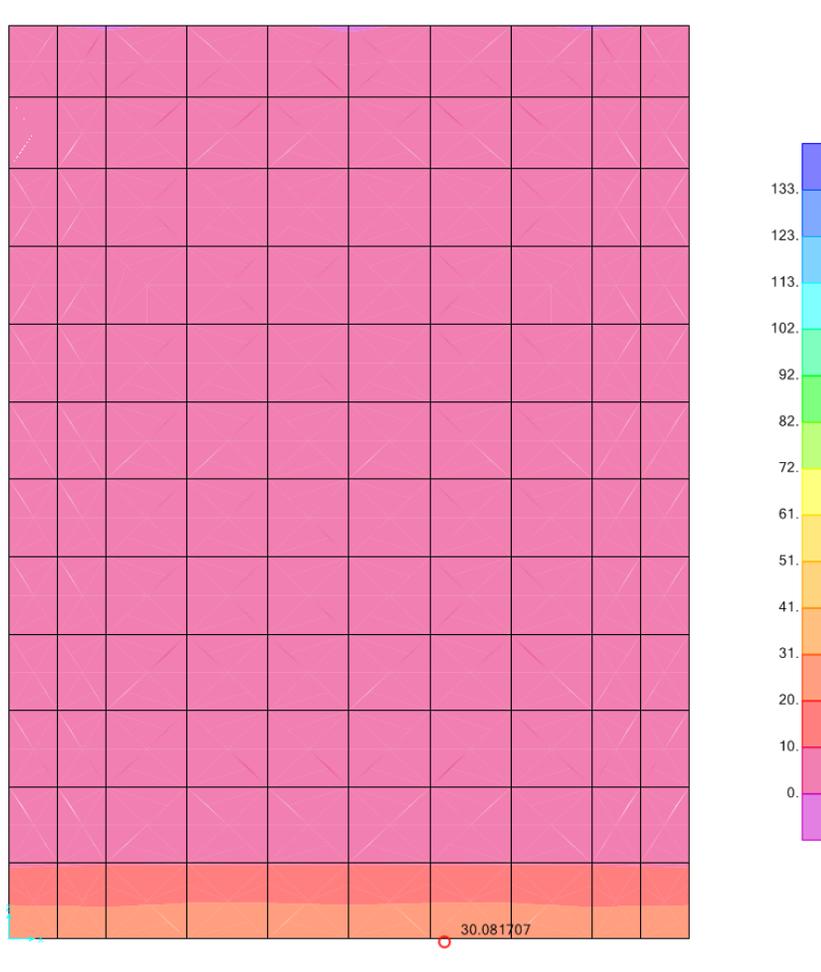
Q_p	65.73	T
Q_s	46.8	T
Valor Soporte de suelo Estuario	12	T/m ²
Total de carga soportante por la superficie	12	T
Factor de seguridad	2.35	
Total de carga soportante sin factor de seguridad	124.54	T
RESISTENCIA SUELO TOTAL	52.99	T

Fuente: elaboración propia, 2019

En función de las dimensiones de todos los elementos del estribo de entrada se diseñó para los esfuerzos resultantes. Se consideró que la cortina, los contrafuertes y la viga portante serán monolíticos por lo que en la construcción deberán tomarse todas las precauciones necesarias para que el sistema tenga ese comportamiento.

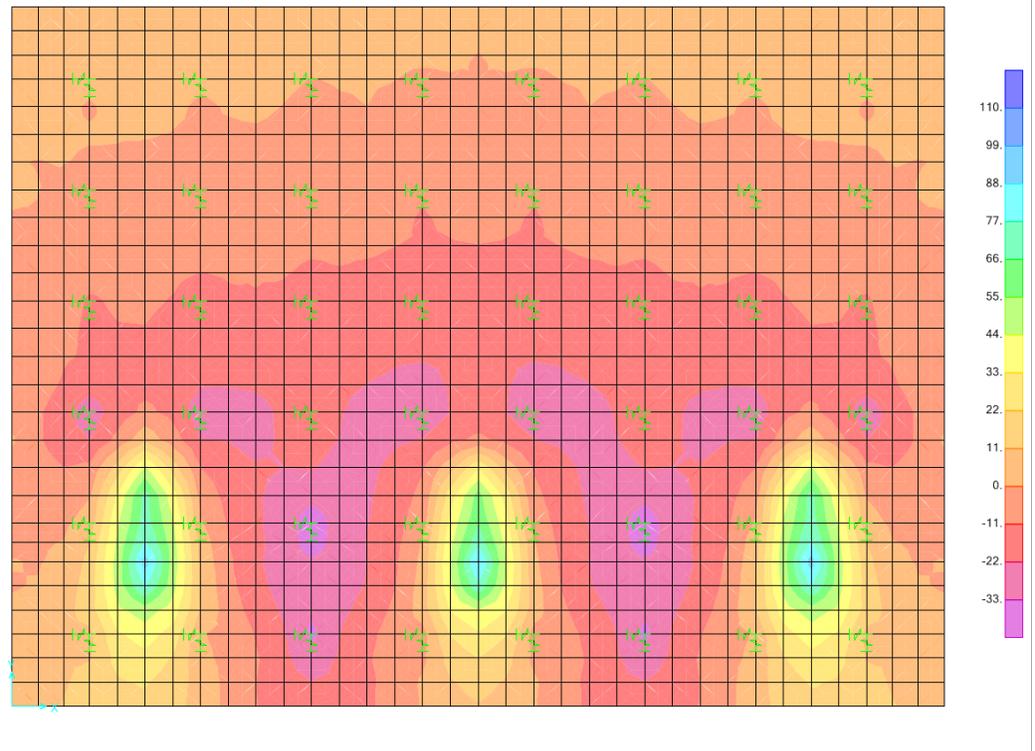
Los esfuerzos resultantes se grafican a continuación.

Figura 35. Momentos máximos resultantes en cortina



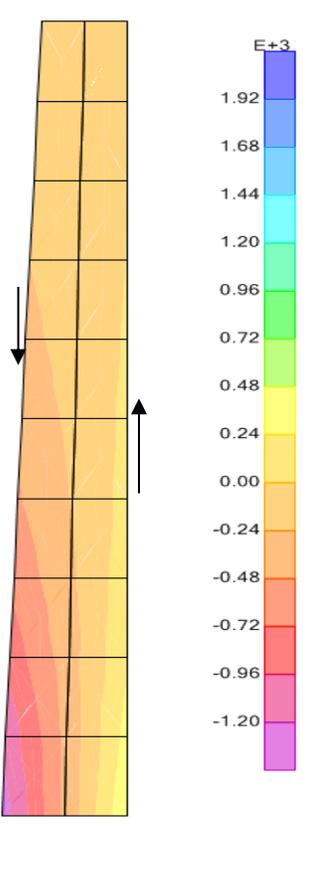
Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 36. Momentos máximos resultantes en zapata



Fuente: elaboración propia, 2019

Figura 37. Esfuerzo axial máximo resultante en contrafuerte



Fuente: elaboración propia, 2019

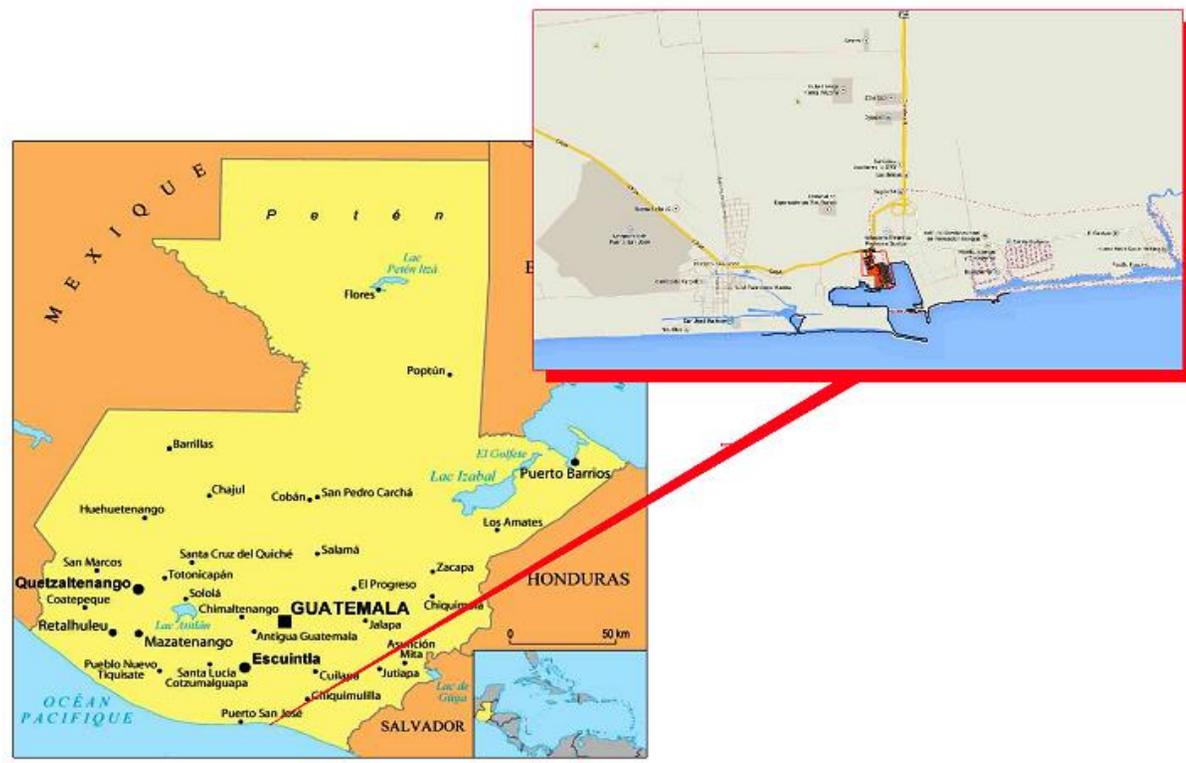
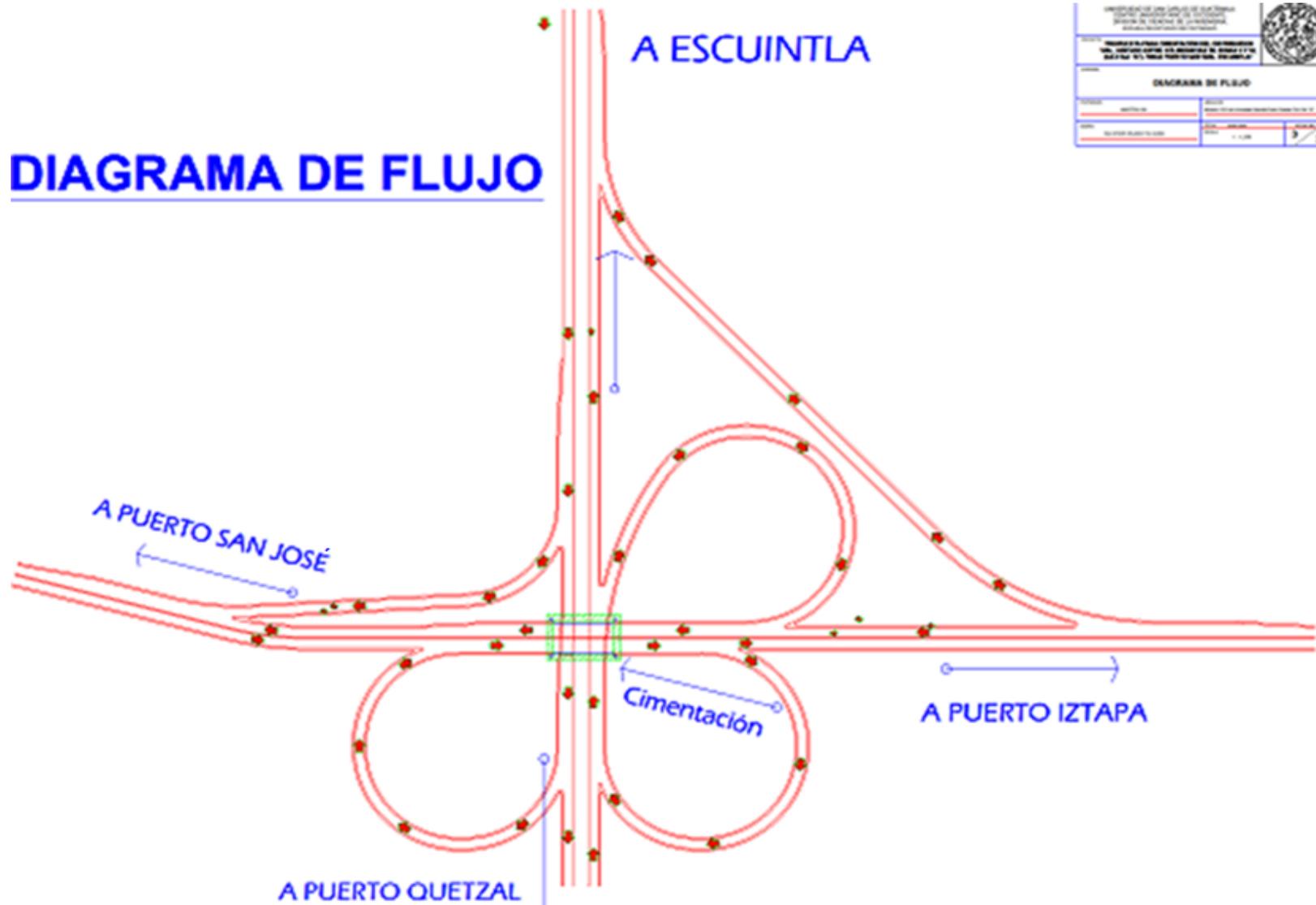


DIAGRAMA DE FLUJO



INSTITUTO MEXICANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS		
SECRETARÍA DE ECONOMÍA		
DIAGRAMA DE FLUJO		
PROYECTO:	FECHA:	
ACTIVIDAD:	ELABORADO POR:	
FECHA DE ELABORACIÓN:	FECHA DE APROBACIÓN:	

CONCLUSIÓN

1. Las condiciones físicomecánicas del suelo de fundación no son aptas para realizar la transferencia de cargas por un sistema de cimentación tradicional (zapatas).
2. El manto freático donde se ubicará el proyecto, se localiza a una profundidad de 4.67 pies.
3. La carga máxima puntual que deberá soportar cada pilote es de 52.13 toneladas, calculado mediante modelo estructural asistido por programa sap2000 y comparado con diseño manual.
4. Las dimensiones finales para los pilotes deberán ser de 0.35 m de diámetro y una longitud de 8 m, para soportar mediante punta y fuste la carga máxima puntual.

RECOMENDACIONES

1. Realizar una estricta supervisión de campo que garantice el adecuado proceso de hincado de cada uno de los pilotes.
2. Se debe abatir el nivel freático por medio de pozos de punta con filtro, cuando se realice el proceso constructivo, para no perturbar las condiciones naturales del suelo.
3. Se debe referenciar las cotas respecto al banco de marca para tener un control del hincado de cada uno de los pilotes.
4. Deben ser verificadas en campo las dimensiones de cada pilote obtenidas del diseño.
5. Realizar pruebas de carga en sitio de manera aleatoria, cuando no se obtenga una respuesta de rechazo al hincado.

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

2000, S. (SAP).

AGIES. (AGOSTO de 2018). <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2018/08/NSE-2-2018-Edici%C3%B3n-Beta-Demandas-estructurales.pdf>. Obtenido de <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2018/08/NSE-2-2018-Edici%C3%B3n-Beta-Demandas-estructurales.pdf>.

ashtto. (2007). NORMAS.

Caminos, D. G. (92). Pesos y dimensiones maximos vehiculares. *Pesos y dimensiones maximos vehiculares*.

CONRED. (marzo de 2019). Obtenido de https://conred.gob.gt/site/documentos/NACIONAL_INUNDACIONESVer2016_A0.pdf.

CONRED. (MARZO de 2019). <https://reliefweb.int/sites/reliefweb.int/files/resources/Guatemala%20Mapa%20de%20Oamenaza%20ante%20inundaciones.pdf>. Obtenido de <https://reliefweb.int/sites/reliefweb.int/files/resources/Guatemala%20Mapa%20de%20Oamenaza%20ante%20inundaciones.pdf>.

Harlow. (abril de 2008). <https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/web/PSresisII/doc/resis2.pdf>. Obtenido de <https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/web/PSresisII/doc/resis2.pdf>.

Hurtado, J. A. (1993). *Cimentaciones Profundas*. Peru.

Hurtado, J. E. (2012). *Cimentaciones Profundas*. Peru: Instituto de la Construccion y Gerencia.

Instituto Nacional de Sismología, V. M.–I. (15-03-2019 de marzo de 2019). https://www.google.com.gt/search?q=mapa+de+estaciones+meteorologicas+de+guatemala&safe=active&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=Yz01YKDFpvxRZM%253A%252C-SCFwMpjCUS-xM%252C_&vet=1&usg=AI4_-kTgy10W1cyfJBtfHAK2Rii2sgNIww&sa=X&ved=2ahUKEwjU_MLQooXhAhXxw1kKHezFDH0. Obtenido de <https://www.google.com.gt/search?q=mapa+de+estaciones+meteorologicas+de+guatemala&safe=active&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=Yz01YKDFpvxRZM%253A%252C->

SCFwMpjCUS-xM%252C_&vet=1&usg=AI4_-
kTgy10W1cyfJBtfHak2Rii2sgNIww&sa=X&ved=2ahUKEwjU_MLQooXhAhXxw1kKHefD
H0.

Quiem, M. O. (2013). *PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur "A"), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA*. Guatemala.

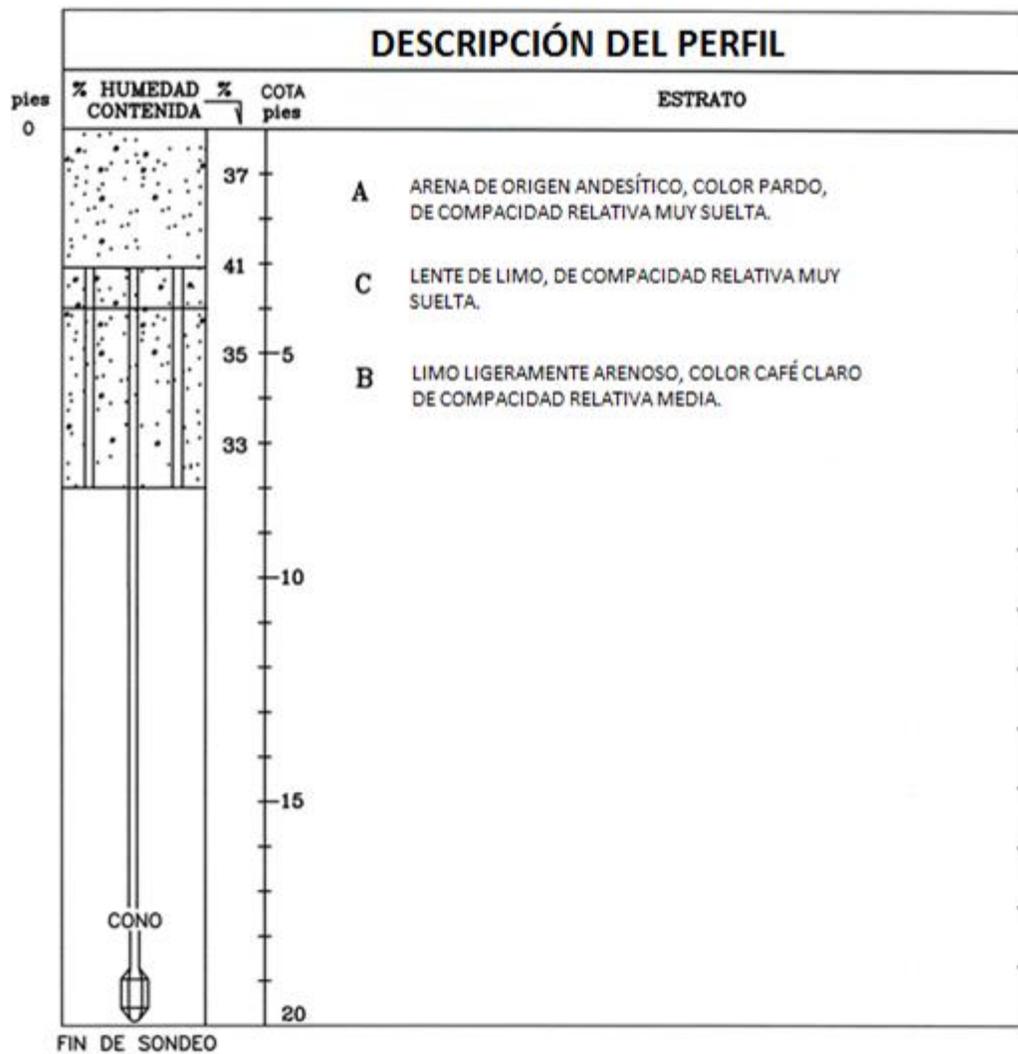
Quiem, M. O. (2019).. *Elaboración Propia*. Guatemala.

ANEXOS

Anexo 1. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELO, SONDEO 1

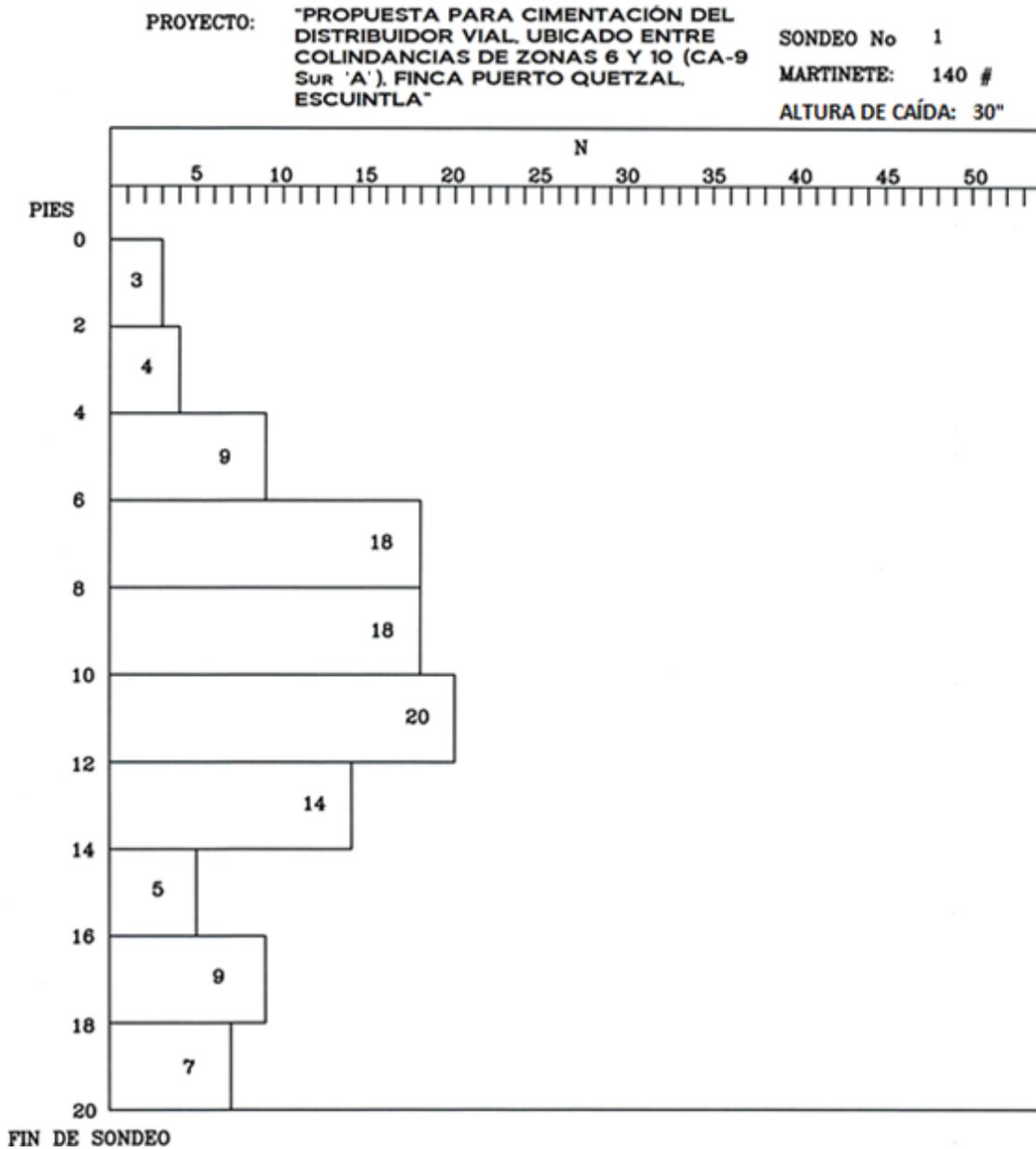
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

SONDEO No 1



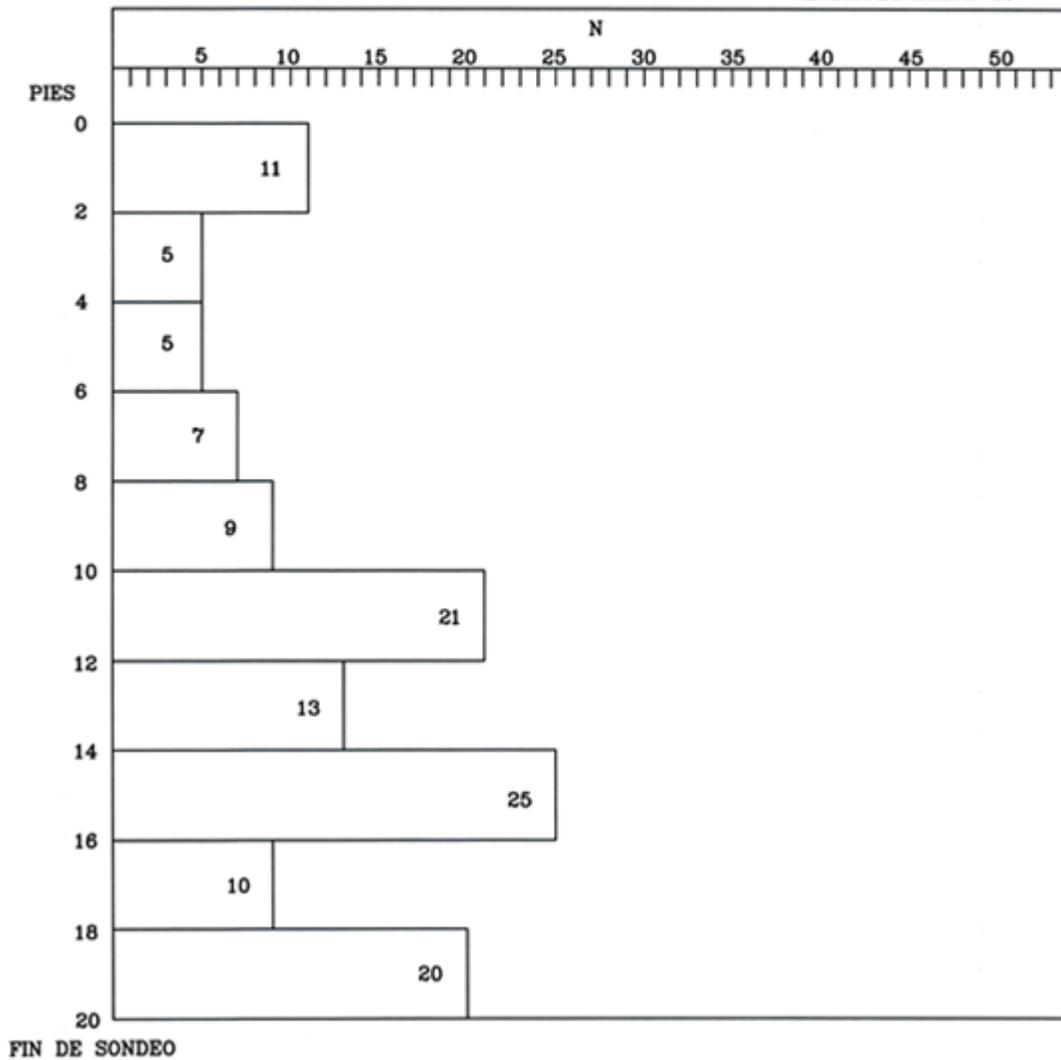
Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SONDEO 1



Anexo 4. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SONDEO 2

PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL,
UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'),
FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
LUGAR: PUERTO QUETZAL. MARTINETE: 140 #
ALTURA DE CAÍDA: 30"



Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL, SONDEO 3

PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
LUGAR: PUERTO QUETZAL. SONDEO No 3

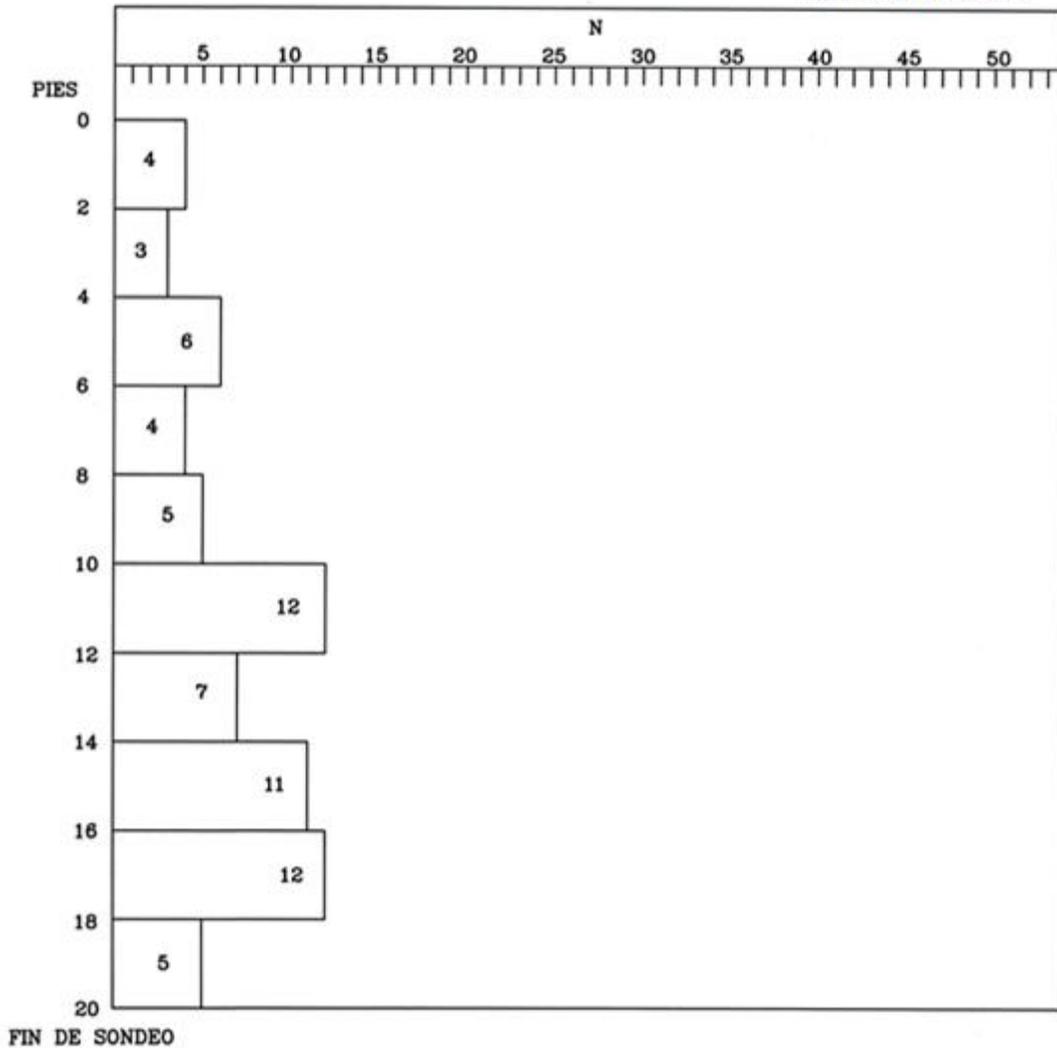


Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 6. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SONDEO 3

**"PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL,
 UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'),
 FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"**
PROYECTO:
LUGAR: PUERTO QUETZAL.

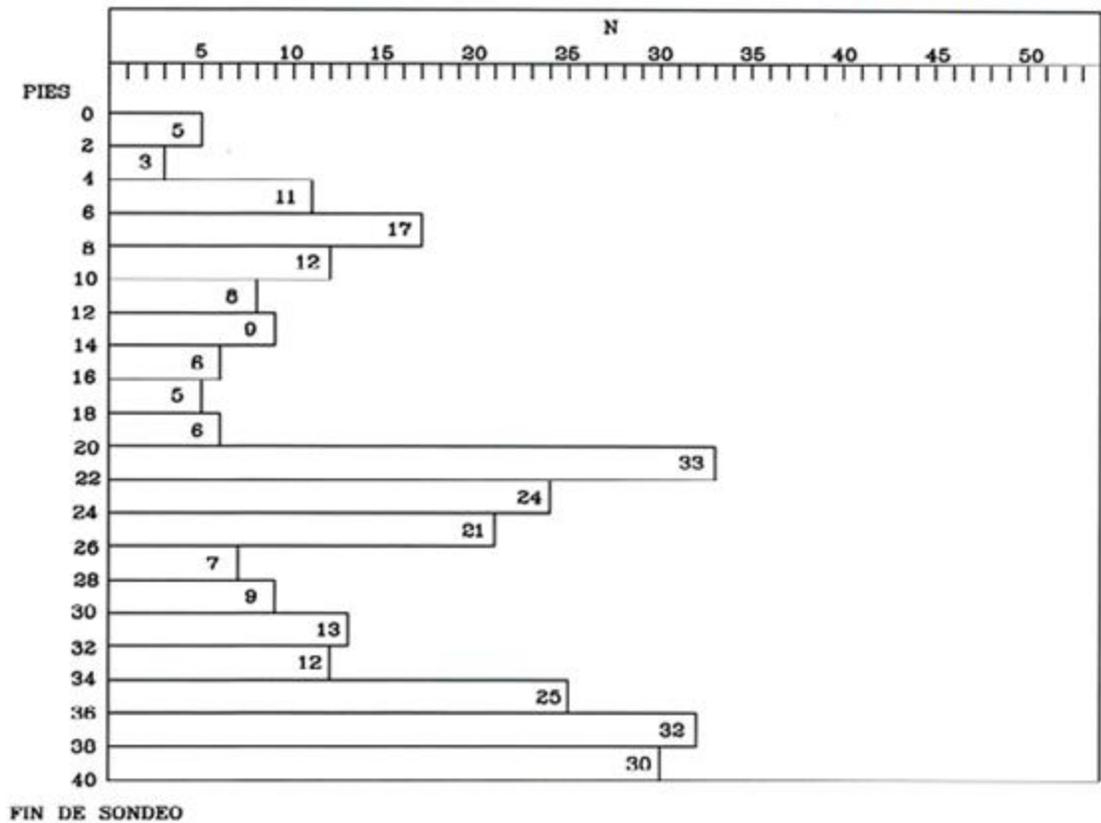
MARTINETE: 140 #
ALTURA DE CAÍDA: 30 "



Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 7. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SONDEO 4

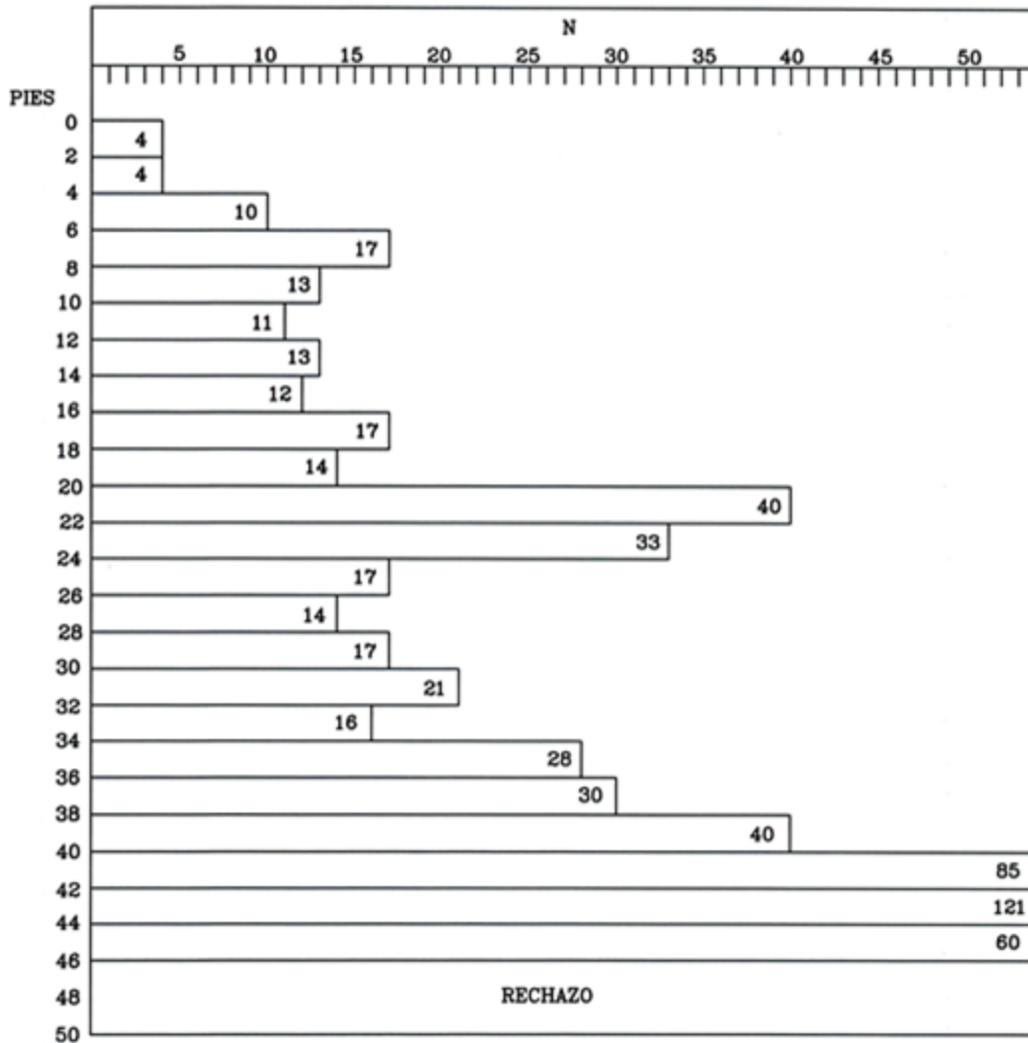
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL,
 UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'),
 FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
LUGAR: PUERTO QUETZAL. **MARTINETE:** 140 #
ALTURA DE CAÍDA: 30 "



Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 8. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SONDEO 5

PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL,
 UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'),
 FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
LUGAR: PUERTO QUETZAL. **MARTINETE:** 140 #
ALTURA DE CAÍDA: 30 "



Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 9. CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHO M-145 ESTRATO A y B

ASUNTO: CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHO M - 145
SISTEMA UNIFICADO DE INGENIERÍA ASTM D - 2487

PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE
COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL,
ESCUINTLA"

ESTRATO	% PASA TAMIZ 200	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	ÍNDICE GRUPO	CLASIFICACIÓN AASHO	CLASIFICACIÓN UNIFICADO
---	---	---	---	---	---	---	---
A	4	N.P.	N.P.	N.P.	---	A - 1 - a	SW
B	81	39	31	8	7	A - 4 (7)	ML
---	---	---	---	---	---	---	---

Obs.

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 10. LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90, ESTRATO A

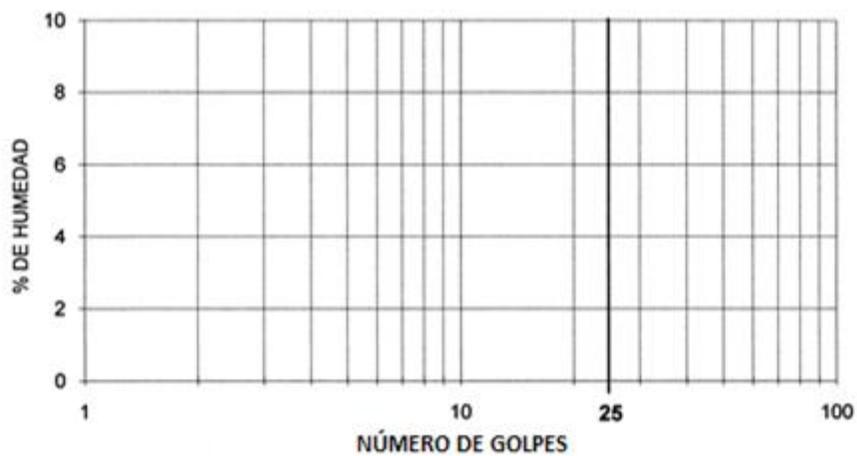
ASUNTO: LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

I. IDENTIFICACIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN: ARENA DE ORIGEN ANDESÍTICO,
COLOR PARDO
1.2 ESTRATO: **ESTRATO A**

II. RESULTADOS

CURVA DE FLUJO

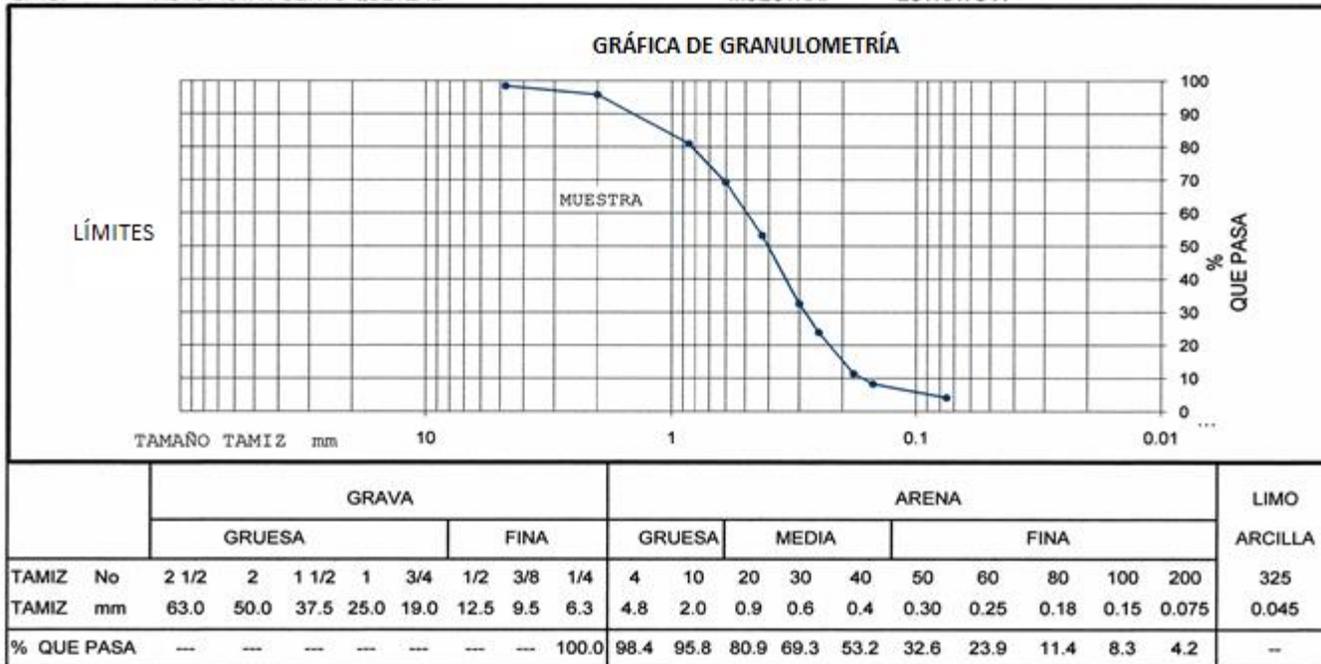


LÍMITE LÍQUIDO: N.P.
LÍMITE PLÁSTICO: N.P.
ÍNDICE PLÁSTICO: N.P.
OBSERVACIONES: N.P.

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 11. ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27, ESTRATO A

ASUNTO: ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27
 SITIO: AUTOPISTA PUERTO QUETZAL
 PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
 FECHA:
 MUESTRA: ESTRATO A



Coeficiente de uniformidad (C_u) = N.A.
 Coeficiente de curvatura (C_c) = N.A.

OBS. N.A= NO APLICA

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 12. LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90, ESTRATO B

ASUNTO: LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T - 90
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

I. IDENTIFICACIÓN

1.1 MUESTRA:

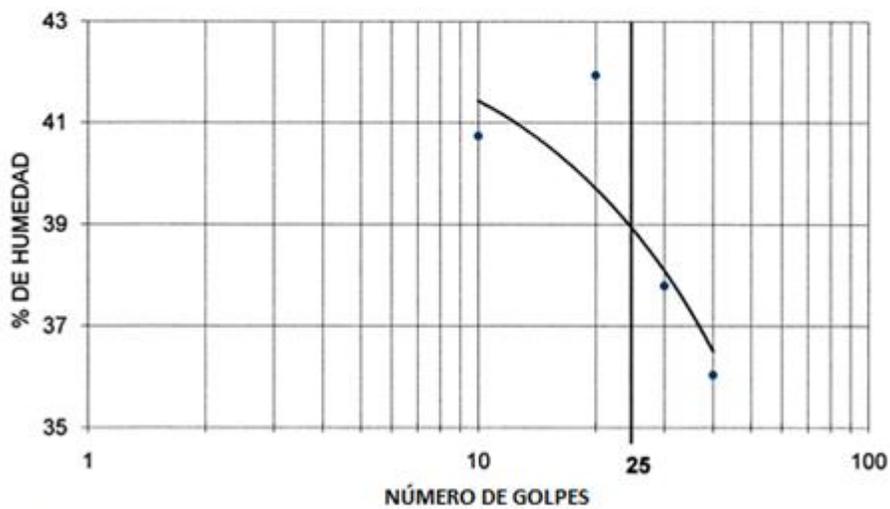
ESTRATO B

1.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO:

LIMO LIGERAMENTE ARENOSO,
COLOR CAFÉ CLARO

II. RESULTADOS

CURVA DE FLUJO

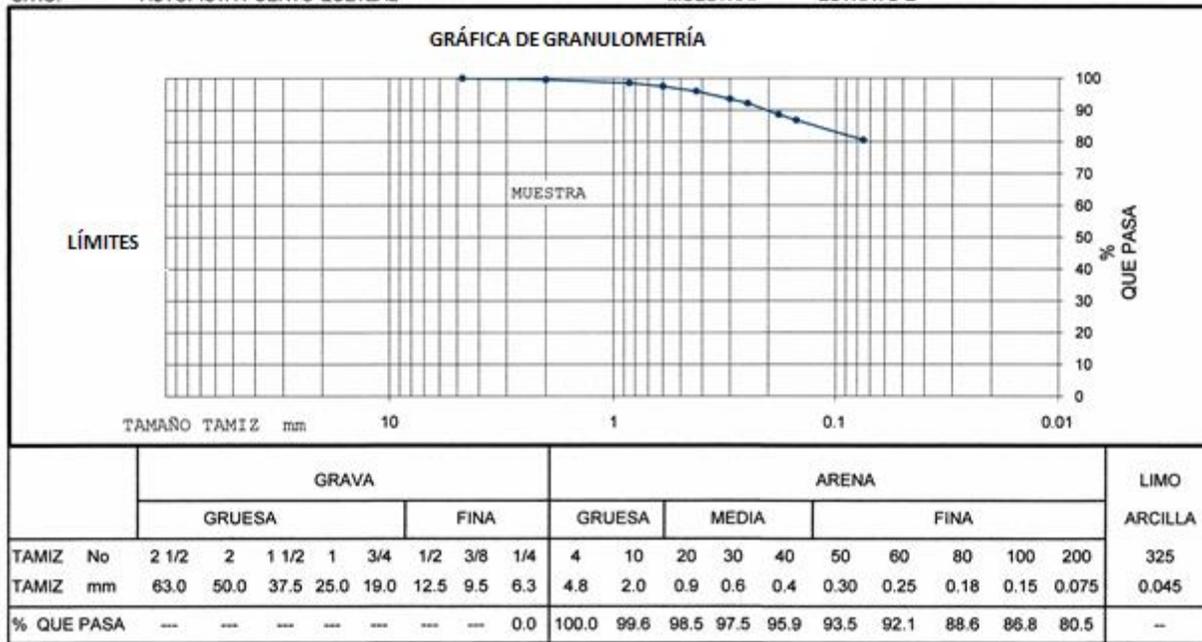


LÍMITE LÍQUIDO: 39.0
LÍMITE PLÁSTICO: 31.2
ÍNDICE PLÁSTICO: 7.8

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 13. ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27, ESTRATO B

ASUNTO: ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T - 27
SITIO: AUTOPISTA PUERTO QUETZAL
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
MUESTRA: ESTRATO B



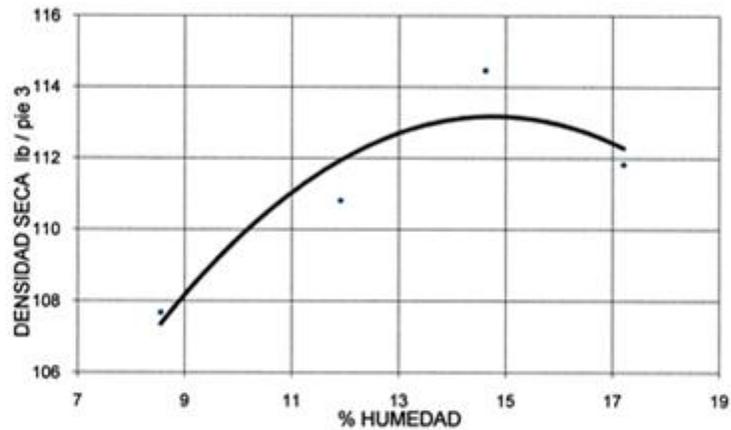
Coeficiente de uniformidad (Cu) =
 Coeficiente de curvatura (Cz) =

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 14. ENSAYO DE PRÓCTOR MODIFICADO AASHO T-180, CALICATA No. 1

ASUNTO: ENSAYO DE PRÓCTOR MODIFICADO AASHO T-180
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL,
UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur
'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

GRÁFICA DENSIDAD SECA - HUMEDAD RELATIVA



MUESTRA : CALICATA No. 1
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: ARENA FINA LIMOSA, COLOR GRISÁCEO
DENSIDAD SECA ÓPTIMA: 114.5 LIBRAS / PIE 3
HUMEDAD ÓPTIMA: 14.8 %

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 15. C.B.R. AASHO T-193, CALICATA No. 1

ASUNTO: C.B.R. AASHO T-193
 PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

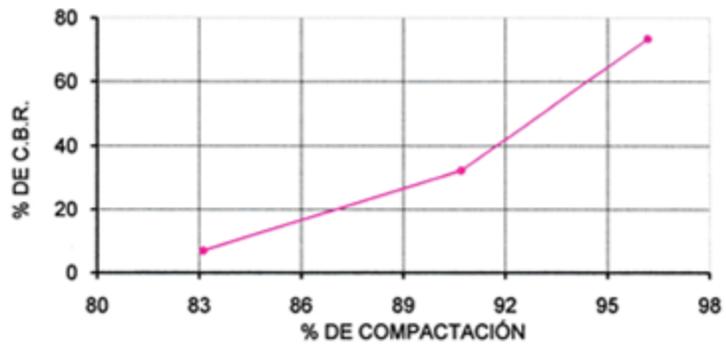
I.- IDENTIFICACIÓN

1.1 MUESTRA: CALICATA No. 1
 1.2 DESCRIPCIÓN: ARENA FINA LIMOSA, COLOR GRISÁCEO
 1.3 USO:

II.- RESULTADOS

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACIÓN		COMPACTACIÓN %	EXPANSIÓN %	C.B.R. %
		HUMEDAD %	DENSIDAD Lb/PIE ³			
1	10	15.28	95.16	83.11	0.58	7
2	30	15.28	103.85	90.70	0.38	32
3	65	15.28	110.13	96.18	0.20	73

% C.B.R. vrs % COMPACTACIÓN



Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 16. LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90 CALICATA No. 1

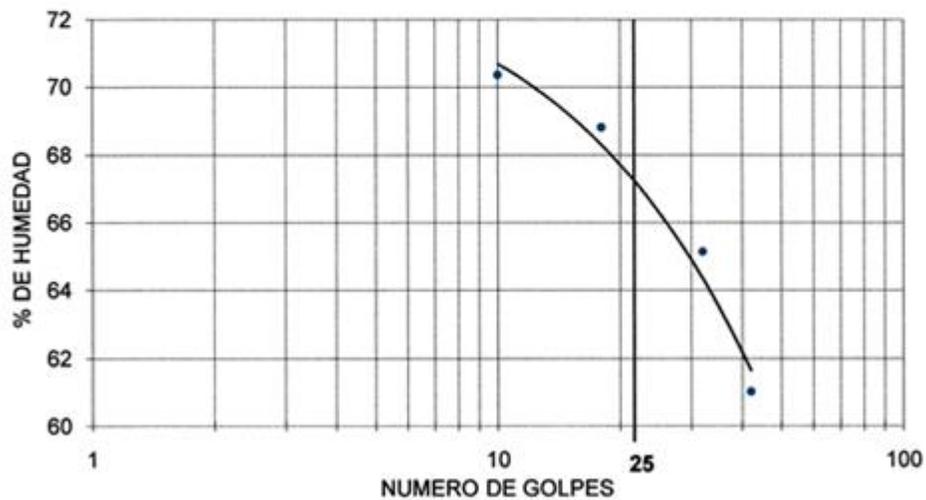
INTERESADO: EMPRESA PORTUARIA QUETZAL
ASUNTO: LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 SUR 'A'). FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

I. IDENTIFICACIÓN

- 1.1 MUESTRA: CALICATA No. 1
1.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: ARENA FINA LIMOSA, COLOR GRISÁCEO

II. RESULTADOS

CURVA DE FLUJO



LÍMITE LÍQUIDO: 66.3
LÍMITE PLÁSTICO: 44.6
ÍNDICE PLÁSTICO: 21.7

Fuente: elaboración propia, 2019

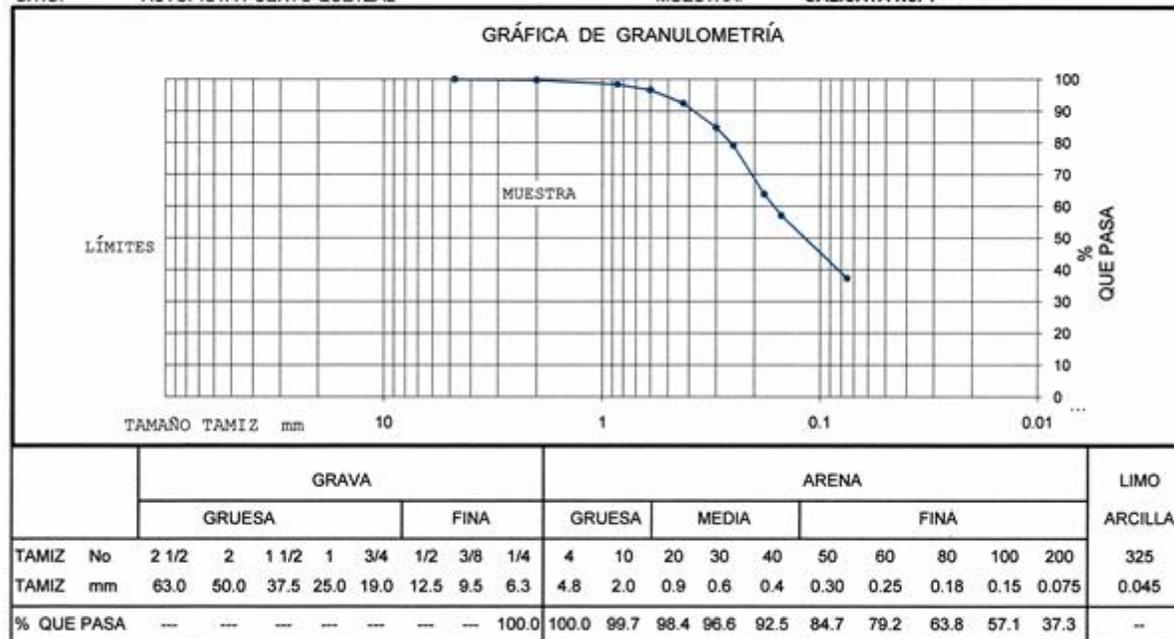
Anexo 17. ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27, CALICATA No. 1

ASUNTO: ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27

SITIO: AUTOPISTA PUERTO QUETZAL

PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

MUESTRA: CALICATA No. 1



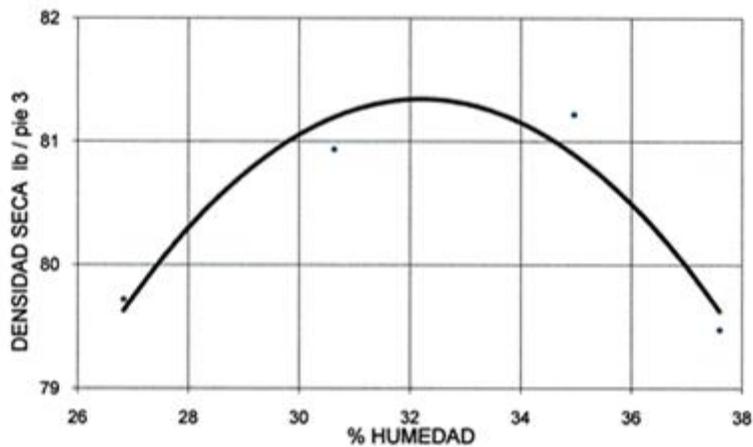
Coefficiente de uniformidad (Cu) = N.A OBS. N.A= NO APLICA
 Coeficiente de curvatura (Cz) = N.A

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 18. ENSAYO DE PRÓCTOR MODIFICADO AASHO T-180, CALICATA 2

INTERESADO: EMPRESA PORTUARIA QUETZAL
ASUNTO: ENSAYO DE PRÓCTOR MODIFICADO AASHO T-180
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

GRÁFICA DENSIDAD SECA - HUMEDAD RELATIVA



MUESTRA :	CALICATA No. 2	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	LIMO LIGERAMENTE ARENOSO, COLOR GRISÁCEO	
DENSIDAD SECA ÓPTIMA:	81.2	LIBRAS / PIE 3
HUMEDAD ÓPTIMA:	32.3	%

OBS.

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 19. C.B.R. AASHO T-193, CALICATA No. 2

INTERESADO: EMPRESA PORTUARIA QUETZAL
 ASUNTO: C.B.R. AASHO T-193
 PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

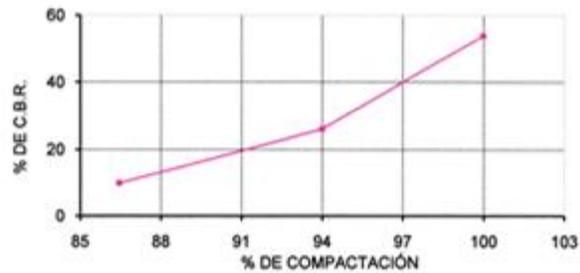
I.- IDENTIFICACIÓN

1.1 MUESTRA: CALICATA No. 2
 1.2 DESCRIPCIÓN: LIMO LIGERAMENTE ARENOSO, COLO GRISÁCEO
 1.3 USO:

II.- RESULTADOS

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACIÓN		COMPACTACIÓN %	EXPANSIÓN %	C.B.R. %
		HUMEDAD %	DENSIDAD Lb/PIE ³			
1	10	33.29	70.20	86.45	0.70	10
2	30	33.29	76.33	94.00	0.66	26
3	65	33.29	81.18	99.97	0.28	54

% C.B.R. vs % COMPACTACIÓN



Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 20. LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90 CALICATA No 2

INTERESADO: EMPRESA PORTUARIA QUETZAL
ASUNTO: LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 SUR 'A'). FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

I. IDENTIFICACIÓN

1.1 MUESTRA : CALICATA No. 2

1.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: LIMO LIGERAMENTE ARENOSO,
COLOR GRISÁCEO

II. RESULTADOS

CURVA DE FLUJO

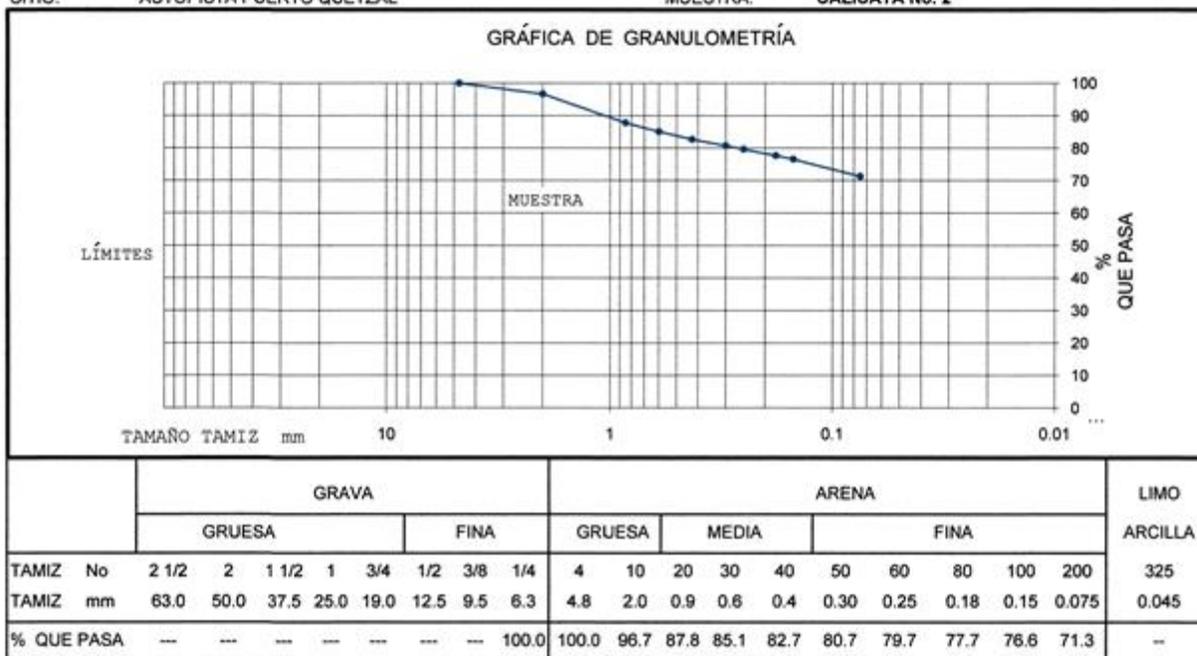


LÍMITE LÍQUIDO: 44.5
LÍMITE PLÁSTICO: 37.5
ÍNDICE PLÁSTICO: 7.1

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 21. ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27, CALICATA No. 2

ASUNTO: ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27
 SITIO: AUTOPISTA PUERTO QUETZAL
 PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
 MUESTRA: CALICATA No. 2



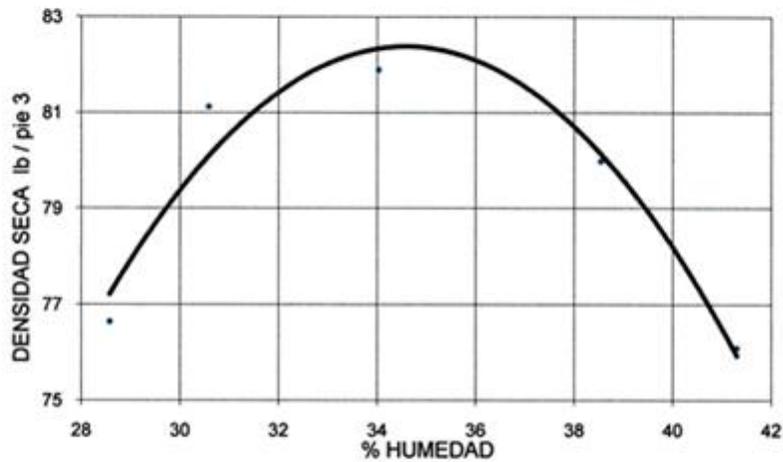
Coeficiente de uniformidad (Cu) = N.A
 Coeficiente de curvatura (Cz) = N.A
 OBS. N.A= NO APLICA

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 22. GRÁFICA DENSIDAD SECA – HUMEDAD RELATIVA, CALICATA 3

ASUNTO: ENSAYO DE PRÓCTOR MODIFICADO AASHO T-180
 PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

GRÁFICA DENSIDAD SECA - HUMEDAD RELATIVA



MUESTRA : CALICATA No. 3
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: LIMO LIGERAMENTE ARENOSO
 COLOR GRISÁCEO
 DENSIDAD SECA ÓPTIMA: 81.9 LIBRAS / PIE 3
 HUMEDAD ÓPTIMA: 34.7 %

OBS.

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 23. LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90 CALICATA No 3

INTERESADO: EMPRESA PORTUARIA QUETZAL
ASUNTO: LÍMITES DE ATTERBERG AASHO T-89, T-90
PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL,
UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur
'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"

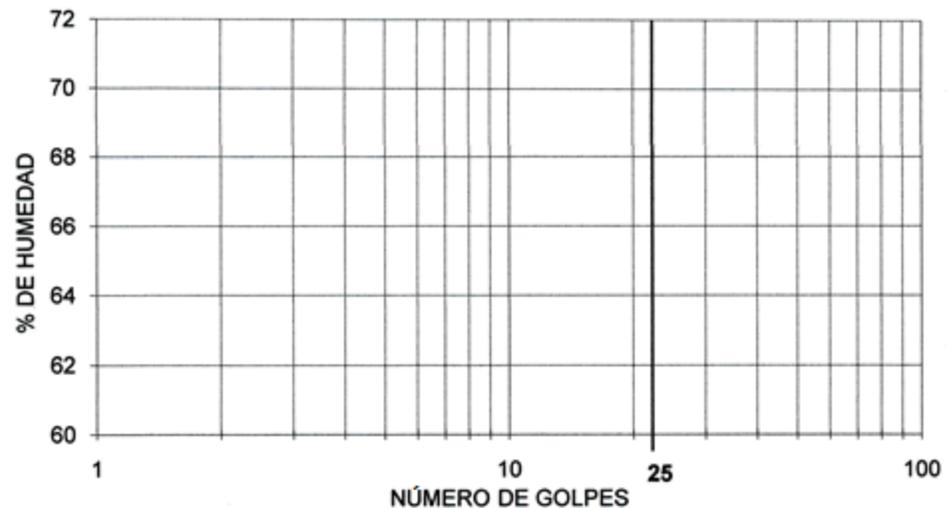
I. IDENTIFICACIÓN

1.1 MUESTRA : CALICATA No. 3

1.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: LIMO LIGERAMENTE ARENOSO,
COLOR GRISÁCEO

II. RESULTADOS

CURVA DE FLUJO

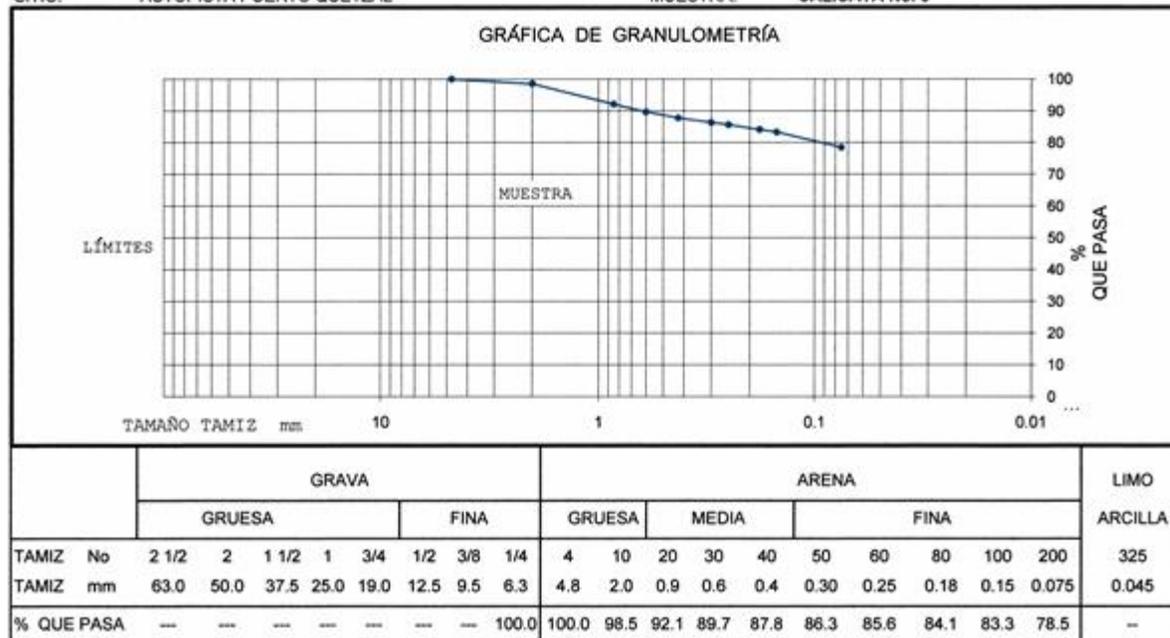


LÍMITE LÍQUIDO: N.P.
LÍMITE PLÁSTICO: N.P.
ÍNDICE PLÁSTICO: N.P.

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 23. ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27, CALICATA No. 3

ASUNTO: ENSAYO DE GRANULOMETRÍA LAVADA AASHO T-27
 SITIO: AUTOPISTA PUERTO QUETZAL
 PROYECTO: "PROPUESTA PARA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL, UBICADO ENTRE COLINDANCIAS DE ZONAS 6 Y 10 (CA-9 Sur 'A'), FINCA PUERTO QUETZAL, ESCUINTLA"
 MUESTRA: CALICATA No. 3



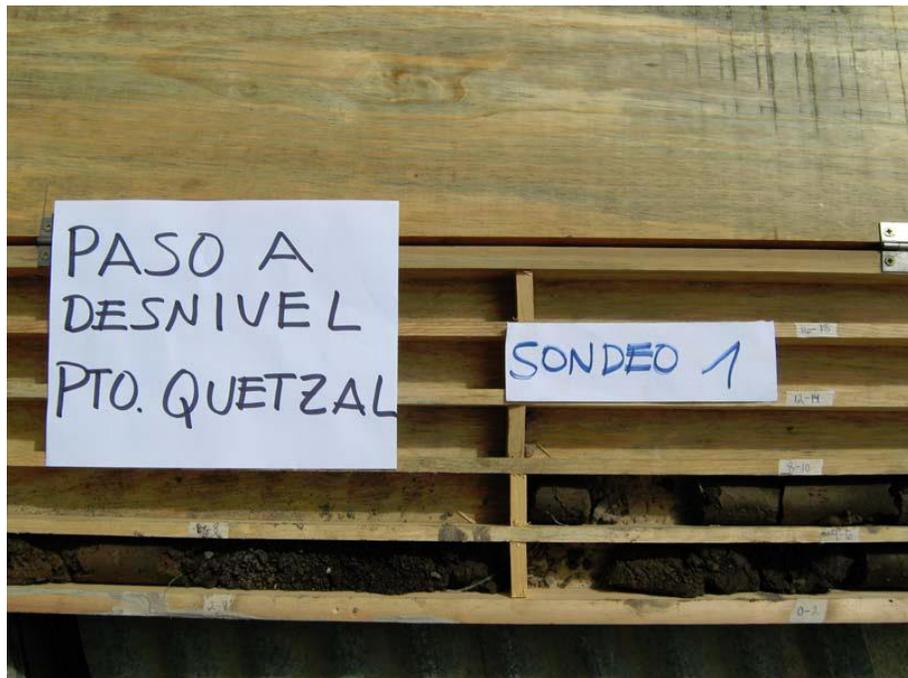
Coeficiente de uniformidad (Cu) = N.A
 Coeficiente de curvatura (Cz) = N.A
 OBS. N.A= NO APLICA

Fuente: elaboración propia, 2019

Anexo 26. FOTOGRAFÍAS DE UBICACIÓN DE ENSAYOS



Ubicación de sondeo SPT No. 1, X : -20, Y : 0



Ubicación de sondeo SPT No. 1, X : -20, Y : 0



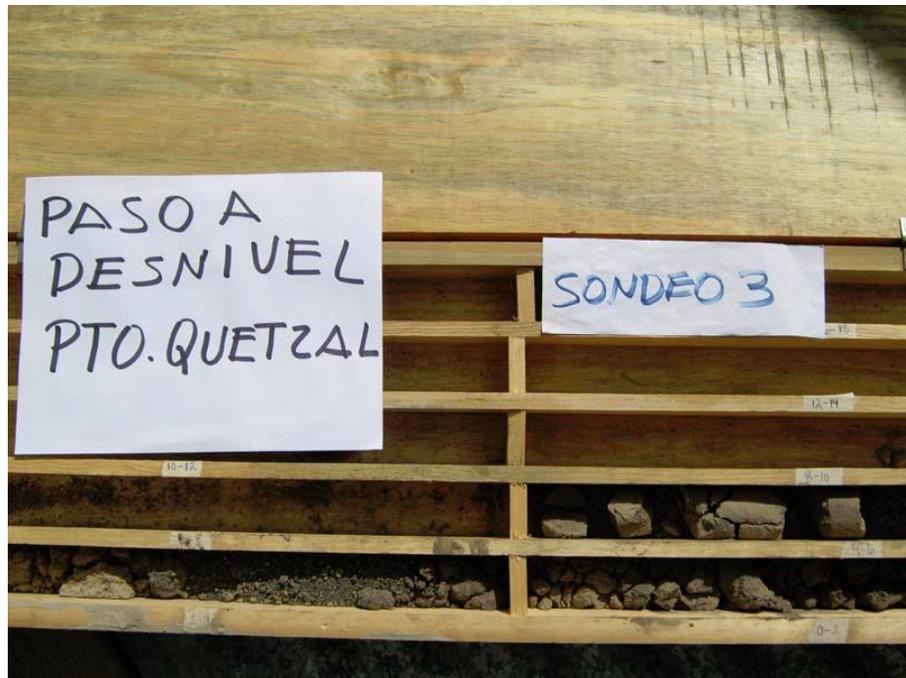
Ubicación de sondeo SPT No. 2, X:0, Y:0



Ubicación de sondeo SPT No. 2, X:0, Y:0



Ubicación de sondeo SPT No. 3, X : 20, Y : 0



Ubicación de Sondeo SPT No. 3, X : 20, Y : 0



Ubicación de sondeo SPT No. 4, X : 25, Y : 0



Calicata No. 1, X : -41.7, Y : 45.7



Calicata No. 2, X : 400, Y : 0



Calicata No. 3, X : 149.7, Y : 164.4