



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Esta licencia es la más restrictiva de las seis licencias principales Creative Commons, permitiendo a otras solo descargar sus obras y compartirlas con otras siempre y cuando den crédito, pero no pueden cambiarlas de forma alguna ni usarlas de forma comercial.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

N° 019-74754076

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**APLICACIÓN DE LA NORMA AASHTO LRFD PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL BYPASS DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS
LOS MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA**

presentado por:

MARTHANS VARGAS, EDINSON STEVEN

QUISPE TORNERO, ERIKA YARARIN

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **6% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 22 de julio de 2021

DAVID MOTTA HUAYANCA
Técnico Operador Tecnológico:

Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" Ica
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DR. ING. MARTIN HAMILTON WILSON HUAMANCHUMO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**APLICACIÓN DE LA NORMA AASHTO-LRFD-2010 PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL BYPASS DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS LOS
MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA**

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

BACH. MARTHANS VARGAS EDINSON STEVEN

BACH. QUISPE TORNERO ERIKA YARARIN

ICA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

A Dios por concederme la vida y haberme permitido atravesar este dichoso momento de mi formación profesional.

A mi madre Enma Tornero Díaz, quien, en el transcurso de todo este tiempo, ha sido el pilar fundamental durante la evolución de este proyecto. Así mismo, por impulsarme a edificar mi profesión sobre un fundamentó y cimiento sólido, gracias a sus consejos, valores, constancia, perseverancia y amor incondicional.

A mi papá Adalberto Quispe Canales y a mis dos hermanos, Dennis y Yamely quienes me han brindado su apoyo incondicional a lo largo de mi vida y carrera profesional.

ERIKA, QUISPE TORNERO

A dios por haberme permitido llegar hasta este trayecto, por darme salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres por haberme apoyado en todo momento, por sus valores y sus ejemplos de perseverancia y motivación constante.

A mis queridos docentes quienes se han tomado el arduo trabajo de transmitirme sus diversos conocimientos, los cuales marcaron cada etapa en mi camino universitario, pero también por su gran apoyo y motivación para la culminación de mis estudios.

EDINSON, MARTHANS VARGAS

AGRADECIMIENTO

Le damos gracias a Dios, por habernos guiado en este trayecto de nuestra formación profesional, permitiéndonos trazar nuestros objetivos, contribuyendo con nosotros en esta ardua labor, colmándonos de fortaleza, salud y vida.

Agradecemos formidablemente a nuestros queridos padres, quienes nos consagraron el soporte y apoyo incondicional a lo largo de nuestras vidas, tanto personal como profesional, por sus valores inculcados, por su paciencia y por su inagotable amor.

Nuestro más cordial reconocimiento y agradecimiento a todos los docentes de la facultad de ingeniería civil, quienes encontraron la mejor manera de transmitirnos su gran gamma de conocimientos y experiencia profesional.

Agradecemos también a nuestro asesor, el Mg. Santos Chacaltana Vásquez, por su colaboración y orientación en la realización del presente trabajo de investigación, ya que supo guiarnos de la mejor manera con su amplio conocimiento y experiencia profesional.

ÍNDICE GENERAL

1. Marco teórico.....	18
1.1. Antecedentes del problema de investigación.....	18
1.1.1. Antecedentes a Nivel Internacional.	18
1.1.2. Antecedentes a Nivel Nacional.	19
1.1.3. Antecedentes a Nivel Local	20
1.2. Bases Teóricas de la Investigación	20
1.2.1. Introducción de los Intercambios Viales.....	20
1.2.2. Paso a desnivel	21
1.3. Marco Legal	21
1.4. Marco Conceptual.....	21
1.4.1. Método de diseño Irfd.	21
1.4.2. Gálibos	22
2. Capítulo Generalidades	22
2.1. Problema de la Investigación.....	22
2.1.1. Descripción del Problema	22
2.2. Formulación del Problema.	23
2.2.1. Problema general.	23
2.2.2. Problemas específicos.	23
2.3. Delimitación del Problema.	23
2.3.1. Delimitación Espacial o Geográfica.	23
2.3.2. Delimitación Temporal	24
2.3.3. Delimitación Social	25

2.3.4. Delimitación Conceptual.	25
2.4. Justificación e Importancia de la Investigación.....	25
2.4.1. Justificación.	25
2.4.2. Importancia.	25
2.5. Objetivos de la Investigación.....	26
2.5.1. Objetivos Generales.	26
2.5.2. Objetivos Específicos.....	26
2.6. Hipótesis de la investigación	26
2.6.1. Hipótesis generales	26
2.6.2. Hipótesis específicas	26
2.7. Variables de la investigación	27
2.7.1. Identificación de variables.	27
2.7.2. Operacionalización de variables.	28
<i>3. Estrategia metodológica /metodología de la investigación</i>	<i>29</i>
3.1. Tipo, Nivel y Diseño de la Investigación.....	29
3.1.1. Tipo de Investigación.	29
3.1.2. Nivel de Investigación.	29
3.1.3. Diseño de Investigación.....	29
3.2. Población y Muestra.	29
3.2.1. Población de Estudio.....	29
3.2.2. Muestra de Estudio	29
<i>4. Técnicas e instrumentos de investigación.</i>	<i>30</i>
4.1. Técnicas de recolección de datos.....	30

4.1.1. Observación	30
4.1.2. Análisis documental	30
4.2. Instrumentos de recolección de datos.	30
4.3. Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados.	31
5. Capítulo 5	32
5.1. Presentación e Interpretación de Resultados.....	32
5.1.1. Estudio Topográfico.....	32
5.1.2. Estudio de Suelos.	33
5.1.3. Estudio vial (trafico)	133
5.1.4. Estudio de análisis sísmico	142
5.1.5. Calculo Y Diseño Estructural	177
6. Capítulo 6	270
6.1. Contratación de Hipótesis Generales	270
6.2. Contratación de Hipótesis Específicas	270
CONCLUSIONES	272
RECOMENDACIONES.....	273
BIBLIOGRAFÍA	274
ANEXOS.....	278

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	<i>Operacionalización de variables</i>	<i>28</i>
Tabla 2.	<i>Ubicación y profundidad del ensayo de penetración estándar.</i>	<i>34</i>
Tabla 3.	<i>Clasificación de suelos según índice de plasticidad</i>	<i>39</i>
Tabla 4.	<i>Estaciones de aforo de la zona de estudio</i>	<i>136</i>
Tabla 5.	<i>Flujo vehicular semanal.</i>	<i>138</i>
Tabla 6.	<i>Índice medio diario anual (IMDA).....</i>	<i>139</i>
Tabla 7.	<i>Factores de corrección estacional.....</i>	<i>139</i>
Tabla 8.	<i>Clasificación de vehículos livianos y vehículos pesados.....</i>	<i>140</i>
Tabla 9.	<i>PROYECCION DE VOLUMEN VEHICULAR</i>	<i>142</i>
Tabla 10.	<i>Coefficiente de aceleraciones.....</i>	<i>143</i>
Tabla 11.	<i>Clase de sitio</i>	<i>145</i>
Tabla 12.	<i>Valores de factor de sitio</i>	<i>146</i>
Tabla 13.	<i>Valores de sitio</i>	<i>146</i>
Tabla 14.	<i>Factor de sitio Fv.....</i>	<i>147</i>
Tabla 15.	<i>Área de aceros.....</i>	<i>263</i>

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. Ubicación geográfica de Ica. Fuente: Google maps.</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2. Estudio de topografía. Fuente: Google maps.</i>	<i>32</i>
<i>Figura 3. Estudio de suelos. Fuente: Google maps.</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4. Ensayo de penetración estándar. Fuente: elaboración propia.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 5. Copa Casagrande. Fuente Google.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 6. Ensayo de límite líquido. Fuente: elaboración propia.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 7. Ensayo de límite plástico. Fuente: elaboración propia.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 8. Estudio de tráfico. fuente: Google Maps.</i>	<i>133</i>
<i>Figura 9. Área de influencia. Fuente: elaboración propia.</i>	<i>134</i>
<i>Figura 10. Estaciones de aforo vehicular de la zona de estudio. fuente: elaboración propia.</i>	<i>135</i>
<i>Figura 11. Recopilación del aforo vehicular. Fuente: elaboración propia.</i>	<i>137</i>
<i>Figura 12. Composición vehicular. Fuente: Elaboración propia.</i>	<i>141</i>
<i>Figura 1. Mapa de zonificación sísmica. fuente: norma técnica E.030 diseño sismo resistente.</i>	<i>143</i>
<i>Figura 2. Distribuciones de isoaceleraciones.</i>	<i>144</i>
<i>Figura 3. Desplazamiento transversal-FUENTE: ELABORACION PROPIA.</i>	<i>156</i>
<i>Figura 4. Momento flector-FUENTE: ELABORACION PROPIA.</i>	<i>157</i>

Figura 5.	Fuerza sísmica estática equivalente-FUENTE: ELABORACION PROPIA	159
Figura 6.	ESTRIBO-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	160
Figura 7.	CALCULO DE FUERZA-FUENTE: ELABORACION PROPIA	166
Figura 8.	PRESIONES SOBRE EL SUELO-FUENTE: ELABORACION PROPIA	170
Figura 9.	CORTANTE Y MOMENTO-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	174
Figura 10.	VISTA PROYECTADA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	178
Figura 11.	SECCION DE LA VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	187
Figura 12.	SECCION DE LA VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	197
Figura 13.	SECCION DE LA VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	207
Figura 14.	SECCION LOSA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	209
Figura 15.	SECCION FINAL LOSA-FUENTE: ELABORACION PROPIA	212
Figura 16.	CORTE TRANSVERSAL PUENTE-FUENTE: ELABORACION PROPIA	214
Figura 17.	DETALLES DE CORTE-FUENTE: ELABORACION PROPIA	214
Figura 18.	CARGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA	215
Figura 19.	DISEÑO DIAFRAGMA-FUENTE: ELABORACION PROPIA	218
Figura 20.	SECCION PILAR-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	220
Figura 21.	SECCION PILAR-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	221
Figura 22.	REACCIONES EN VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	222
Figura 23.	REACCIONES EN VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	223

Figura 24.	Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia	223
Figura 25.	Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia	224
Figura 26.	Carga viva-fuente: elaboracion propia.....	224
Figura 27.	Posición carga viva-fuente: elaboración propia	225
Figura 28.	Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia	226
Figura 29.	Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia	226
Figura 30.	Reacciones verticales-fuente: elaboracion propia	227
Figura 31.	Reacciones verticales-fuente: elaboracion propia	228
Figura 32.	Centro de gravedad-FUENTE: ELABORACION PROPIA.....	232
Figura 33.	Fuerza sísmica-fuente: elaboración propia	234
Figura 34.	Fuerza sísmica-fuente: elaboracion propia	234
Figura 35.	Diseño armadura-fuente: elaboración propia	236
Figura 36.	Sección cabezal-fuente: elaboración propia	238
Figura 37.	Fisuramiento-fuente: elaboración propia	241
Figura 38.	Diseño del cabezal-fuente: elaboración propia.....	246
Figura 39.	Cuerpo del pilar-fuente: elaboración propia	247
Figura 40.	Diseño de columna-fuente: elaboración propia.....	252
Figura 41.	Sección columna-fuente: elaboración propia.....	258
Figura 42.	Estribo-fuente: elaboración propia.....	259

Figura 43.	Reacciones-fuente: elaboración propia	261
Figura 44.	Reacciones-fuente: elaboración propia	262
Figura 45.	Reacciones-fuente: elaboración propia	262
Figura 46.	Estribo-fuente: elaboración propia	264
Figura 47.	Ubicación del instrumentó en un BM. fuente elaboración propia.	278
Figura 48.	Inicio del levantamiento topográfico. fuente elaboración propia.	278
Figura 49.	levantamiento topográfico en sentido sur-norte lado izquierdo. fuente elaboración propia.	279
Figura 50.	levantamiento topográfico en sentido sur- norte, lado derecho. fuente elaboración propia.	279
Figura 51.	Ensayo de penetración estándar. fuente elaboración propia.	280
Figura 52.	Instalación del equipo de SPT. Fuente: Elaboración propia.	280
Figura 53.	equipo de spt listo para empezar el ensayo. fuente elaboración propia.	281
Figura 54.	Penetración al suelo. fuente elaboración propia.	281
Figura 55.	Muestras del ensayo SPT	282
Figura 56.	Peso de la tara. Fuente: elaboración propia.	283
		283
Figura 57.	Peso de la muestra más la tara. Fuente: elaboración propia.	283

Figura 58.	Mezcla de la muestra con agua en el picnómetro - fuente: elaboración propia	284
Figura 59.	Sacando el aire atrapado de la muestra – fuente: elaboración propia	284
Figura 60.	Evidenciando ensayo – fuente: elaboración propia	285
Figura 61.	Preparación de la muestra – fuente: elaboración propia	285
Figura 62.	Lavado de la muestra – fuente: elaboración propia	286
Figura 63.	Secado de la muestra – fuente: elaboración propia	286
Figura 64.	Tamizado de las muestras – fuente: elaboración propia	287
Figura 65.	Selección muestra – fuente: elaboración propia	287
Figura 66.	Aplicación de Casagrande – fuente: elaboración propia	288
Figura 67.	Preparación de los tubos – fuente: elaboración propia	288
Figura 68.	Peso de los tubos secos – fuente: elaboración propia	288
Figura 69.	Ensayo de corte directo – fuente: elaboración propia	289
Figura 70.	Preparación de la muestra en los moldes- fuente: elaboración propia	289
Figura 71.	Aplicación de esfuerzos – fuente: elaboración propia	290
Figura 72.	Resultados de la muestra luego del ensayo – fuente: elaboración propia	290

Figura 73.	conteo vehicular a las 6am. Fuente: elaboración propia	291
Figura 74.	conteo vehicular a las 12 am. Fuente: elaboración propia	291
Figura 75.	conteo vehicular de Norte a sur. Fuente. elaboración propia	292
Figura 76.	conteo vehicular de Norte a sur. Fuente: elaboración propia	292
Figura 77.	conteo vehicular en la noche de oeste a este. Fuente: elaboración propia.	293
Figura 78.	conteo vehicular de noche de norte a sur. Fuente elaboración propia.	293
Figura 79.	conteo vehicular en la noche de oeste a este. Fuente: elaboración propia.	294
Figura 80.	conteo vehicular de Sur a Norte. Fuente: elaboración propia	294
Figura 81.	Conteo vehicular – fuente: elaboración propia.....	295
Figura 82.	Conteo vehicular – fuente: elaboración propia.....	295
Figura 83.	conteo vehicular – fuente: elaboración propia	296
Figura 84.	conteo vehicular – fuente: elaboración propia	296
Figura 85.	conteo vehicular – fuente: elaboración propia	297
Figura 86.	conteo vehicular – fuente: elaboración propia	297
Figura 87.	Conteo vehicular – fuente: elaboración propia.....	298
Figura 88.	Vista en 3D-fuente: elaboración propia	299

RESUMEN

El presente proyecto de tesis tiene como objetivo, plantear una alternativa de solución a la problemática del tráfico vehicular que transita, entre las intersecciones de las Av. Los maestros y Cutervo de la ciudad de Ica. Con la finalidad de mejorar la transitabilidad vehicular; que se incrementa a medida que transcurre el tiempo. Para lograr dichos objetivos, se propone la construcción de un bypass (paso a desnivel) en las intersecciones de la zona de estudio, que se encuentra ubicado entre el kilómetro 202-203 de la panamericana sur, en el departamento de Ica. Se realizó estudios de mecánica de suelos y de tráfico vehicular, los cuales nos permitieron conocer datos importantes para el diseño estructural. Así mismo, se aplicó el método de investigación no experimental.

Mediante la aplicación de la norma AASHTO-LRFD 2010, se pre dimensiono los elementos de la superestructura y de la subestructura del puente, con el estudio de mecánica de suelos se obtuvo características y datos de la misma tal como la capacidad portante del suelo (2.34kg/cm^2) y el ángulo de fricción ($\Phi=27.5^\circ$), con el estudio vehicular se obtuvo el índice medio diario semanal (IMDS=63 415) y el índice medio diario anual (IMDA=54 865). De esta manera se concluyó que aplicando la normativa mencionada con los estudios respectivos, la estructura propuesta cumple con las condiciones de diseño para su correcto funcionamiento.

Por consiguiente, el proyecto de investigación presenta una alternativa de solución, que contribuirá al reordenamiento vial, además de conceder a la región de Ica, una moderna infraestructura que mejorará notablemente los niveles de servicio y la seguridad vial.

Palabras claves: *transitabilidad vehicular, bypass, mecánica de suelos, superestructura, subestructura.*

ABSTRACT

The objective of this thesis project is to propose an alternative solution to the problem of vehicular traffic that transits, between the intersections of Av. Los Maestros and Cutervo in the city of Ica. In order to improve vehicular walkability; which increases as time passes. To achieve these objectives, the construction of a bypass (overpass) is proposed at the intersections of the study area, which is located between kilometer 202-203 of the South Pan-American Highway, in the department of Ica. Soil mechanics and vehicular traffic studies were carried out, which allowed us to know important data for the structural design. Likewise, the non-experimental research method was applied.

Through the application of the AASHTO-LRFD 2010 standard, the elements of the superstructure and substructure of the bridge were pre-dimensioned, with the soil mechanics study, characteristics and data were obtained, such as the bearing capacity of the soil (2.34 kg / cm²) and the friction angle ($\Phi = 27.5^\circ$), with the vehicular study the average daily weekly index (IMDS = 63 415) and the average daily annual index (IMDA = 54 865) were obtained. In this way, it was concluded that by applying the aforementioned regulations with the respective studies, the proposed structure complies with the design conditions for its correct operation.

Consequently, the research project presents an alternative solution, which will contribute to road reorganization, in addition to granting the Ica region a modern infrastructure that will significantly improve service levels and road safety.

Keywords: vehicular traffic, bypass, soil mechanics, superstructure, substructure.

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**APLICACIÓN DE LA NORMA AASHTO-LRFD-2010 PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL BYPASS DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS LOS
MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AREA DE CONOCIMIENTO:

INGENIERIA Y TECNOLOGIA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA

AUTORES:

BACH. MARTHANS VARGAS EDINSON STEVEN

BACH. QUISPE TORNERO ERIKA YARARIN

ASESOR:

DR. ING. SANTOS ALEJANDRO CHACALTANA VÁZQUEZ

ICA – PERÚ

2021

INTRODUCCIÓN

El tráfico vehicular es un problema que afecta considerablemente al sistema socioeconómico y al desarrollo social de los diferentes estados. Por lo tanto, es importante que una vía o carretera, brinde holgura y seguridad a los usuarios; puesto que de ahí surge la necesidad de mejorar la transitabilidad y fluidez vehicular, en algunos casos adicionando vías o paso a desnivel en ciertos puntos de sus recorridos. Ica es una de las regiones del Perú que sufre ampliamente las consecuencias de la problemática del congestionamiento vehicular; tal es el caso de las intersecciones entre las avenidas los maestros y Cutervo. Como medida de solución a la problemática ya mencionada se está planteando la implementación de un bypass (paso a desnivel) en la zona específica, con la finalidad de permitir una transitabilidad segura y fluida, visto que es una de las zonas que se encuentra expuesto a múltiples accidentes por la cantidad de vehículos que circulan. El estudio de tesis titulado “aplicación de la norma AASHTO LRFD para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica” como propuesta de solución a los problemas ya mencionados, está dado por los siguientes capítulos:

CAPITULO 1: En esta etapa inicial se recopiló información de los antecedentes, las bases teóricas y el marco conceptual.

CAPITULO 2: Nos da a conocer el planteamiento del problema, las delimitaciones, justificaciones, importancia, los objetivos de la investigación y las variables.

CAPITULO 3: Estrategia metodológica.

CAPITULO 4: Técnicas e instrumentación de recolección de datos y procesamiento de la misma.

CAPITULO 5: Presentación e interpretación de resultados.

CAPITULO 6: Comprobación de hipótesis.

1. Marco teórico

1.1. Antecedentes del problema de investigación.

1.1.1. Antecedentes a Nivel Internacional.

Mamani, E. & Chura, O. (2016). Tesis de investigación de pregrado de nombre “Diseño de intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera panamericana sur y la avenida estudiante de la ciudad de Puno”, para optar el título profesional en la Universidad Nacional del Altiplano (PERU). Tuvo como objetivo plantear una alternativa de solución al problema de tráfico vehicular, así como mejorar la transitabilidad de los sistemas viales. Para lograr esos ideales se planteó el diseño del intercambio vial a desnivel. El mismo que fue desarrollado de manera académica en cada una de sus fases. Realizando así estudios topográficos, diseño geométrico, estudio de mecánica de suelos, diseño estructural del pavimento, estudios hidrológicos y el cálculo estructural del puente. Planteando así una vía principal, una vía secundaria y 3 ramales de uniones directas de acuerdo a las normativas vigentes. Presentando así la construcción del intercambio vial como medida de solución, el cual contribuiría a una mejor transitabilidad vehicular y además de conferir a la región Puno, una moderna infraestructura que mejorara notablemente los servicios y la seguridad vial.

Mendez, H. y Torres, J. (2017). “Diseño de superestructura y subestructura del puente la vainilla por el método AASHTO LRFD 2010 con las cargas HS20-44+25%”, para título profesional (Nicaragua) tuvo como objetivo utilizar el método de diseño de factores de carga de resistencia (LRFD) para el correcto diseño de la superestructura y subestructura del puente la vainilla en San Sebastián de Yalí- con una carga viva de HS20-44+25%. La cual es la carga establecida por el Ministerio de Transportes e Infraestructura MTI. Aplicando así el método moderno como es el AASHTO LRFD 2010 así mismo la carga HS20-44+25% que se utilizara. El propósito de estas especificaciones es las que sean aplicados al diseño,

evaluación y rehabilitación de los puentes fijos y móviles. Concluyendo así que el método es factible en el diseño de dicho puente.

Quilumba, J. & Quintana, J. (2012). En el trabajo de investigación de tesis “Diseño del paso a desnivel en la intersección entre la avenida escalón 1 y la avenida Maldonado, en el sur del distrito metropolitano de quito, provincia de pichincha” para optar el título profesional (Ecuador) tuvo como objetivo brindar solución al conflicto del problema vial. Así como también mejorar la calidad de vida y el desarrollo de la ciudad. Para el cual se presenta 2 alternativas de mejora 1: diseño estructural de una superestructura en hormigón compuesta de vigas, pilas, estribos y muros de hormigón armado. 2: diseño estructural de la superestructura en acero con vigas metálicas, estribos y muros de hormigón armado. Utilizando la norma AASHTO 2002 y el código ACI. Adicionalmente adicionando un estudio de impacto ambiental. Para finalizar con la comparación de las 2 alternativas.

1.1.2. Antecedentes a Nivel Nacional.

Cubas, T. (2018). La tesis “diseño de superestructura de paso a desnivel para mejorar la transitabilidad en intersección avenida Bolognesi y vía de evitamiento, Chiclayo” para optar el título profesional (Perú). Tuvo como objetivo plantear el diseño de una superestructura de intercambio vial a fin de mejorar la circulación vehicular en las intersecciones de las avenidas Bolognesi y evitamiento de la ciudad de Chiclayo. En el cual se realizó estudios topográficos y estudios de alternativa vial, según los lineamientos establecidos en el manual de puentes del MTC y en las especificaciones del AASHTO LRFD vigentes. La investigación solo se realizó de manera proyectiva, mas no experimental, en el cual se tomó como población a los vehículos que circulan en las intersecciones de estudio. durante 7 días de la semana consecutivamente, en horarios de 6am a 6pm. Concluyendo que en las intersecciones de las avenidas Bolognesi y evitamiento es necesario una estructura vial el cual contribuirá al

reordenamiento vial y también dotar a Lambayeque una superestructura moderna y eficiente que disminuirá los puntos de conflicto vehicular.

Medina, J. & Olin, J. (2018). La tesis “Diseño geométrico y estructural del intercambio vial en las intersecciones de la Av. Salaverry con la calle Quiroz y san juan de dios cercado de Arequipa” para optar el título profesional (Perú). Tuvo como objetivo formular soluciones para mejorar la congestión vehicular. En este estudio se proyecta como solución la construcción de un intercambio vial en la avenida Salaverry con las calles que interceptan en el tramo desde el instituto hasta la iglesia del pilar. Recolectando datos estadísticos niveles de servicios actuales y proyectados. Con esa la investigación más los estudios de ingeniería se establece que el proyecto es viable recortando el tiempo de recorrido y llevando de un nivel F a un nivel D en proyección al 2031.

1.1.3. Antecedentes a Nivel Local

Gob.pe, 2019. El ministerio de transportes y comunicaciones (MTC). Anuncio la ejecución de una de las principales vías de la región ica, que conecta el distrito de san Andrés con la localidad de Guadalupe, así mismo el intercambio vial de paracas, el cual facilitara la fluidez del tráfico, reduciendo los tiempos de los usuarios de la vía.

1.2. Bases Teóricas de la Investigación

1.2.1. Introducción de los Intercambios Viales

Los inicios del intercambio vial, se remonta hace más de 100 años. Cuando la primera vez que surgió la idea de construcción de autopistas de alta velocidad, también comenzó la interrogante de cuál sería la mejor manera de idear los cruces entre distintas rutas. Proponiendo así que la primera intersección se realice en un solo plano ya que el tránsito vehicular era muy limitado; sin embargo, los proyectistas ya pronosticaban que el crecimiento poblacional traería consigo grandes aumentos de tránsito vehicular y las

intersecciones convencionales no abastecerían la demanda. Es por ello que urgía desarrollar una infraestructura que concediera eliminar esos puntos de conflicto, a fin de tener una transitabilidad fluida (Romero , 2019).

1.2.2. Paso a desnivel

Una estructura de paso a desnivel es una solución geométrica que facilita el cruce de 2 vías o carreteras que se encuentran en diferentes niveles, con la finalidad de que todos los vehículos, puedan transitar por la zona realizando todos los giros posibles de cambio de trayectoria, entre una carretera a otra, manteniendo la fluidez y con el menor conflicto vehicular posible. El objetivo de la construcción de un paso a desnivel es aumentar la capacidad o el nivel de servicio de intersecciones importantes con altos volúmenes de tránsito vehicular. Las intersecciones deben de contar las mejores condiciones posibles de seguridad, visibilidad, funcionalidad y capacidad (Manual de carreteras diseño geometrico, 2018).

1.3. Marco Legal

Norma AASHTO-LRFD-2010

Manual de puentes del MTC-2016

Manual de carreteras diseño geométrico 2018

Norma E-030 diseño sismo resistente

Norma E-060 concreto armado.

Norma E-050 de suelos y cimentaciones.

1.4. Marco Conceptual.

1.4.1. Método de diseño lrfd.

El método de diseño LRFD toma en cuenta la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales de una manera explícita. El LRFD se apoya en el uso extensivo de métodos estadísticos que determina acertadamente los factores de carga y resistencia

adecuados para cada tipo de elemento estructural. El método LRFD especifica que los puentes deben ser diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructabilidad, seguridad y funcionalidad tomando en cuenta también aspectos que tienen que ver con la facilidad de inspección, economía y estética.

1.4.2. Gálidos

Los gálidos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálido vertical no será menor que 5.00 m. En zonas rurales, el gálido vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m.

PILARES: Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc., son más susceptibles a los efectos de la socavación por lo que las fundaciones deberán estar por debajo de la altura máxima de socavación.

EJE TÁNDEM: Se denomina eje Tándem al elemento constituido por dos ejes articulados al vehículo por dispositivos comunes, separados por una distancia menor a 2,4 metros. Estos reparten la carga, en partes iguales, sobre los dos ejes.

2. Capítulo Generalidades

2.1. Problema de la Investigación

2.1.1. Descripción del Problema

En el cruce de las avenidas los maestros y Cutervo se produce a diario un alto nivel de congestionamiento vehicular; especialmente en las horas puntas, haciendo que la circulación del flujo vehicular sea lento y pesado de manera cotidiana. Debido al elevado congestionamiento vehicular en la zona de estudio, le tomara de 10 min a 15 min más de lo habitual para llegar a su destino. Es tanto así la problemática del congestionamiento vehicular

que inclusive los vehículos que transitan desde Huacachina y cruzan la zona de estudio, tardan un aproximado de 15min o más solo en llegar al cruce de la panamericana. Actualmente no solo está la problemática del tráfico vehicular, a su vez ocasiona lo conocido como estrés vehicular; lo que conlleva a una serie de malos comportamientos y malas actitudes ante la intensa espera por transitar lo más rápido posible por la zona en estudio. Muchas veces desata riñas y peleas entre conductores y peatones, sin mencionar los accidentes de tránsito y muchas infracciones vehiculares.

2.2. Formulación del Problema.

2.2.1. Problema general.

¿En qué medida influye la aplicación de la norma AASHTO-LRFD-2010 para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica?

2.2.2. Problemas específicos.

1. ¿En qué medida influye el Pre dimensionamiento de los elementos basales para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica?
2. ¿En qué medida influye el diseño vial para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica?
3. ¿En qué medida influye la capacidad portante del suelo para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica?

2.3. Delimitación del Problema.

2.3.1. Delimitación Espacial o Geográfica.

La investigación a realizar, se encuentra ubicado en el distrito de Ica, provincia de Ica, departamento de Ica a una altura de 406 msnm geográficamente a 14°04'36" de latitud sur y a 75°44'19" de longitud oeste. Situado exactamente entre las intersecciones de las avenidas

los Maestros y Cutervo de la ciudad de Ica, uno de los puntos principales de congestión vehicular.



Figura 1. Ubicación geográfica de Ica. Fuente: Google maps.

2.3.2. Delimitación Temporal

Se desarrolló desde el mes de abril del 2019 hasta enero del 2020. Tiempo en el cual se realizaron los estudios de campo, procesamiento de los datos y el diseño final de la estructura. A fin de obtener una propuesta clara que mitigara la problemática del tráfico vehicular en la zona de estudio.

2.3.3. Delimitación Social

Desde un punto de vista, el desarrollo económico y social de un país, está relacionado de manera directa con la infraestructura vial. Es por eso, que la construcción del bypass (paso a desnivel) beneficiará de manera directa a la región de Ica y a sus alrededores:

- Acceso directo a una de las zonas turísticas de la provincia Iqueña (Huacachina)
- Transitabilidad permanente y segura
- Una infraestructura moderna y eficaz, el cual mejorara la seguridad vial.

2.3.4. Delimitación Conceptual.

El presente estudio de tesis tiene como delimitación conceptual la aplicación de la norma AASHTO LRFD. en el diseño estructural de paso a desnivel en las intersecciones de las avenidas los maestros y Cutervo del departamento de Ica, a fin de obtener parámetros necesarios para el adecuado desarrollo estructural del bypass; el cual reducirá considerablemente la problemática cotidiana de las intersecciones en estudio.

2.4. Justificación e Importancia de la Investigación

2.4.1. Justificación.

La presente investigación se realizó con el propósito de plantear una solución ante la problemática constante del elevado congestionamiento e inseguridad vehicular en la zona de estudio.

2.4.2. Importancia.

La importancia del presente proyecto de investigación es garantizar una buena transitabilidad vehicular y peatonal de las intersecciones de las avenidas los maestros y Cutervo de la ciudad de Ica y reducir la tasa de accidentes y congestionamiento vehicular en la zona de estudio.

2.5. Objetivos de la Investigación

2.5.1. Objetivos Generales.

- Determinar la aplicación de la norma AASHTO-LRFD-2010 para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.

2.5.2. Objetivos Específicos.

1. Determinar la influencia del Pre dimensionamiento de los elementos basilares para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.
2. Determinar la influencia del diseño vial para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.
3. Determinar la influencia de la capacidad portante del suelo para el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.

2.6. Hipótesis de la investigación

2.6.1. Hipótesis generales

1. la aplicación de la norma AASHTO-LRFD-2010 influye en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.

2.6.2. Hipótesis específicas

1. El Pre dimensionamiento de elementos basilares influye en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.
2. El diseño vial influye en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.

3. La capacidad portante influye en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de ica.

2.7. Variables de la investigación

2.7.1. Identificación de variables.

- Variable independiente. Aplicación de la norma AASHTO LRFD 2010
- Variable dependiente: El diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo de la ciudad de ica.

2.7.2. Operacionalización de variables.

Tabla 1. Operacionalización de variables

Definición Conceptual	Dimensión	Indicadores
diseño estructural del bypass de las avenidas los maestros y Cutervo de la ciudad de Ica, mediante el AASHTO LRFD	Predimensionamiento de elementos basales para el diseño estructural del bypass	Metrado de cargas
		Diseño estructural
		Aplicación de la norma AASHTO-LRFD
	diseño vial para el diseño estructural del bypass	índice medio diario anual (IMDA)
		índice medio diario semanal (IMDS)
		proyección futura del volumen vehicular
	Cálculo de la capacidad portante del suelo para el diseño estructural del bypass	Estudio de mecánica de Suelos-norma E-050
		Ensayo de SPT
		Ensayo de corte de directo

3. Estrategia metodológica /metodología de la investigación

3.1. Tipo, Nivel y Diseño de la Investigación.

3.1.1. Tipo de Investigación.

La presente tesis es de tipo aplicada, entendida como la utilización de los conocimientos en la práctica, para aplicarlos en servicio a la sociedad.

3.1.2. Nivel de Investigación.

El presente estudio de investigación es del nivel explicativo, ya que el trabajo de investigación se basa en relación causa efecto. La insuficiencia o falta de implementación de un sistema de tránsito vehicular eficaz, ocasiona el congestionamiento vehicular en la zona de estudio.

3.1.3. Diseño de Investigación.

- No experimental transversal, ya que los resultados se están considerando en un momento determinado.

3.2. Población y Muestra.

3.2.1. Población de Estudio.

La norma de diseño AASHTO-LRFD 2010, normas del MTC, norma E-030 sísmico, norma E-050 suelos y cimentaciones y norma E-060 concreto armado

3.2.2. Muestra de Estudio.

La Norma AASHTO-LRFD 2010 en el diseño de puentes.

4. Técnicas e instrumentos de investigación.

4.1. Técnicas de recolección de datos.

4.1.1. Observación

La observación se realizó de manera directa. Observamos y comprobamos la problemática que aqueja en la zona de estudio. se identifico la estratigrafía del suelo mediante el ensayo de SPT a una profundidad de 9m, para posteriormente procesar las muestras y obtener la capacidad portante del suelo y clasificación de la misma.

4.1.2. Análisis documental

Recurrimos a la revisión de manuales nacionales del ministerio de transportes y comunicaciones, normativas nacionales como el reglamento nacional de edificaciones, normas extranjeras como AASHTO-LRFD, entre otros documentos nos ayudaron a cumplir con la finalidad de la investigación.

4.2. Instrumentos de recolección de datos.

- **Observación:** diario de campo para el conteo vehicular, fotografías para testificación de la problemática, guía de ensayo para densidad en campo, guía de ensayo para SPT y ensayos de laboratorios para procesamiento de las muestras y guía para conteo vehicular.

- **Análisis documental:** libros físicos y virtuales del Manual del MTC y de la norma AASHTO-LRFD. Se aplicó una guía de análisis documental de diferentes manuales para realizar el diseño de cada uno de los elementos de un intercambio vial (Diseño Geométrico de Carreteras DG – 2018, Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras – 2016, Manual de Carreteras dg-2001, Manual de Puentes) y norma E-050 para suelos y cimentaciones.

4.3. Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados.

Se realizó el levantamiento topográfico de la zona con estación total para luego ser procesado digitalmente con el software “Autocad”, de esta manera obtuvimos la geometría actual y las dimensiones de espacio a estudiar.

Para el estudio de tráfico vehicular se utilizó la ficha técnica de conteo vehicular, de este modo poder procesarlo en una plantilla “Excel” y obtener el IMDS (63415), IMDA (54865), las horas puntas y el volumen vehicular proyectado (75523).

Para el estudio de mecánica de suelos, mediante la norma de E-050 se elaboró el ensayo de SPT de la mano de la guía de la misma, para obtener la cantidad de golpes y poder tomar muestras de suelo para llevarlas a laboratorio y definir la estratigrafía, clasificación y capacidad portante del suelo. Como resultado se concluyó la capacidad portante del suelo (2.34 kg/cm^2), y que el suelo hasta los 3 a 4 de profundidad presenta una clasificación de SM, y de allí hasta los 9m presenta una clasificación de SP-SM.

Para el análisis sísmico se recurrió a la norma E-030 de diseño sismorresistente para obtener mediante plantilla en “Excel” valores como rigidez, fuerza sísmica de diseño y Csm.

Para el cálculo y diseño estructural se recurrió a la norma AASHTO-LRFD 2010 y la norma E-060 para el correcto predimensionamiento de los elementos de la superestructura y subestructura del puente, y de esta manera asegurarnos del correcto comportamiento estructural de la misma.

5. Capítulo 5

5.1. Presentación e Interpretación de Resultados

5.1.1. Estudio Topográfico

El levantamiento topográfico de la zona se realizó el 14 de abril del 2019, con la finalidad de obtener datos actualizados existentes en la zona de estudio, para el correcto desarrollo de la investigación. Los planos se encuentran adjuntados en la sección de ANEXOS.

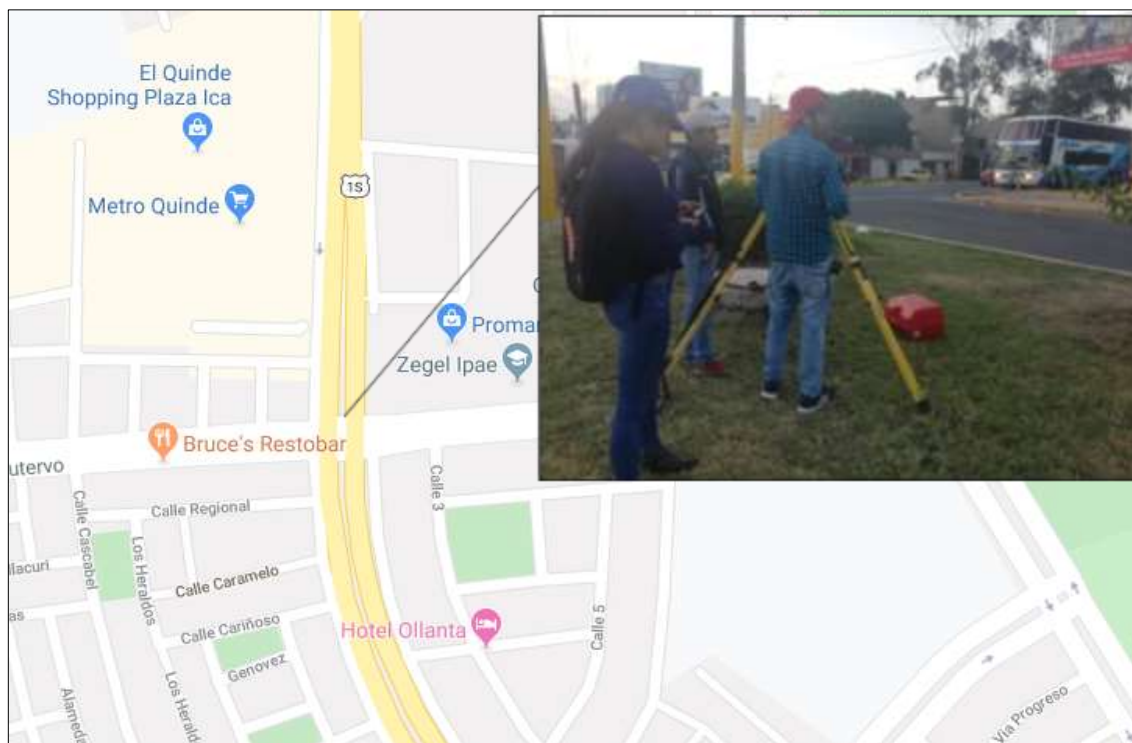


Figura 2. Estudio de topografía. Fuente: Google maps.

Ubicación y accesos

La zona de estudio está situada en la intersección de la carretera panamericana sur en el departamento de Ica entre el km 202-203. Exactamente entre las avenidas los maestros y Cutervo. Una de las zonas pequeñas con alto volumen de congestión vehicular en las horas punta. El cual se puede acceder por las siguientes vías:

1. Por el este se encuentra la av. Cutervo accesos a una de las zonas turísticas iqueñas con mayor cantidad de visitantes, la cual está conformada por dos carriles.
2. Por el oeste se encuentra la av. Cutervo accesos a centro de la ciudad (plaza de armas), etc.
3. Por el norte se encuentra la avenida los maestros, la cual se compone de dos carriles, los cuales al ser la vía principal que conecta la zona sur del país de Perú.
4. Por el sur se encuentra la avenida los maestros, se compone de 2 carriles, los cuales da accesos a la zona norte (pisco, chincha, lima etc.).

Procesamiento de Datos

Culminado los trabajos de campo y los cálculos geométricos procesamos la información, mediante el software “AutoCAD” los cuales nos permitió la elaboración detallada del plano final.

5.1.2. Estudio de Suelos.

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Se obtuvieron las características físicas y mecánicas del suelo, de las avenidas los maestros y Cutervo del departamento de Ica. La exploración de campo se realizó mediante el ensayo de penetración estándar SPT a fin de obtener muestras de suelo para realizar los ensayos de laboratorio ya que en base a los resultados se determinará la estratigrafía y la capacidad portante del suelo, para garantizar la estabilidad de la cimentación estructural.

Las perforaciones del ensayo se realizaron a una profundidad de 9 metros, el cual nos permitió extraer muestras alteradas de los diferentes estratos para después realizar los ensayos requeridos en los laboratorios de la facultad de ingeniería civil de la universidad nacional san Luis Gonzaga de Ica.

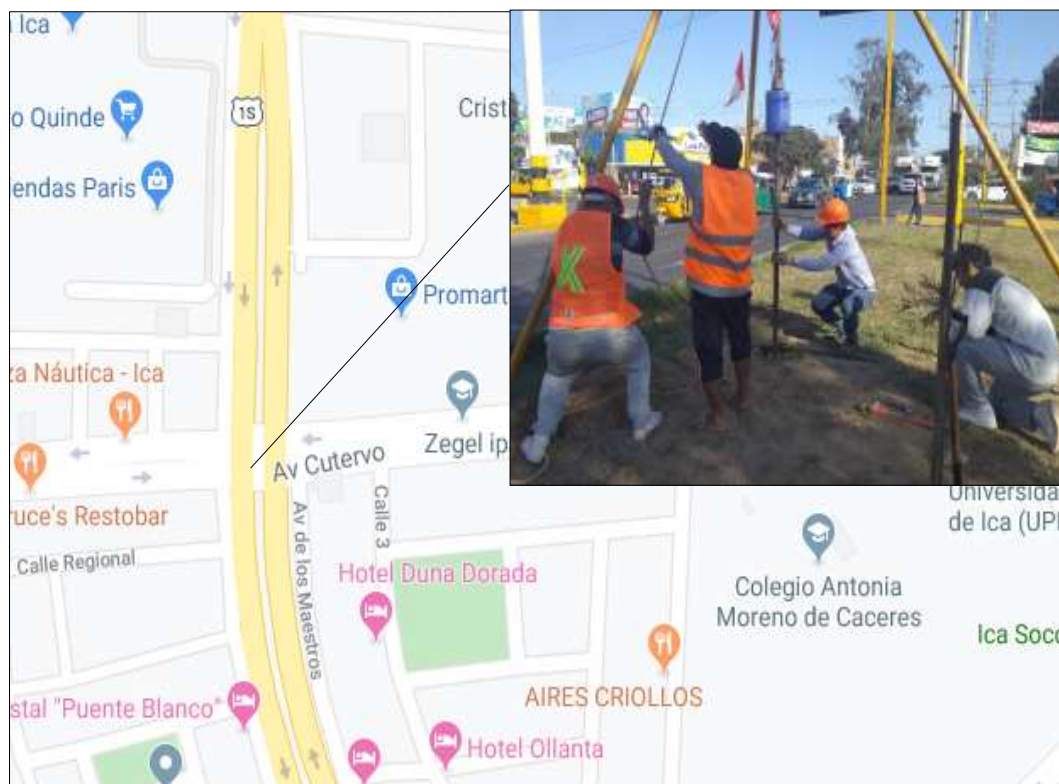


Figura 3. Estudió de suelos. Fuente: Google maps.

Tabla 2. Ubicación y profundidad del ensayo de penetración estándar.

Ensayo	Ubicación	coordenadas		Elevación (m.s.n.m)	Profundidad (m)
		Norte	Este		
SPT 1	Av. Los maestros	8443616.79	420270.75	399.15	9
SPT 2	y Cutervo	8443668.98	420222.08	399.16	9

Fuente: elaboración propia

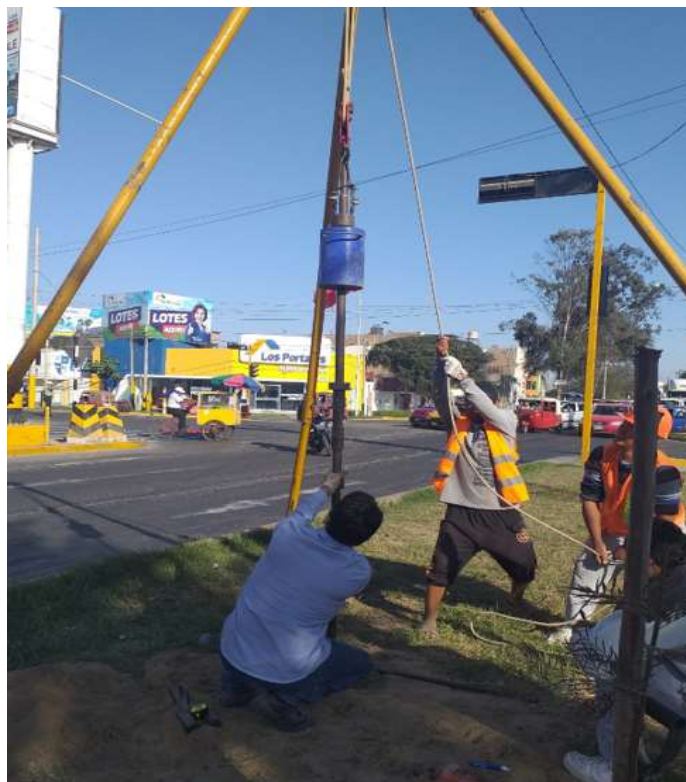


Figura 4. Ensayo de penetración estándar. Fuente: elaboración propia

Densidad de campo mediante el método de cono de arena.

Se realizó con la finalidad de obtener la densidad del suelo, mediante el equipo de cono de arena.



DENSIDAD IN SITU
METODO DEL CONO DE ARENA

CERTIFICADO N° 32-19
BOLETA N° 2428

SOLICITANTE : Bach. MARTHANS VARGAS Edinson Steven Y QUISPE TORNERO Erika Yvarán
OBRA : APLICACION DE NORMA AASHTO - LRFD-2010 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BYPASS DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS LOS MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA
UBICACIÓN : AV. LOS MAESTROS Y CUTERVO - ICA - ICA
MATERIAL : SUELO NATURAL (C - 1; E - 1)
CANTERA : MATERIAL DE LA AV. LOS MAESTROS Y CUTERVO
FECHA : Ica, Diciembre 2019
TECNICO OPERADOR : TEJEDA CORDOVA Gonzalo

MUESTRA N°	1				
CAPA	SUELO NATURAL				
LUGAR	C - 1; E - 1 AV LOS MAESTROS				
LADO:	ESTE				
1. Peso de la lata + suelo húmedo	4,901.10				
2. Peso de la lata	0.00				
3. Peso del suelo húmedo (1 - 2)	4,901.10				
4. Peso de arena + frasco	8,000.00				
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	1,350.40				
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	3,949.60				
7. Densidad de la arena	1.35				
8. Volumen del hueco (6/7)	2,944.64				
9. Peso de la grava al aire	290.50				
10. Volumen de la grava por desplazar	105.85				
11. Peso del suelo (3 - 9)	4,820.50				
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2,538.75				
13. Densidad del suelo húmedo (11/12)	1.82				
14. Humedad contenida en el suelo	7.47				
15. Densidad del suelo seco	1.69				
16. Densidad del suelo seco g/cm ³	1.09				
17. Max Dens determinada en la curva	0.00				
18. Porcentaje de compactación (16/17)	0.00				
19. Compactación especificada	0.00				
Espeor compactado (m.)	0.00				
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	C - 1; E - 1				
1. Peso de la lata + suelo húmedo	415.40				
2. Peso de la lata + suelo seco	395.20				
3. Peso de agua	20.20				
4. Peso de lata	64.70				
5. Suelo seco	310.50				
6. Porcentaje de humedad con Speedy	7.47				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PROFESOR DE INVESTIGACION
ALCALDIA DE ICA
DIRECTOR

Fuente: estudio de suelos en la FIC

Contenido de humedad.

Nos permitió calcular el porcentaje de agua que se presenta en una determinada cantidad de suelo. Para determinar el contenido de humedad de nuestras muestras, se colocó una cantidad conocida de las muestras del suelo, en recipientes resistentes a la corrosión. Luego se pesó las muestras más las taras, se anotó los valores de los pesos en formatos establecidos. Después se llevó las muestras al horno durante 24 horas.

Análisis granulométrico

Mediante las muestras de suelos obtenidos se obtuvo la clasificación del suelo.

Coeficiente de uniformidad

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D₆₀: tamaño el cual el 60% en peso del suelo sea igual o menor.

D₁₀: tamaño en el cual es igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

Coeficiente de curvatura.

El coeficiente de curvatura de un suelo está definido por la siguiente ecuación.

$$cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * d_{10}}$$

Dónde: la definición de D₃₀ es análogo a los D₁₀ y D₆₀ anteriores. Para suelos bien graduados cc tienen un valor entre 1 y 3.

Límites de atterberg.

Se determino el comportamiento del suelo analizado, realizando los ensayos de limite liquido (L.L), limite plástico (L.P) e índice de plasticidad (I.P). estos ensayos se realizaron con el tamizado en la malla número N°40.

Limite liquido (LL).

Se obtuvo el contenido de agua calculado en porcentaje en relación al peso del suelo seco.



Figura 5. Copa Casagrande. Fuente Google.



Figura 6. Ensayo de limite líquido. Fuente: elaboración propia.

Limite plástico (LP).

Se obtuvo el contenido de humedad (porcentaje) con la cual una muestra de suelo se pudo formar formas cilíndricas con diametro de 3mm.



Figura 7. Ensayo de limite plástico. Fuente: elaboración propia.

Índice de plasticidad (IP).

Se determina como la diferencia numérica entre el valor obtenido del límite líquido menos el valor del límite plástico de una muestra de suelo. Lo representamos de la siguiente manera:

$$IP = LL - LP$$

Tabla 3. Clasificación de suelos según índice de plasticidad

índice de plasticidad	plasticidad	Característica
$IP > 20$	Alta	Suelos muy arcillosos
$IP \leq 20$ $IP > 7$	Media	Suelos arcillosos
$IP < 7$	Baja	Suelos poco arcillosos plasticidad
$IP = 0$	No plástico (NP)	Suelos exentos de arcilla

Fuente: Manual de carreteras: suelos, geología, geotecnia y pavimentos, 2014

Ensayo de corte directo.

Se realizo para determinar la resistencia al corte de la muestra de un suelo, aquellas que fueron sometidas a deformaciones, simulando el comportamiento del terreno, debido a la aplicación de una carga. Con este ensayo determinamos el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Producción de Riegos y Servicio "Laboratorio Mecánica de Suelos"
Ciudad Universitaria - Panamericana Sur Km 306 - Telef: 086 4326482 ICA - PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 034-19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. MARTHA VARGAS Edinson Steven y QUISPE TORNERO Erika Yayarín

PROYECTO : APLICACIÓN DE LAS NORMAS AASTHO - LRFD - 2010 PATRA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BYPASS DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS LOS MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : CIUDAD DE ICA

FECHA : Ica, Diciembre del 2019

Sondaje : C - 1- : Clasif. (BUCS) : SP- SM: ARENA LIMOSA MAL GRADUADA

Muestra : E - 1 : Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.00 a 9.00 mL : Coef. Anillo CR (div/kg.) 0.306

Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	8.00	Peso del espec. (gr.)	131.50
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm³)	1.82
Area (cm²)	36.00	hum. final (%)	7.47
Volum. (cm³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm²)	0.50
Hum. inicial (%)	7.47	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm²)
0	0.000	222	0	0.00	0.00
10	0.250	234	35	10.71	0.30
20	0.500	239	42	12.85	0.36
30	0.750	209	56	16.83	0.47
40	1.000	170	58	17.75	0.49
50	1.250	144	60	18.36	0.51
60	1.500	138	61	18.67	0.52
70	1.750	95	62	18.97	0.53
80	2.000	79	65	19.89	0.55
90	2.250	65	65	19.89	0.55
100	2.500	54	54	19.58	0.54
110	2.750	44	54	19.58	0.54
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				




Fuente: estudio de suelos-elaboración propia

CERTIFICADO N° 634-19
TESISTA

DATOS DEL ESPECIMEN 2

DATOS DEL ESPERIMENT 2			
Longitud (cm)	5.00	Peso del espec. (gr.)	131.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.82
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	7.47
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.56
Hum. inicial (%)	7.47	Carg. Normal (kg)	40.00

[illegible]

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 034-19
TEBISTA

SOLICITANTE : Bach. MARTHAÑS VARGAS Edinson Steven y QUISPE TORNERO Erika Yayarín

PROYECTO : APLICACIÓN DE LAS NORMAS AASTHO - LRFD - 2010 PATRA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BYPASS DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS LOS MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : CIUDAD DE ICA

FECHA : Ica, Diciembre del 2019

Sondaje	: C-1-:	Clasif. (SUCS)	: SP- SM: ARENA LIMOSA MAL GRADUADA
---------	---------	----------------	-------------------------------------

Muestra : E - 1 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad 0.00 a 9.00 m. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Longitud (cm)	6.06	Peso del espec. (gr.)	131.00
Altura (cm)	2.90	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.82
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	7.47
Volum. (cm ³)	72.00	Est. Normal (kg/cm ³)	0.50
Hum. inicial (%)	7.47	Carg. Normal (kg)	60.00

[illegible]

Fuente: estudio de suelos-elaboración propia



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 034-19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. MARTHANS VARGAS Edinson Steven y QUISPE TORNERO Erika Yayarín

PROYECTO : APLICACIÓN DE LAS NORMAS AASTHO - LRFD - 2010 PATRA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BYPASS
DEL CRUCE DE LAS AVENIDAS LOS MAESTROS Y CUTERVO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : CIUDAD DE ICA

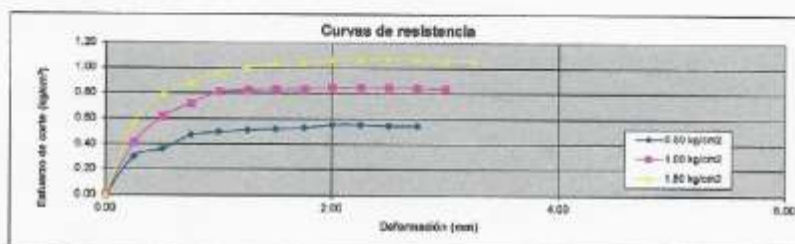
FECHA : Ica, Diciembre del 2019

Sondaje : C - 1 - : Clasif. (SUCS) : SP- SM: ARENA LIMOSA MAL GRADUADA

Muestra : E - 1 : Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.00 a 9.00 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.305

Estado : Remoldeado



Esf. Normal kg/cm²	Esf. Cortante kg/cm²
0.50	0.54
1.00	0.83
1.50	1.08

RESULTADOS	
C =	0.29
$\phi =$	27.5



Fuente: estudio de suelos-elaboración propia

ENSAYO DE HUMEDAD Y GRANULOMETRICO: RESULTADOS

OBTENIDOS

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 0.00-1.00m

HUMEDAD

TARA N°	1
PESO DE LA TARA	43.00 gr
PESO DE LA TARA + A.H	111.80 gr
PESO DE LA TARA + A.S	109.50 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	3.46%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	2.40%
ARENA	70.66%

3/4"	71.86 gr	7.19%	92.81%
1/2"	8.98 gr	0.90%	91.91%
3/8"	11.98 gr	1.20%	90.71%
No. 4	23.95 gr	2.40%	88.31%
No. 10	29.94 gr	2.99%	85.32%
No. 20	26.95 gr	2.69%	82.63%
No. 40	98.80 gr	9.88%	72.75%
No. 60	254.49 gr	25.45%	47.30%
No. 100	158.68 gr	15.87%	31.43%
No. 200	44.91 gr	4.49%	26.94%
FONDO	269.46 gr	26.95%	-0.01%
TOTAL	1000.00 gr 100.00%		

FINOS	26.94%
-------	--------

% PASA POR LA N°4 > 50%

SUELO

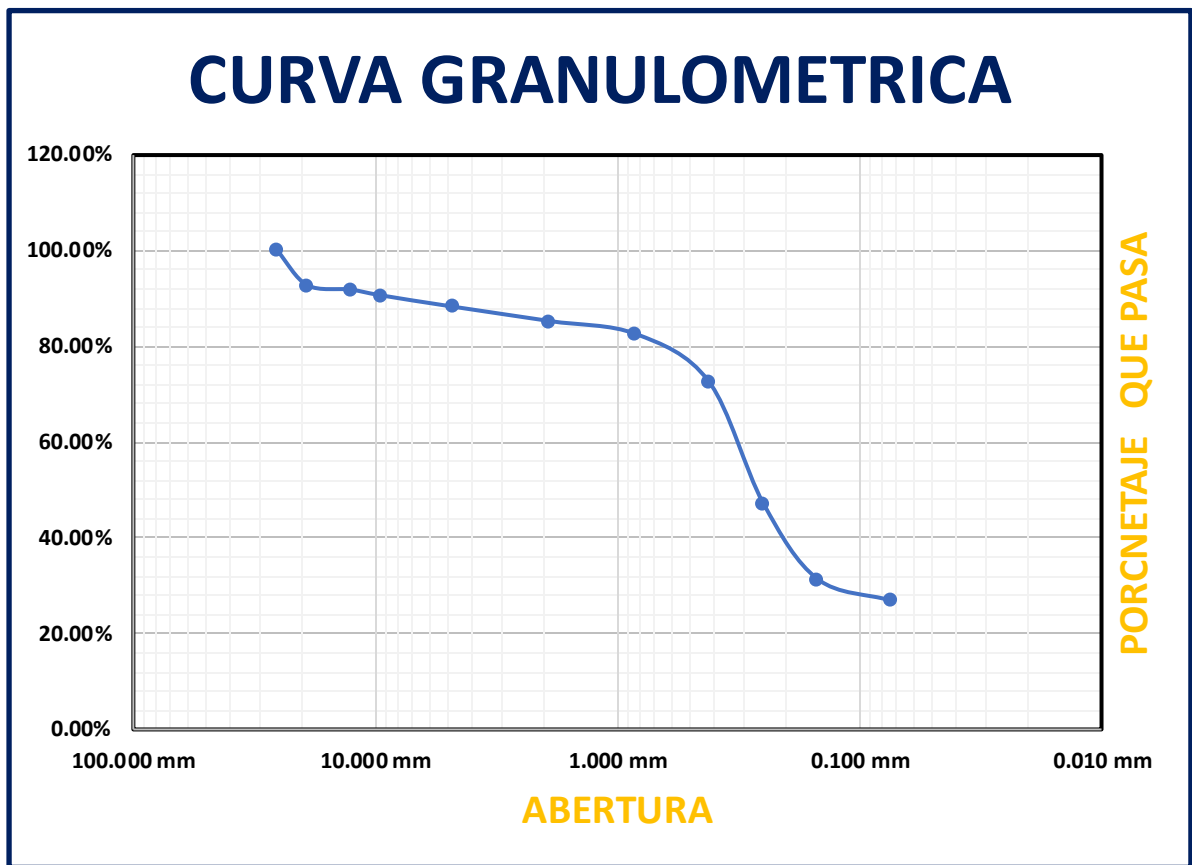
GRUESO

ARENA

% PASA POR LA N°200

> 12%

TIPO DE	
SUELO	SM

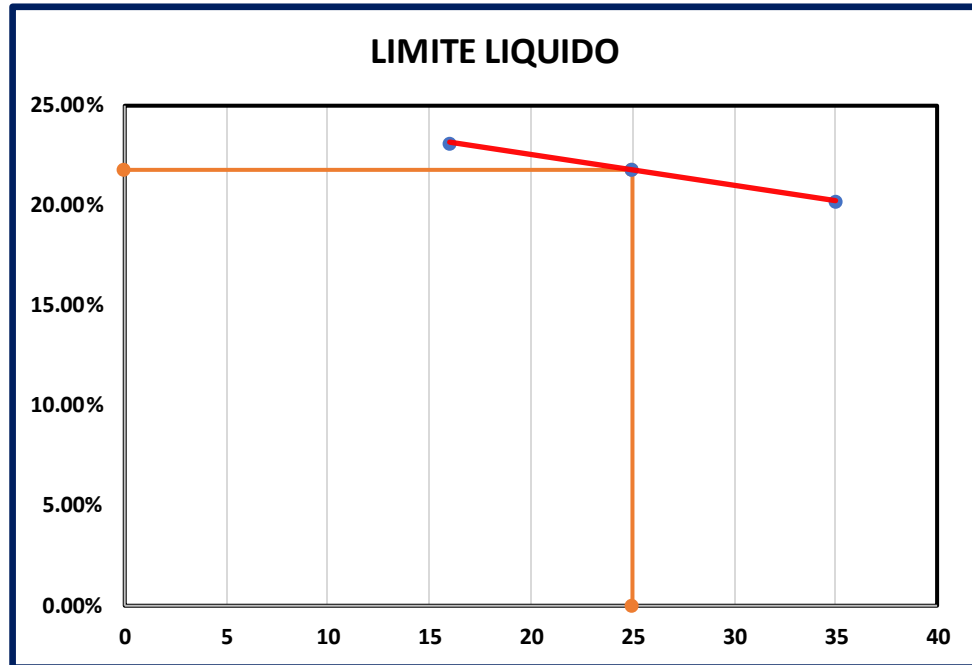


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	A	B	C
PESO DE LA TARA + A.H	114.800	120.100	110.500
PESO DE LA TARA + A.S	109.200	114.700	106.800
PESO DE LA TARA	85.000	90.000	88.500
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	23.14%	21.86%	20.22%
N° DE GOLPES:	16	25	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	21.79%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

Nº TARA	A	B
PESO DE LA TARA	85.00	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	87.26	92.25
PESO DE LA TARA + A.S	86.90	91.90
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	18.95%	18.42%
LIMITE PLASTICO (%)	18.68%	

L.P =	18.68%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	3.11%
--------------	--------------

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 1.00-2.00m

HUMEDAD

TARA N°	2
PESO DE LA TARA	43.20 gr
PESO DE LA TARA + A.H	121.10 gr
PESO DE LA TARA + A.S	118.80 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	3.04%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA	1000.00
-------------------------	----------------

MUESTRA **gr**

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	43.09 gr	4.31%	95.69%
1/2"	10.14 gr	1.01%	94.68%
3/8"	11.41 gr	1.14%	93.54%

COMPOSICION DEL SUELO

GRAVA	1.90%
ARENA	63.62%
FINOS	34.48%

No. 4	19.01 gr	1.90%	91.64%
No. 10	31.69 gr	3.17%	88.47%
No. 20	20.28 gr	2.03%	86.44%
No. 40	88.72 gr	8.87%	77.57%
No. 60	291.51 gr	29.15%	48.42%
No. 100	103.93 gr	10.39%	38.03%
No. 200	35.49 gr	3.55%	34.48%
FONDO	344.74 gr	34.47%	0.01%
TOTAL	1000.00 gr 100.00%		

% PASA POR LA N°4 > 50%

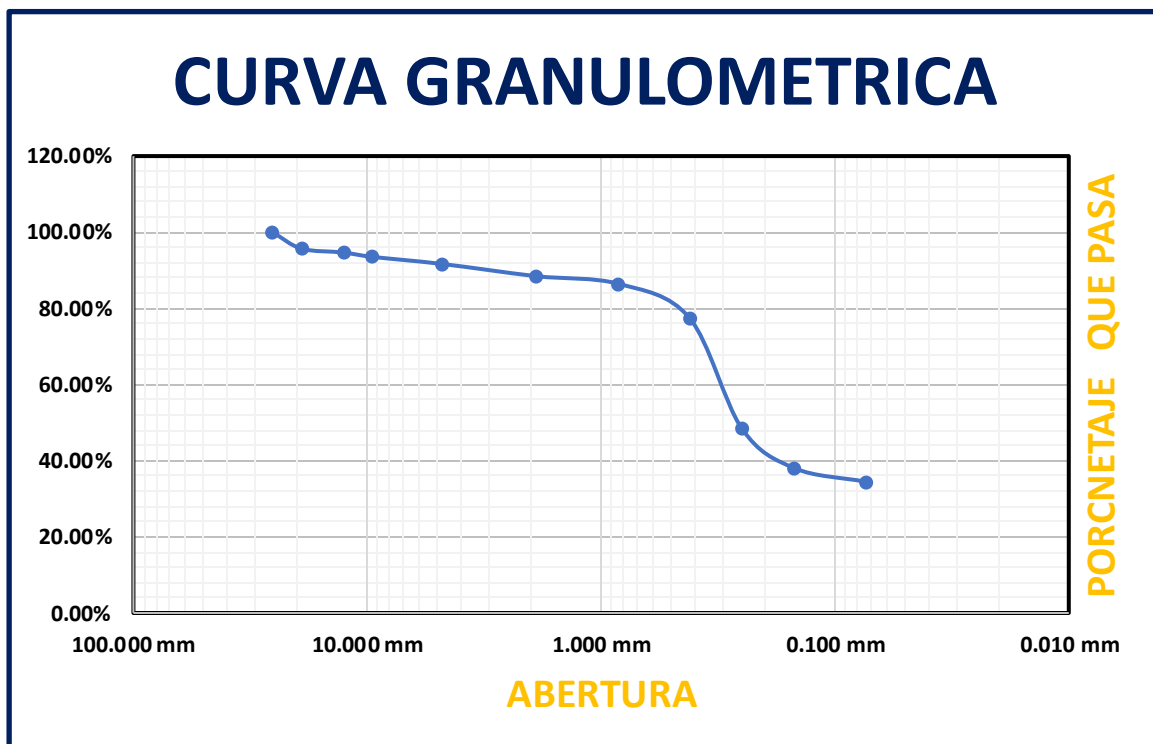
SUELO

GRUESO

% PASA POR LA N°200 > 12%

ARENA

TIPO DE	
SUELO	SM

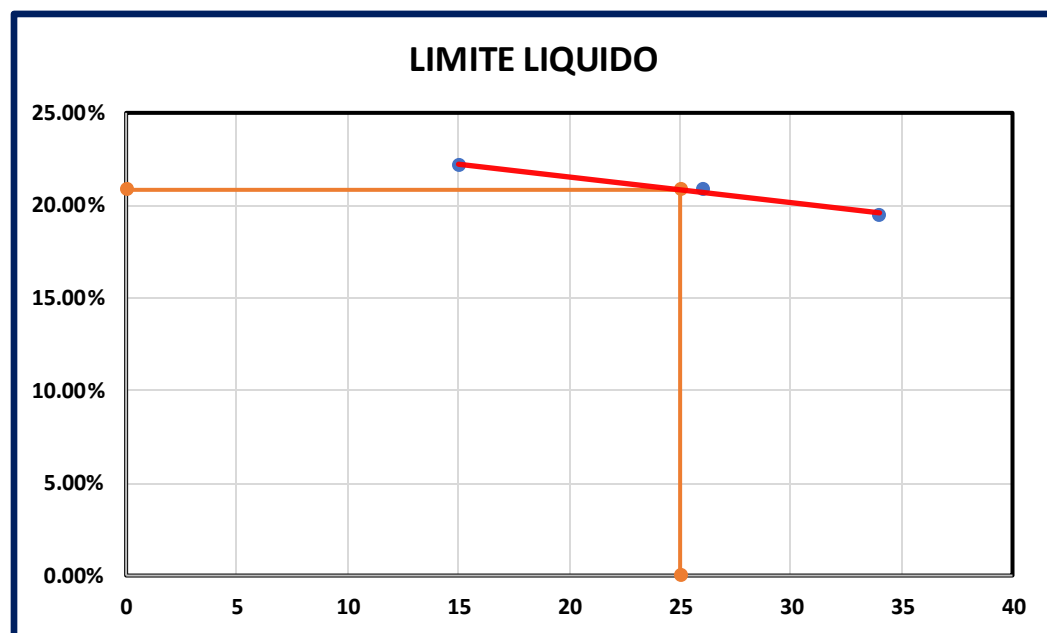


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS-ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	D	E	F
PESO DE LA TARA + A.H	119.800	124.600	115.000
PESO DE LA TARA + A.S	114.400	118.700	110.600
PESO DE LA TARA	90.000	90.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	22.13%	20.92%	19.47%
N° DE GOLPES:	15	26	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.84%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	C	D
PESO DE LA TARA	88.50	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	90.80	92.20
PESO DE LA TARA + A.S	90.45	91.86
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.95%	18.28%
LIMITE PLASTICO (%)	18.11%	

L.P =	18.11%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.73%
--------------	--------------

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 2.00-3.00m

HUMEDAD

TARA N°	3
PESO DE LA TARA	43.20 gr
PESO DE LA TARA + A.H	125.00 gr
PESO DE LA TARA + A.S	116.20 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	12.05%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	29.45 gr	2.95%	97.05%
1/2"	21.04 gr	2.10%	94.95%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.56%
ARENA	70.55%
FINOS	28.89%

3/8"	11.22 gr	1.12%	93.83%
No. 4	5.61 gr	0.56%	93.27%
No. 10	15.43 gr	1.54%	91.73%
No. 20	61.71 gr	6.17%	85.56%
No. 40	141.65 gr	14.17%	71.39%
No. 60	242.64 gr	24.26%	47.13%
No. 100	148.67 gr	14.87%	32.26%
No. 200	33.66 gr	3.37%	28.89%
FONDO	288.92 gr	28.89%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR LA N°4 >

50%

SUELO

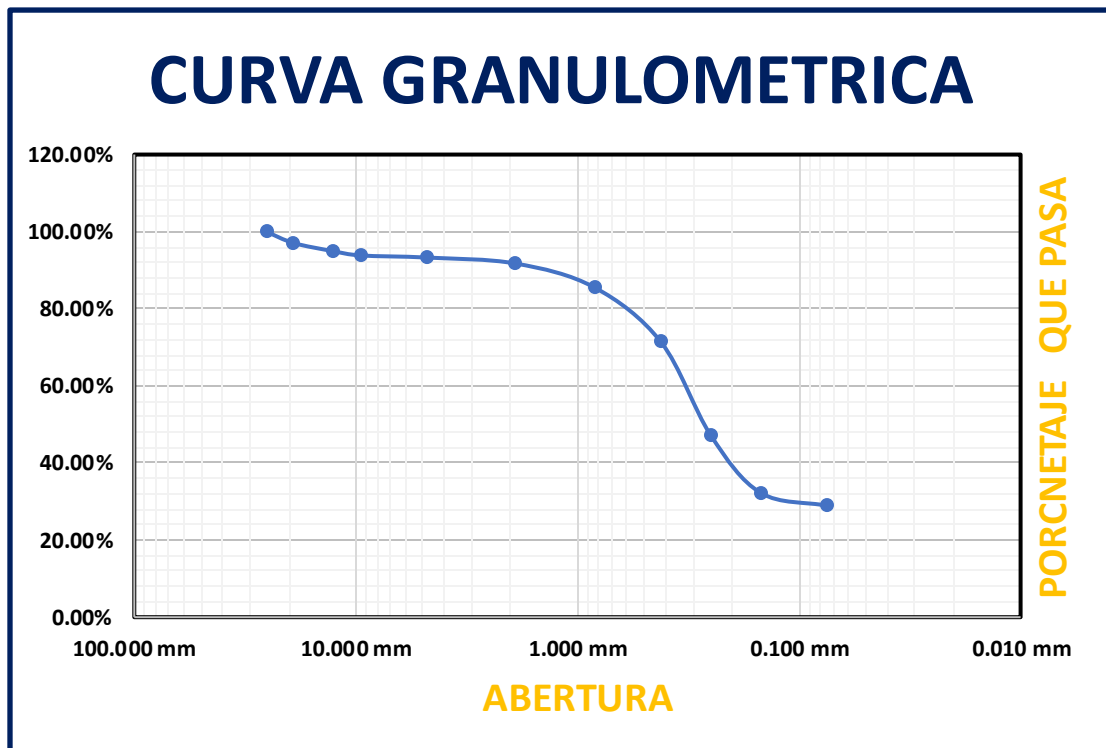
GRUESO

ARENA

% PASA POR N°200 >

12%

TIPO DE	
SUELO	SM

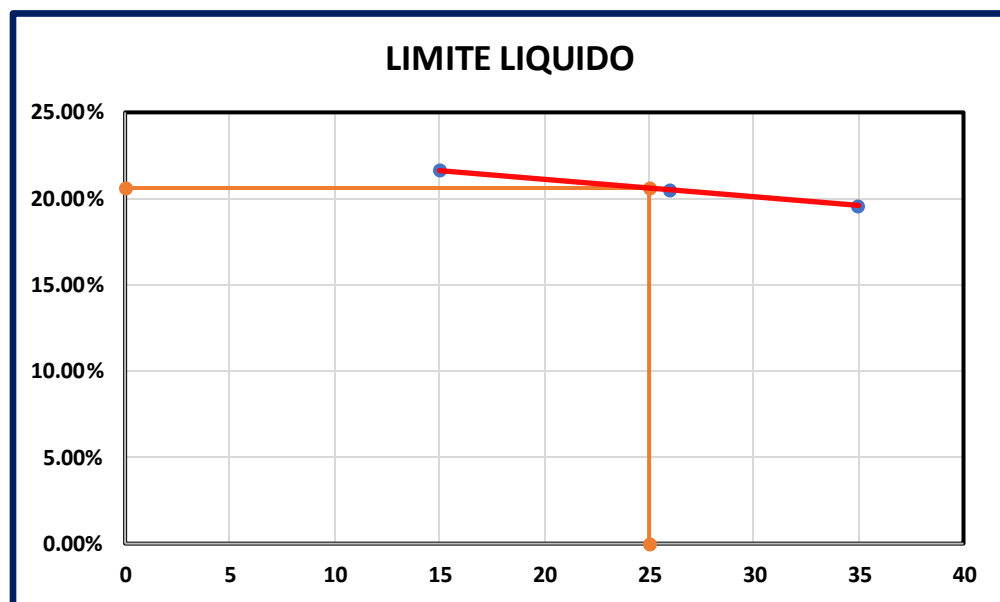


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	G	H	I
PESO DE LA TARA + A.H	120.300	139.600	113.000
PESO DE LA TARA + A.S	115.000	133.800	108.900
PESO DE LA TARA	90.500	105.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	21.63%	20.49%	19.62%
N° DE GOLPES:	15	26	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.62%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	E	F
PESO DE LA TARA	90.500	88.000
PESO DE LA TARA + A.H	92.87	90.30
PESO DE LA TARA + A.S	92.50	89.96
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	18.50%	17.35%
LIMITE PLASTICO (%)	17.92%	

L.P =	17.92%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.70%
--------------	--------------

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 3.00-4.00m

HUMEDAD

TARA N°	4
PESO DE LA TARA	43.00 gr
PESO DE LA TARA + A.H	120.80 gr
PESO DE LA TARA + A.S	111.20 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	14.08%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	11.87 gr	1.19%	98.81%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	1.04%
ARENA	89.18%
FINOS	9.78%

No. 4	10.39 gr	1.04%	97.77%
No. 10	13.35 gr	1.34%	96.43%
No. 20	32.64 gr	3.26%	93.17%
No. 40	109.79 gr	10.98%	82.19%
No. 60	474.78 gr	47.48%	34.71%
No. 100	192.88 gr	19.29%	15.42%
No. 200	56.38 gr	5.64%	9.78%
FONDO	97.92 gr	9.79%	-0.01%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR LA N°4 >

50%

SUELO

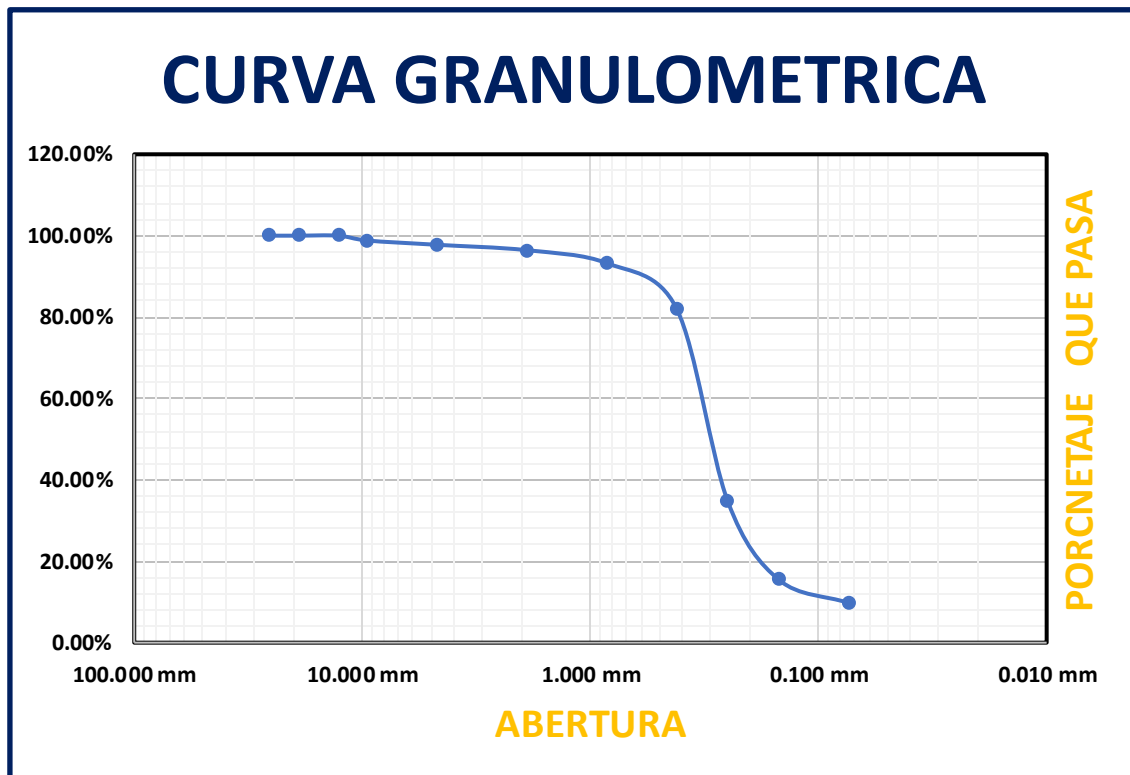
GRUESO

% PASA POR LA N°200 <

12%

ARENA

TIPO DE	
SUELO	SP-SM

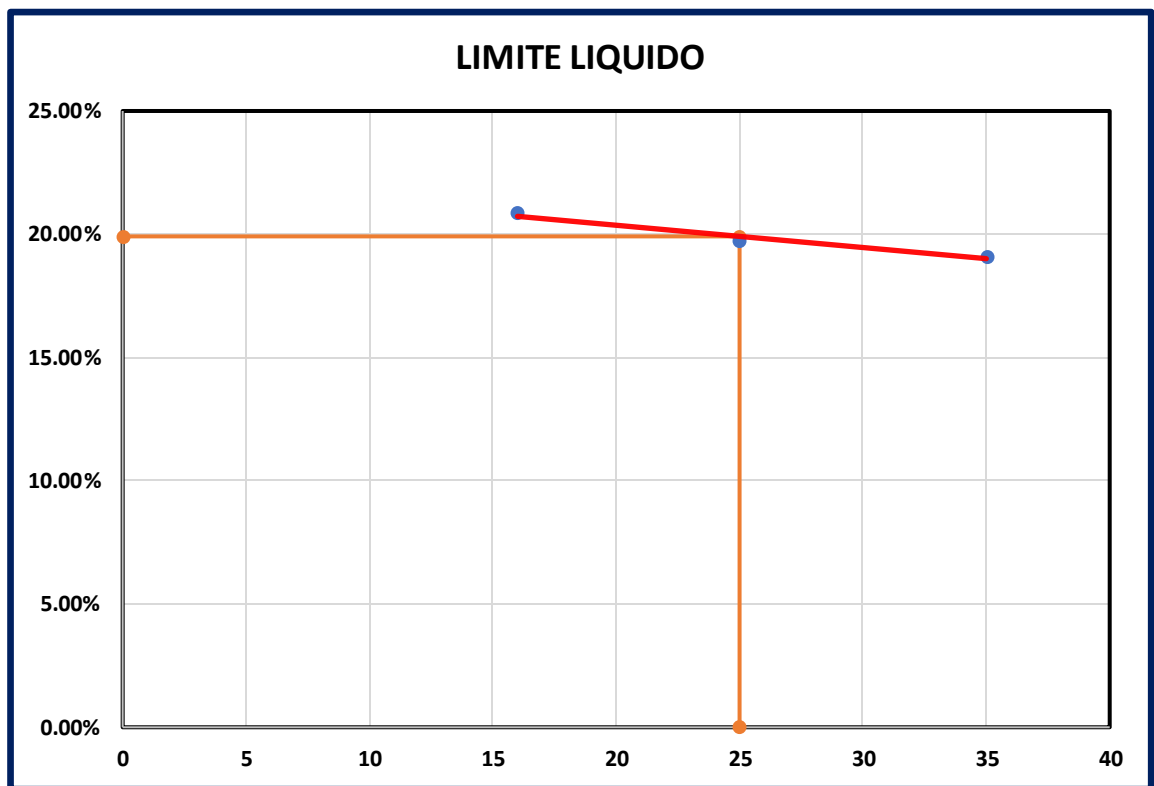


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	A	B	C
PESO DE LA TARA + A.H	113.700	128.900	110.000
PESO DE LA TARA + A.S	108.750	122.500	106.550
PESO DE LA TARA	85.000	90.000	88.500
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.84%	19.69%	19.11%
N° DE GOLPES:	16	25	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.91%
-------	--------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	A	B
PESO DE LA TARA	85.00	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	87.40	92.50
PESO DE LA TARA + A.S	87.04	92.14
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.65%	16.82%
LIMITE PLASTICO (%)	17.23%	

L.P =	17.23%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.68%
--------------	--------------

D10	0.07605
D30	0.22032
D60	0.32957
Cu	4.33373
Cz	1.93681

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 4.00-5.00m

HUMEDAD

TARA N°	5
PESO DE LA TARA	43.50 gr
PESO DE LA TARA + A.H	118.20 gr
PESO DE LA TARA + A.S	107.50 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	16.72%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA MUESTRA 1000.00 gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.32%
ARENA	90.06%
FINOS	9.62%

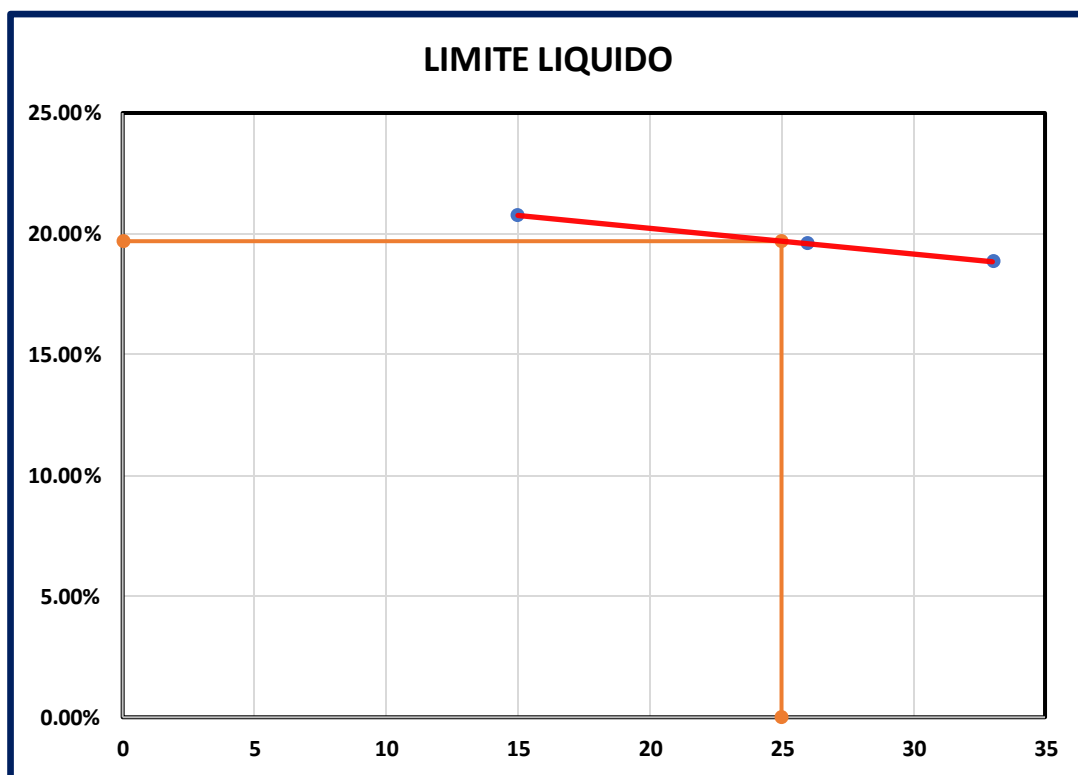
TIPO DE SUELO	SP - SM
----------------------	----------------



LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	D	E	F
PESO DE LA TARA + A.H	128.400	132.600	116.200
PESO DE LA TARA + A.S	121.800	125.700	111.730
PESO DE LA TARA	90.000	90.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.75%	19.60%	18.84%
N° DE GOLPES:	15	26	33



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.70%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	C	D
PESO DE LA TARA	88.50	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	89.57	92.51
PESO DE LA TARA + A.S	89.41	92.15
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.58%	16.74%
LIMITE PLASTICO (%)	17.16%	

L.P =	17.16%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.54%
--------------	--------------

D10	0.07513
D30	0.15633
D60	0.25795
Cu	3.43324
Cz	1.26110

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 5.00-6.00m

HUMEDAD

TARA N°	6
PESO DE LA TARA	43.80 gr
PESO DE LA TARA + A.H	126.00 gr
PESO DE LA TARA + A.S	117.80 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	11.08%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA MUESTRA 1000.00

gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	91.28%
FINOS	8.72%

No. 4	0.00 gr	0.00%	100.00%
No. 10	11.31 gr	1.13%	98.87%
No. 20	29.08 gr	2.91%	95.96%
No. 40	109.85 gr	10.99%	84.97%
No. 60	410.34 gr	41.03%	43.94%
No. 100	247.17 gr	24.72%	19.22%
No. 200	105.01 gr	10.50%	8.72%
FONDO	87.24 gr	8.72%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR

LA N°4 > 50%

SUELO

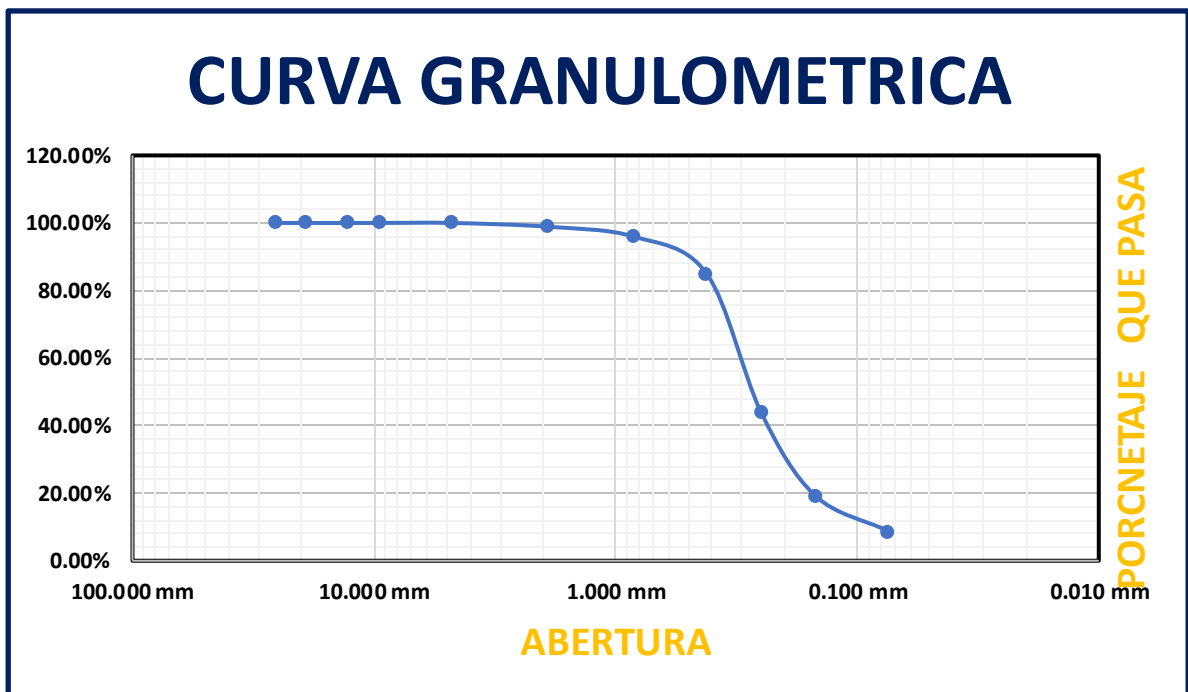
GRUESO

5% < % PASA POR

LA N°200 < 12%

ARENA

TIPO DE	SP -
SUELO	SM

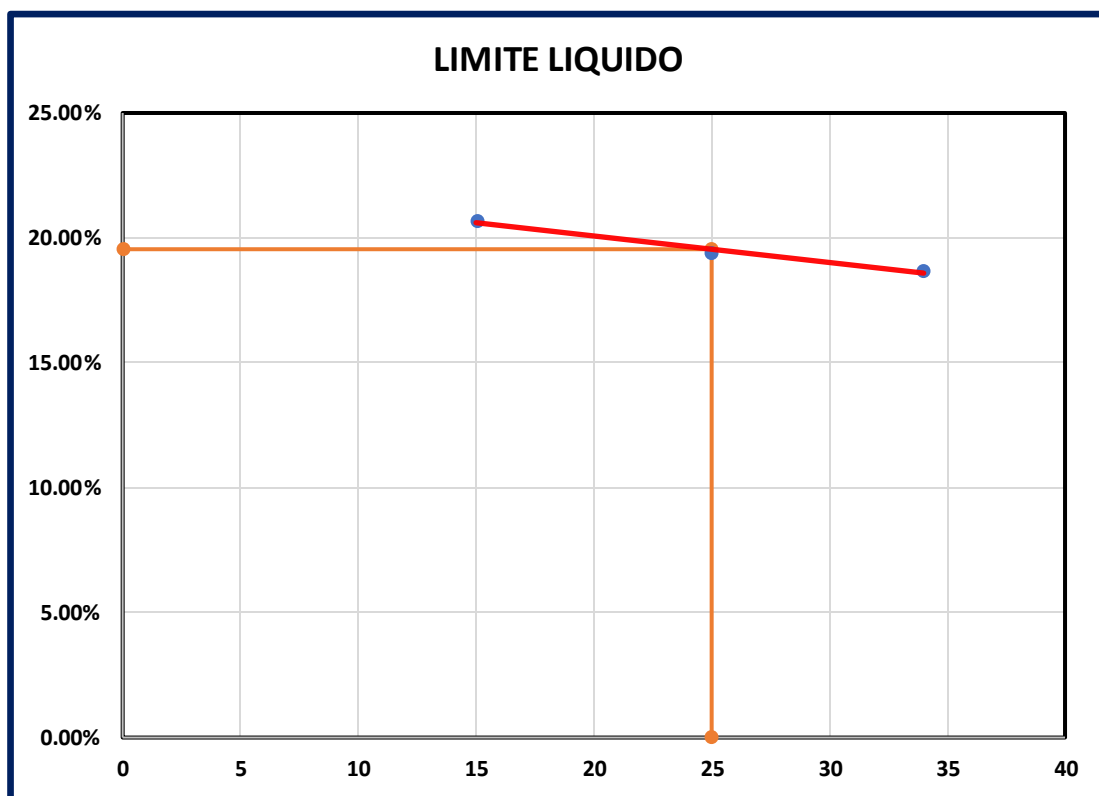


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	G	H	I
PESO DE LA TARA + A.H	125.500	136.000	115.000
PESO DE LA TARA + A.S	119.500	131.050	110.750
PESO DE LA TARA	90.500	105.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.69%	19.37%	18.68%
N° DE GOLPES:	15	25	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.55%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	E	F
PESO DE LA TARA	90.500	88.000
PESO DE LA TARA + A.H	93.10	89.51
PESO DE LA TARA + A.S	92.72	89.29
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.12%	17.05%
LIMITE PLASTICO (%)	17.09%	

L.P =	17.09%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.46%
--------------	--------------

D10	0.08059
D30	0.18672
D60	0.30629
Cu	3.80054
Cz	1.41247

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 6.00-7.00m

HUMEDAD

TARA N°	cantera N°2
PESO DE LA TARA	84.70 gr
PESO DE LA TARA + A.H	318.20 gr
PESO DE LA TARA + A.S	302.00 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	7.46%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA

MUESTRA 1000.00 gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	91.40%
FINOS	8.60%

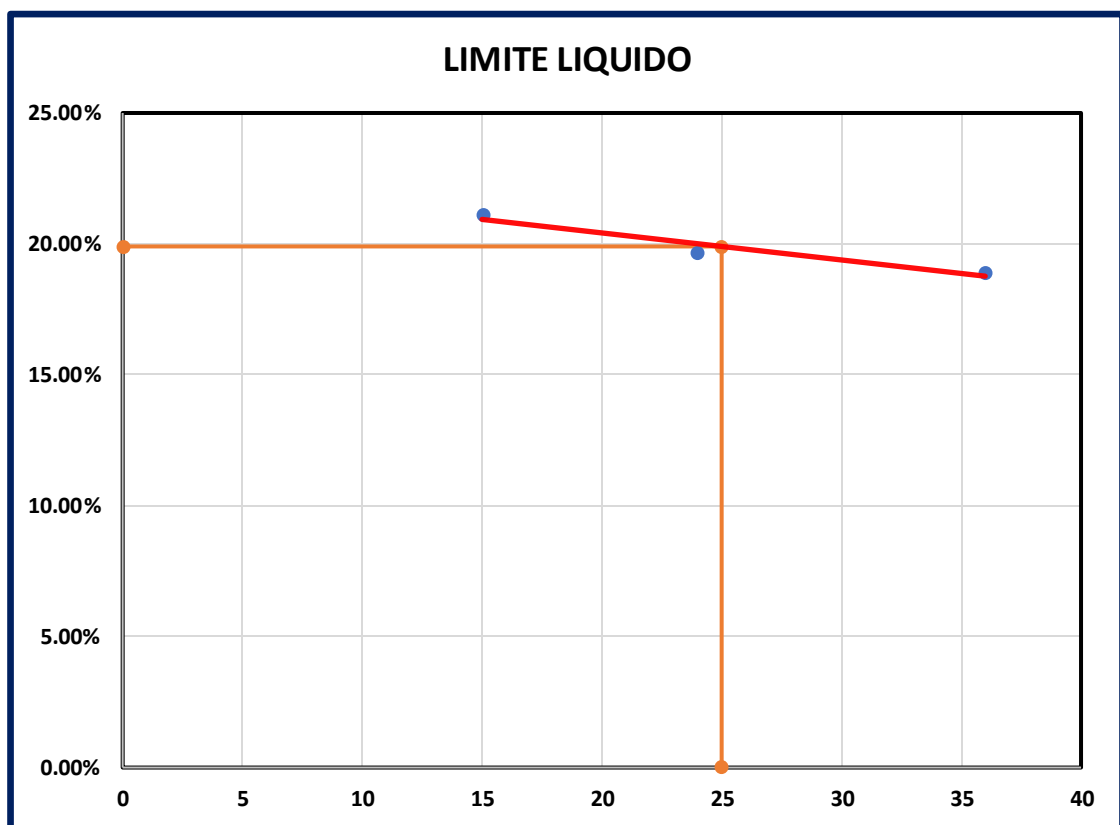
TIPO DE	SP -
SUELO	SM



LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	NRM	Z-L1	FC-III
PESO DE LA TARA + A.H	121.700	139.600	110.000
PESO DE LA TARA + A.S	116.500	134.000	106.500
PESO DE LA TARA	91.900	105.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	21.14%	19.65%	18.92%
N° DE GOLPES:	15	24	36



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.90%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	L-P	FC-III
PESO DE LA TARA	87.00	88.00
PESO DE LA TARA + A.H	89.35	90.25
PESO DE LA TARA + A.S	89.00	89.92
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.50%	17.19%
LIMITE PLASTICO (%)	17.34%	

L.P =	17.34%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.56%
--------------	--------------

D10	0.08210
D30	0.18412
D60	0.29528
Cu	3.59648
Cz	1.39832

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 7.00-8.00m

HUMEDAD

TARA N°	SG.03
PESO DE LA TARA	95.30 gr
PESO DE LA TARA + A.H	372.40 gr
PESO DE LA TARA + A.S	350.00 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	8.79%

GRANULOMETRIA

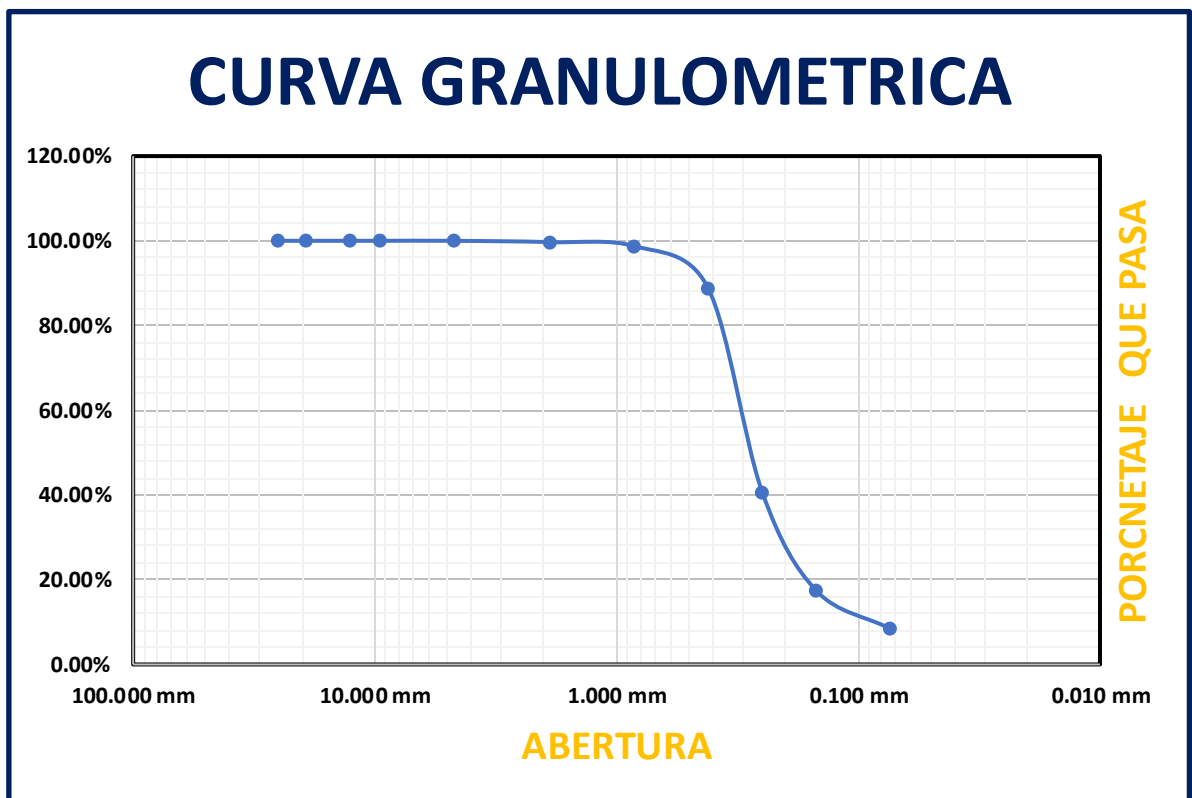
PESO TOTAL DE LA MUESTRA 1000.00

gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.000%	100.00%
2	0.00 gr	0.000%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.000%	100.00%
1	0.00 gr	0.000%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.000%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.000%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.000%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	91.51%
FINOS	8.49%

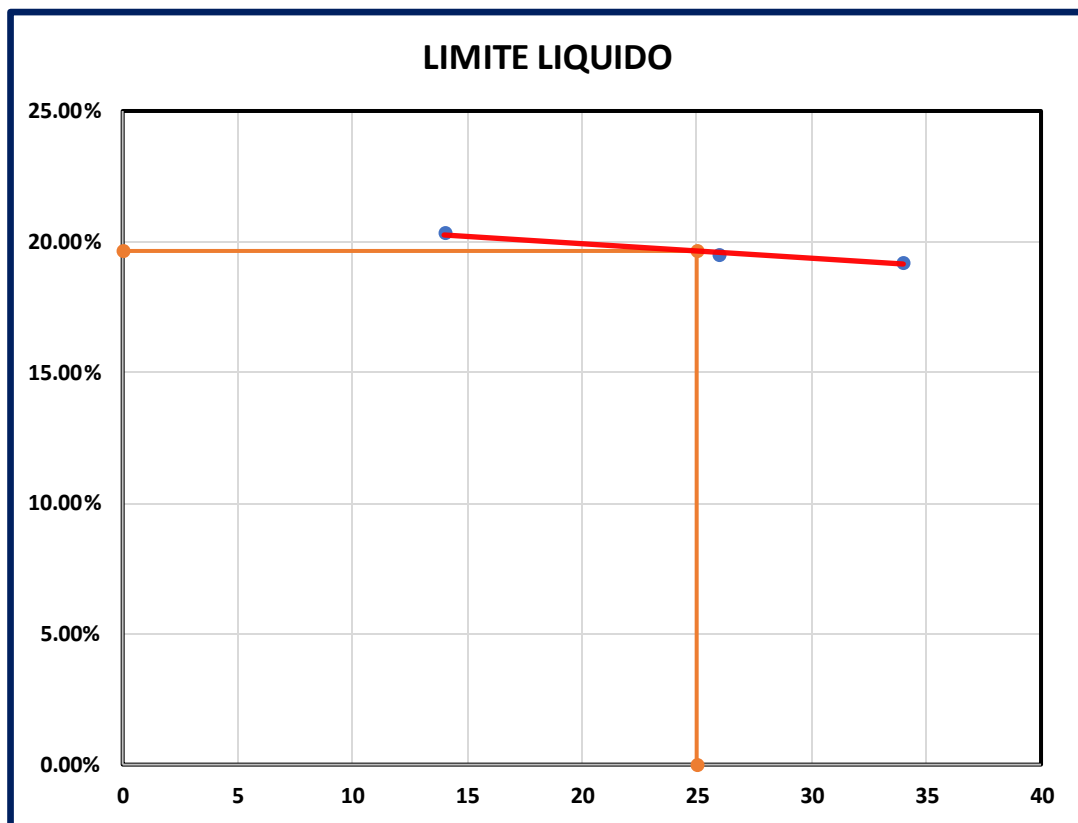
No. 4	0.00 gr	0.000%	100.00%	% PASA POR	
No. 10	3.10 gr	0.310%	99.69%	LA N°4>50%	
No. 20	9.72 gr	0.972%	98.72%	SUELO	
No. 40	96.58 gr	9.658%	89.06%	GRUESO	
No. 60	483.00 gr	48.300%	40.76%		
No. 100	233.72 gr	23.372%	17.39%		
No. 200	89.00 gr	8.900%	8.49%	5% < % PASA POR	
FONDO	84.88 gr	8.488%	0.00%	LAN°200 < 12%	ARENA
TOTAL	1000.00 gr	100.00%		TIPO DE	SP -
				SUELO	SM



LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	CANTERA N°2	SG#3	LP
PESO DE LA TARA + A.H	116.800	132.000	111.200
PESO DE LA TARA + A.S	111.400	126.000	107.300
PESO DE LA TARA	84.800	95.200	87.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.30%	19.48%	19.21%
N° DE GOLPES:	14	26	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.65%
-------	--------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	SG#3	NRM
PESO DE LA TARA	95.30	91.90
PESO DE LA TARA + A.H	97.75	93.43
PESO DE LA TARA + A.S	97.40	93.20
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	16.67%	17.69%
LIMITE PLASTICO (%)	17.18%	

L.P =	17.18%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.47%
--------------	--------------

D10	0.08334
D30	0.19700
D60	0.30739
Cu	3.68825
Cz	1.51487

CALICATA: C-1

PROFUNDIDAD: 8.00-9.00m

HUMEDAD

TARA N°	FC-III
PESO DE LA TARA	88.00 gr
PESO DE LA TARA + A.H	372.00 gr
PESO DE LA TARA + A.S	352.00 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	7.58%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA MUESTRA 1000.00

gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	90.47%
FINOS	9.53%

No. 4	0.00 gr	0.00%	100.00%
No. 10	0.00 gr	0.00%	100.00%
No. 20	8.00 gr	0.80%	99.20%
No. 40	38.44 gr	3.84%	95.36%
No. 60	486.77 gr	48.68%	46.68%
No. 100	254.10 gr	25.41%	21.27%
No. 200	117.42 gr	11.74%	9.53%
FONDO	95.27 gr	9.53%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

LA N°4>50%

SUELO

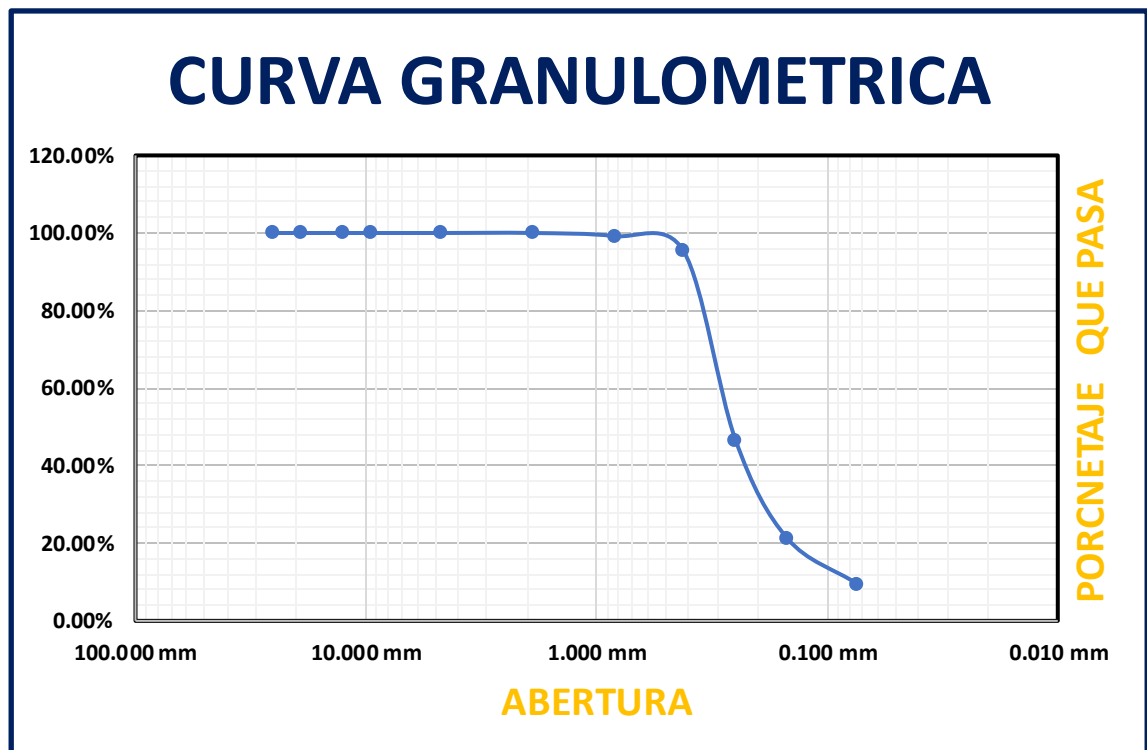
GRUESO

ARENA

5%<%PASA POR

LA N°200 <12%

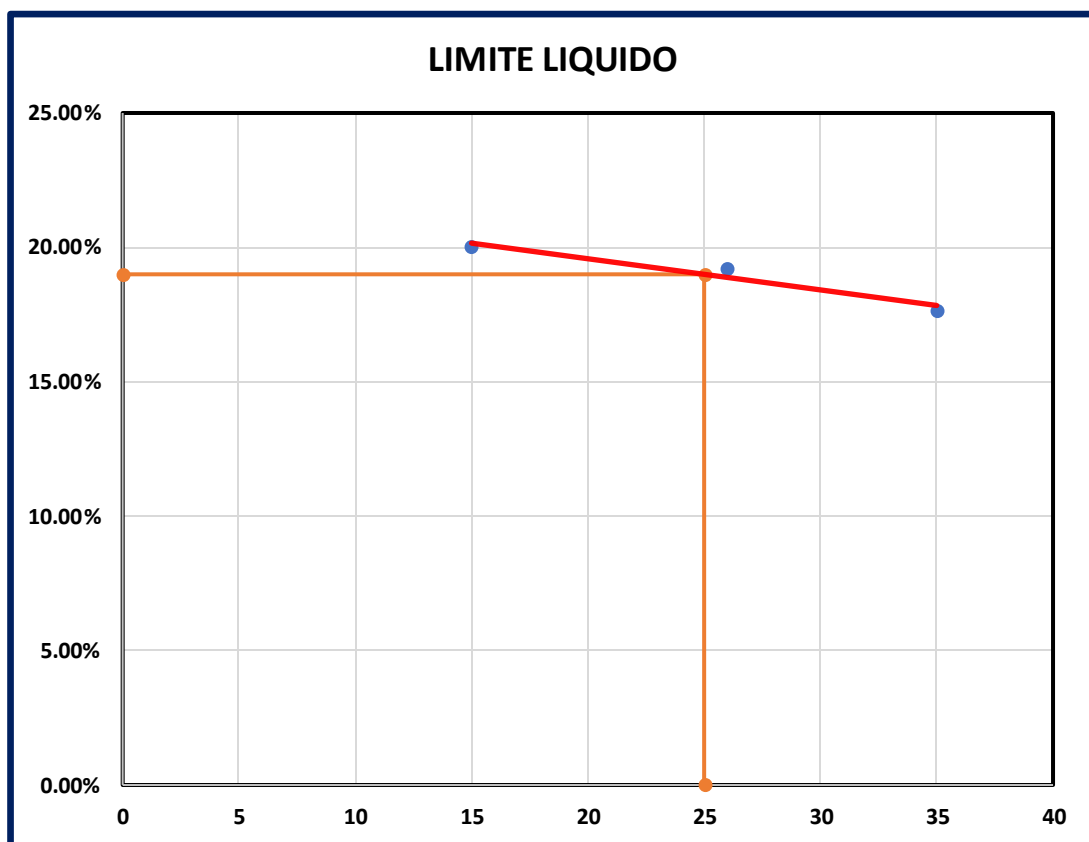
TIPO DE	
SUELO	SP - SM



LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	8	9	T-2
PESO DE LA TARA + A.H	59.300	57.400	89.400
PESO DE LA TARA + A.S	54.500	52.900	84.300
PESO DE LA TARA	30.500	29.500	55.400
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.00%	19.23%	17.65%
N° DE GOLPES:	15	26	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.00%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	CANTERA N°2	8
PESO DE LA TARA	84.80	30.40
PESO DE LA TARA + A.H	85.85	32.97
PESO DE LA TARA + A.S	85.70	32.60
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	16.67%	16.82%
LIMITE PLASTICO (%)	16.74%	

L.P =	16.74%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.26%
--------------	--------------

D10	0.07610
D30	0.17799
D60	0.28813
Cu	3.78608
Cz	1.44483

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 0.00-1.00m

HUMEDAD

TARA N°	1
PESO DE LA TARA	43.00 gr
PESO DE LA TARA + A.H	120.50 gr
PESO DE LA TARA + A.S	117.90 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	3.47%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	92.40 gr	9.24%	90.76%
1/2"	13.21 gr	1.32%	89.44%
3/8"	15.62 gr	1.56%	87.88%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	2.23%
ARENA	70.22%
FINOS	27.55%

No. 4	22.30 gr	2.23%	85.65%
No. 10	33.60 gr	3.36%	82.29%
No. 20	30.37 gr	3.04%	79.25%
No. 40	90.50 gr	9.05%	70.20%
No. 60	238.30 gr	23.83%	46.37%
No. 100	142.50 gr	14.25%	32.12%
No. 200	45.70 gr	4.57%	27.55%
FONDO	275.50 gr	27.55%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR LA N°4 > 50%

SUELO

GRUESO

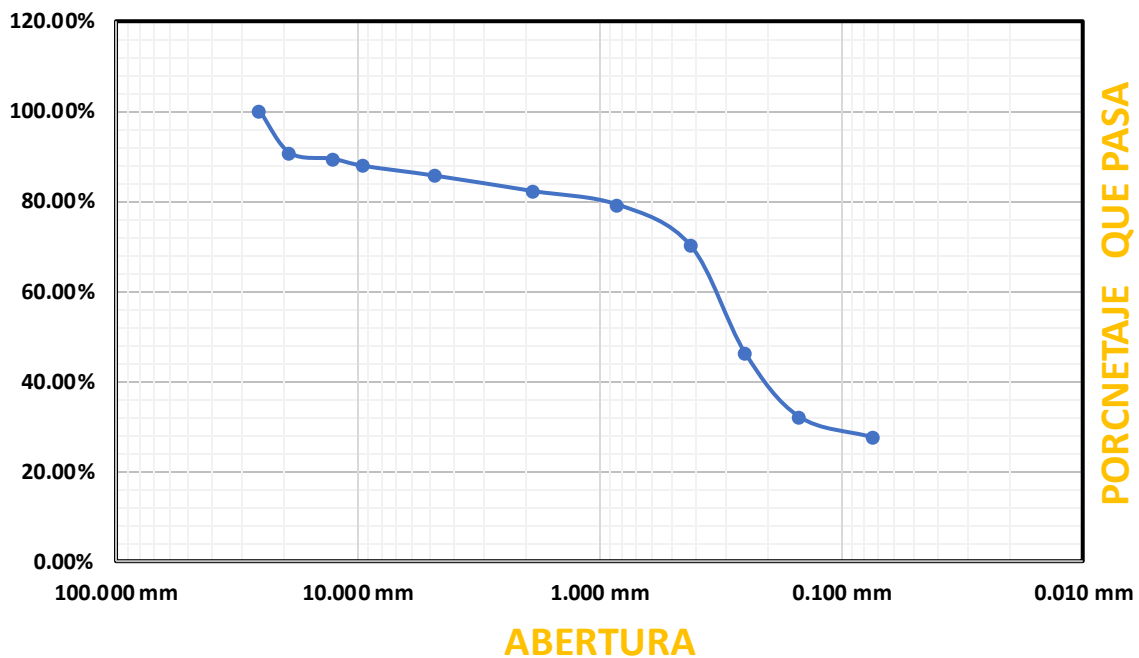
% PASA POR LA N°200 > 12%

ARENA

TIPO DE SUELO

SM

CURVA GRANULOMETRICA

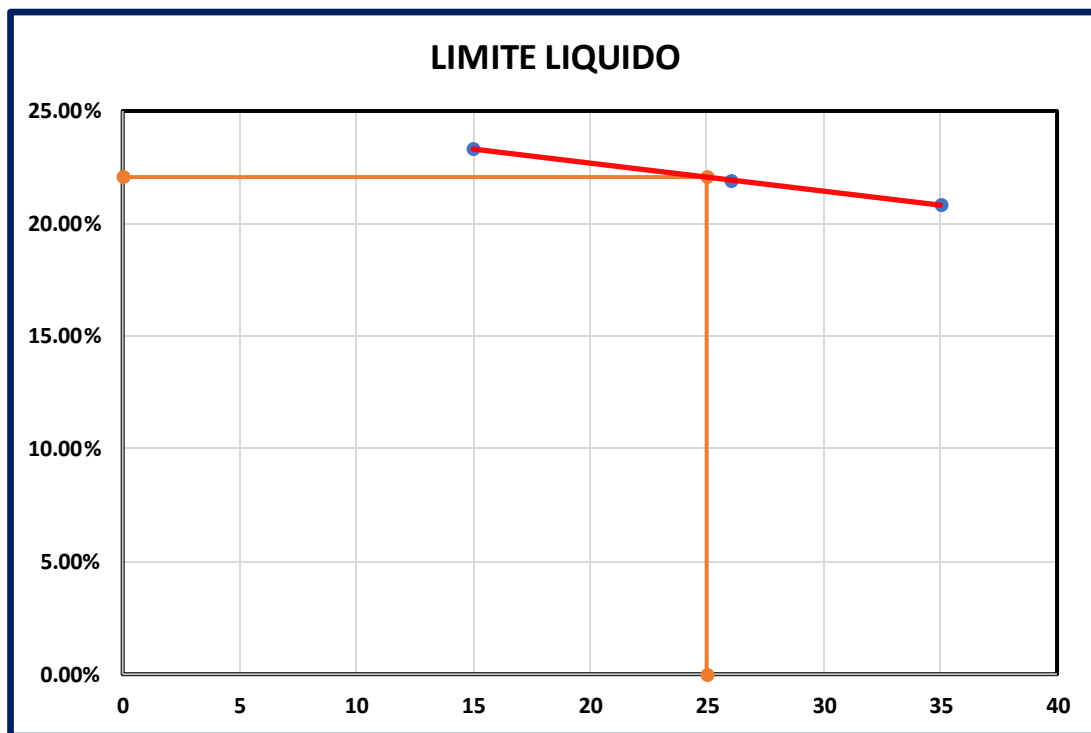


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	A	B	C
PESO DE LA TARA + A.H	116.200	125.600	114.600
PESO DE LA TARA + A.S	110.300	119.200	110.100
PESO DE LA TARA	85.000	90.000	88.500
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	23.32%	21.92%	20.83%
N° DE GOLPES:	15	26	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	22.07%
-------	--------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	A	B
PESO DE LA TARA	85.00	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	87.63	93.21
PESO DE LA TARA + A.S	87.20	92.71
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	19.55%	18.45%
LIMITE PLASTICO (%)	19.00%	

L.P =	19.00%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	3.07%
--------------	--------------

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD:1.00-2.00m

HUMEDAD

TARA N°	2
PESO DE LA TARA	43.20 gr
PESO DE LA TARA + A.H	118.30 gr
PESO DE LA TARA + A.S	116.00 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	3.16%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA

MUESTRA 1000.00 gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	60.20 gr	6.02%	93.98%
1/2"	15.20 gr	1.52%	92.46%
3/8"	20.50 gr	2.05%	90.41%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	1.84%
ARENA	65.12%
FINOS	33.04%

No. 4	18.44 gr	1.84%	88.57%
No. 10	23.80 gr	2.38%	86.19%
No. 20	26.70 gr	2.67%	83.52%
No. 40	84.80 gr	8.48%	75.04%
No. 60	280.90 gr	28.09%	46.95%
No. 100	99.36 gr	9.94%	37.01%
No. 200	39.70 gr	3.97%	33.04%
FONDO	330.40 gr	33.04%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR LA N°4 > 50%

SUELO

GRUESO

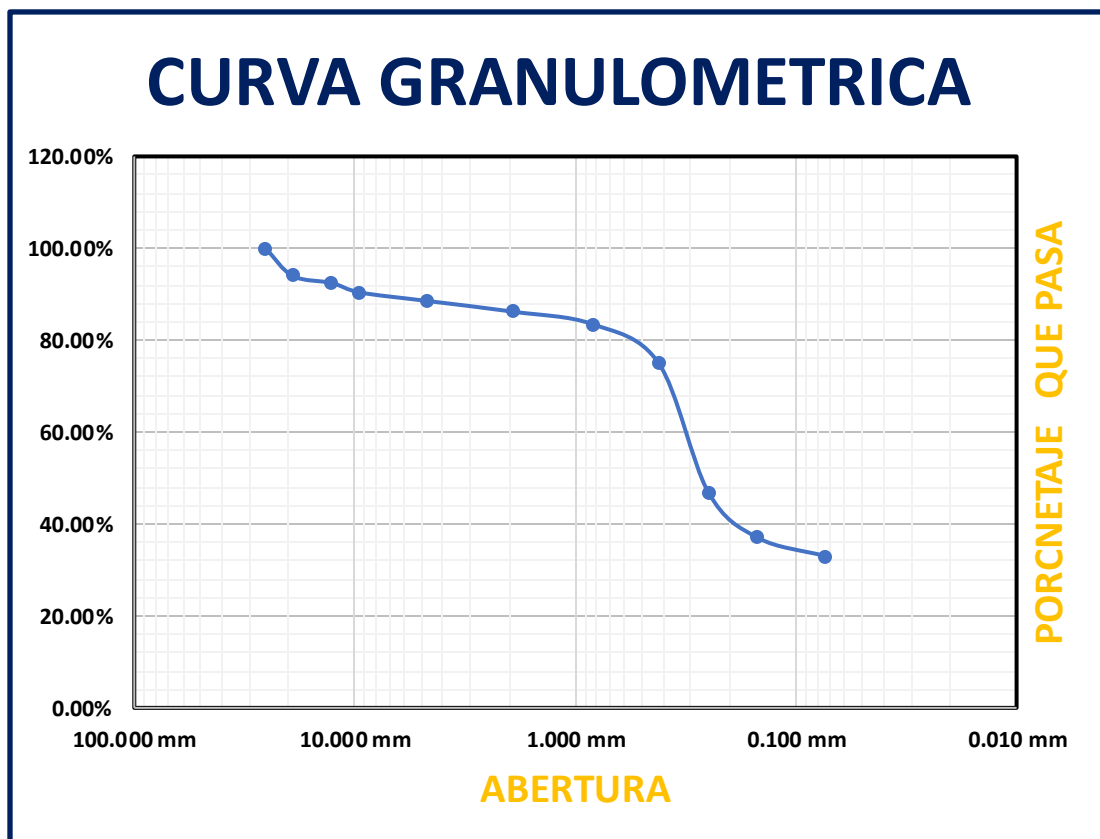
% PASA POR LA N°200 >

12%

ARENA

TIPO DE SUELO

SM

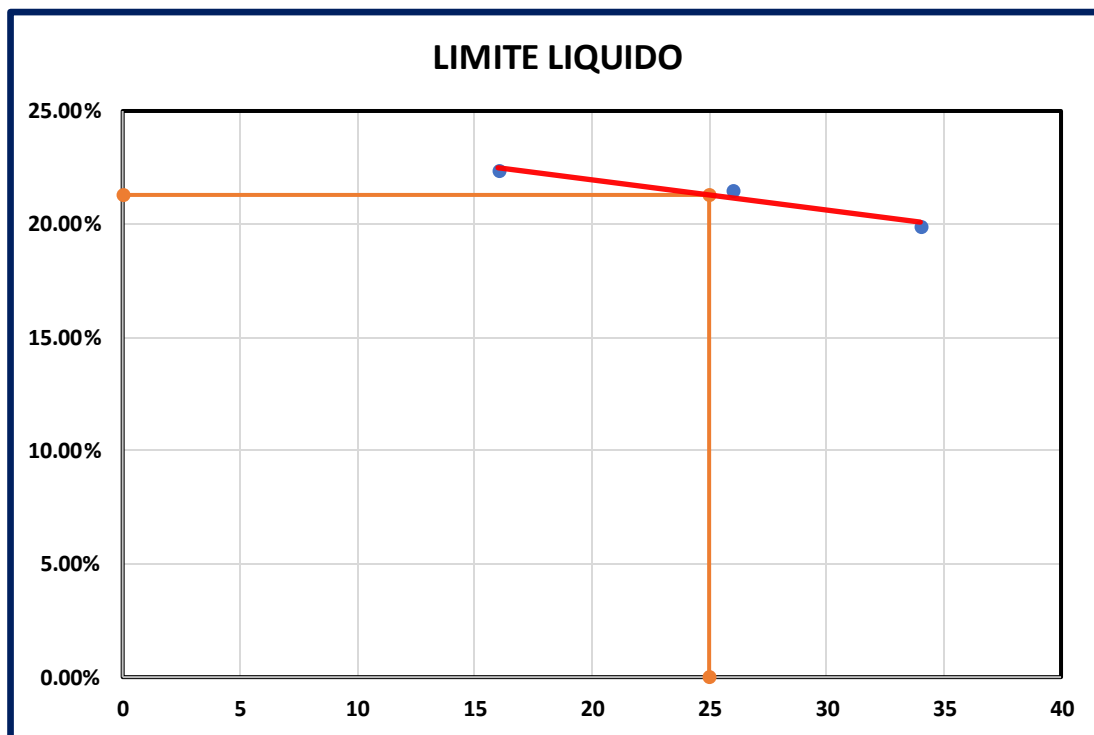


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	D	E	F
PESO DE LA TARA + A.H	121.200	128.400	117.500
PESO DE LA TARA + A.S	115.500	121.700	112.600
PESO DE LA TARA	90.000	90.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	22.35%	21.47%	19.92%
N° DE GOLPES:	16	26	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L. =	21.29%
--------	--------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	C	D
PESO DE LA TARA	88.50	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	91.10	92.50
PESO DE LA TARA + A.S	90.70	92.11
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	18.18%	18.48%
LIMITE PLASTICO (%)	18.33%	

L.P =	18.33%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.96%
--------------	--------------

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 2.00-3.00m

HUMEDAD

TARA N°	3
PESO DE LA TARA	43.20 gr
PESO DE LA TARA + A.H	128.30 gr
PESO DE LA TARA + A.S	119.10 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	12.12%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	22.08 gr	2.21%	97.79%
1/2"	16.20 gr	1.62%	96.17%
3/8"	9.42 gr	0.94%	95.23%

4.16

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.88%
ARENA	71.11%
FINOS	28.01%

No. 4	8.83 gr	0.88%	94.35%
No. 10	14.72 gr	1.47%	92.88%
No. 20	57.42 gr	5.74%	87.14%
No. 40	148.85 gr	14.89%	72.25%
No. 60	232.63 gr	23.26%	48.99%
No. 100	166.37 gr	16.64%	32.35%
No. 200	43.43 gr	4.34%	28.01%
FONDO	280.04 gr	28.00%	0.01%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

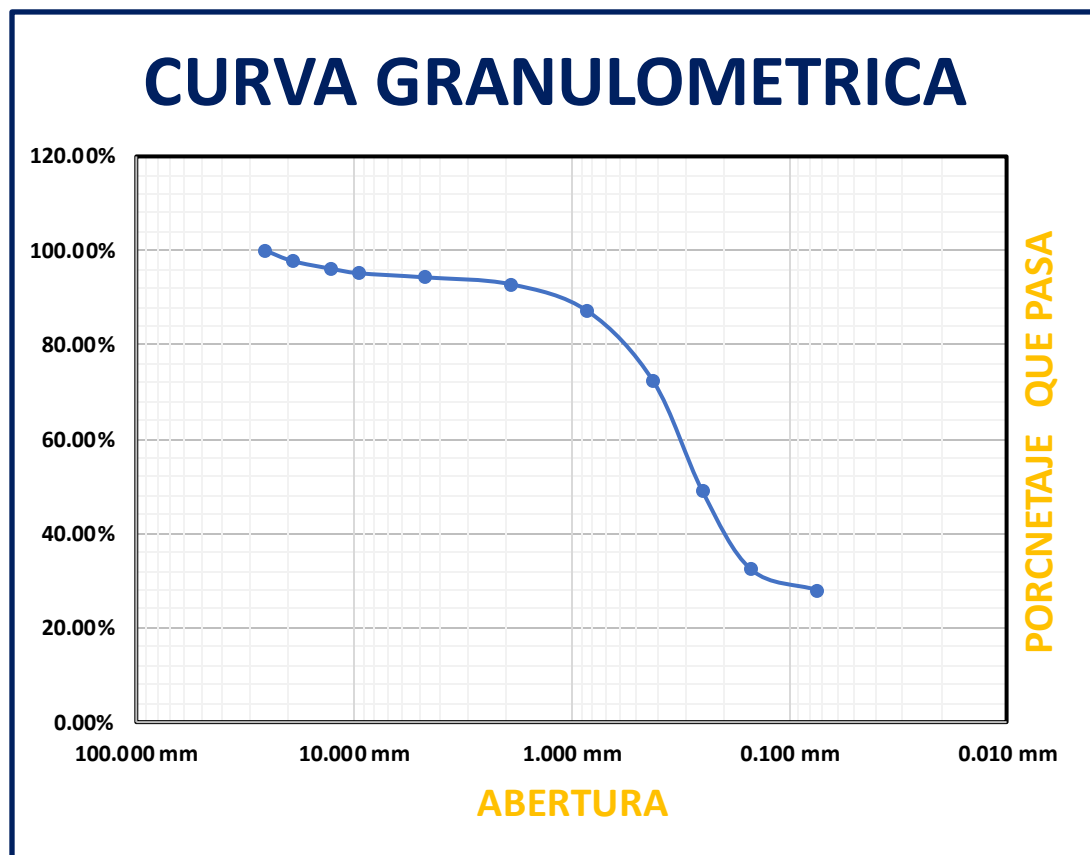
% PASA POR LA N°4 > 50%

SUELO GRUESO

% PASA POR LA N°200 > 12%

ARENA

TIPO DE SUELO	SM
----------------------	-----------

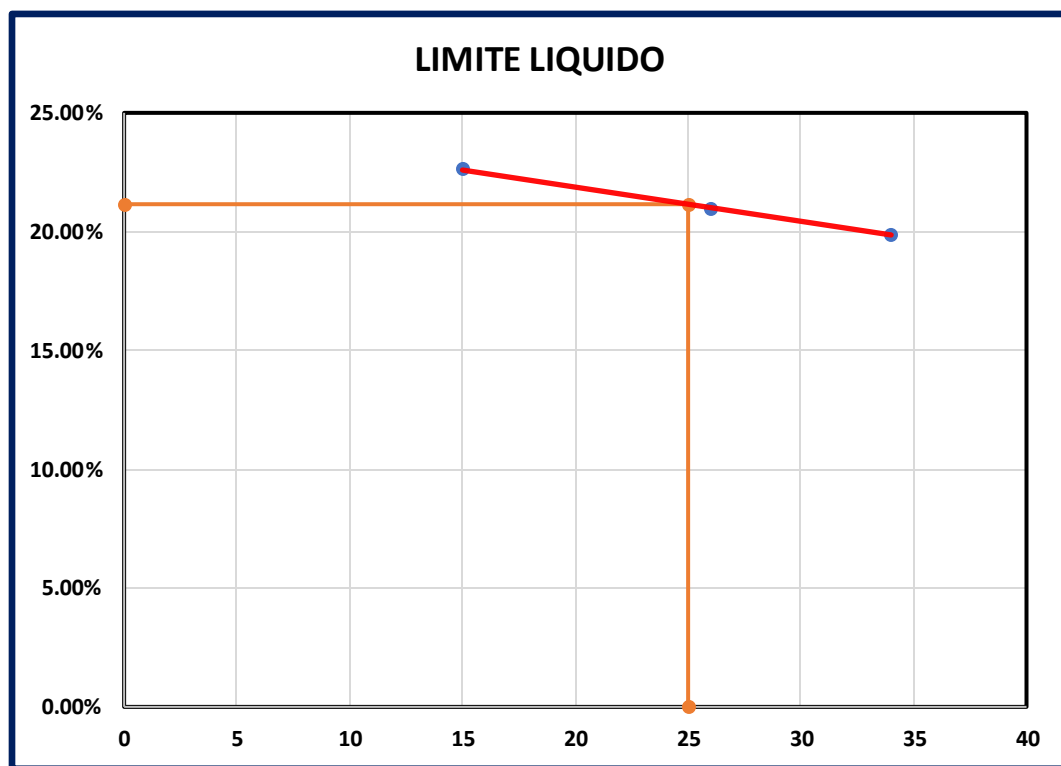


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	G	H	I
PESO DE LA TARA + A.H	118.700	137.800	108.500
PESO DE LA TARA + A.S	113.500	132.200	105.100
PESO DE LA TARA	90.500	105.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	22.61%	20.97%	19.88%
N° DE GOLPES:	15	26	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	21.16%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	E	F
PESO DE LA TARA	90.500	88.000
PESO DE LA TARA + A.H	93.08	90.70
PESO DE LA TARA + A.S	92.68	90.28
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	18.35%	18.42%
LIMITE PLASTICO (%)	18.38%	

L.P =	18.38%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.78%
--------------	--------------

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 3.00-4.00m

HUMEDAD

TARA N°	4
PESO DE LA TARA	43.00 gr
PESO DE LA TARA + A.H	124.20 gr
PESO DE LA TARA + A.S	114.20 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	14.04%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	7.88 gr	0.79%	99.21%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	1.42%
ARENA	86.07%
FINOS	12.51%

No. 4	14.18 gr	1.42%	97.79%
No. 10	10.24 gr	1.02%	96.77%
No. 20	44.12 gr	4.41%	92.36%
No. 40	127.30 gr	12.73%	79.63%
No. 60	435.48 gr	43.55%	36.08%
No. 100	186.54 gr	18.65%	17.43%
No. 200	49.16 gr	4.92%	12.51%
FONDO	125.10 gr	12.51%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

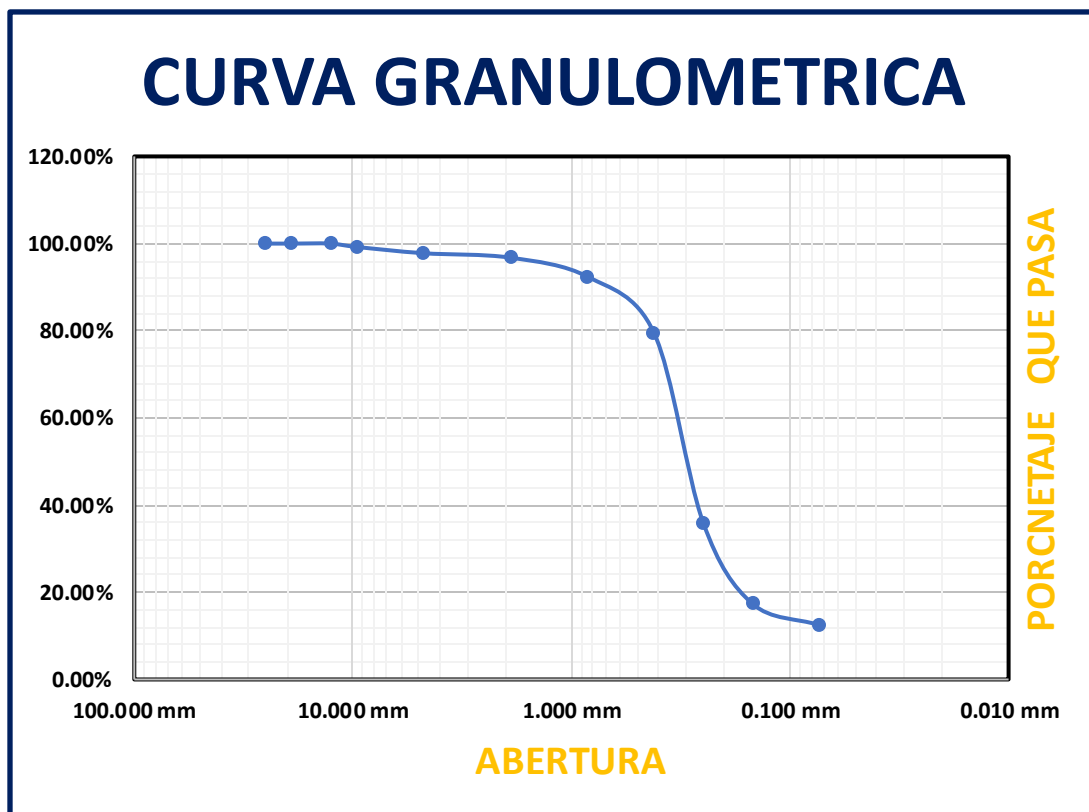
% PASA POR LA N°4 > 50%

SUELO GRUESO

% PASA POR LA N°200 > 12%

ARENA

TIPO DE SUELO	SM
----------------------	-----------

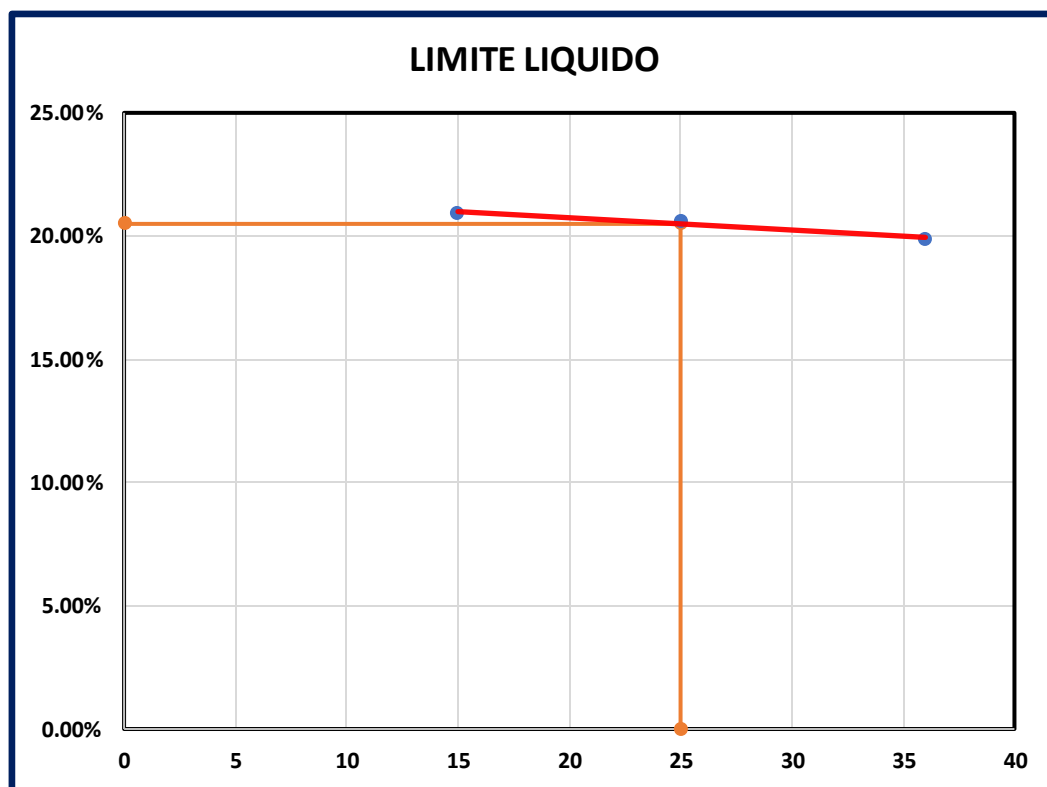


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	A	B	C
PESO DE LA TARA + A.H	115.600	131.600	114.400
PESO DE LA TARA + A.S	110.300	124.500	110.100
PESO DE LA TARA	85.000	90.000	88.500
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.95%	20.58%	19.91%
N° DE GOLPES:	15	25	36



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.50%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	A	B
PESO DE LA TARA	85.00	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	87.60	92.80
PESO DE LA TARA + A.S	87.21	92.37
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.65%	18.14%
LIMITE PLASTICO (%)	17.90%	

L.P =	17.90%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.60%
--------------	--------------

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 4.00-5.00m

HUMEDAD

TARA N°	5
PESO DE LA TARA	43.50 gr
PESO DE LA TARA + A.H	123.50 gr
PESO DE LA TARA + A.S	111.90 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	16.96%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA **gr**

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.48%
ARENA	90.31%
FINOS	9.21%

No. 4	4.78 gr	0.48%	99.52%
No. 10	7.65 gr	0.77%	98.75%
No. 20	13.07 gr	1.31%	97.44%
No. 40	63.93 gr	6.39%	91.05%
No. 60	303.73 gr	30.37%	60.68%
No. 100	326.21 gr	32.62%	28.06%
No. 200	188.46 gr	18.85%	9.21%
FONDO	92.16 gr	9.22%	-0.01%
TOTAL	1000.00 gr 100.00%		

% PASA POR

LANº4 > 50%

SUELO

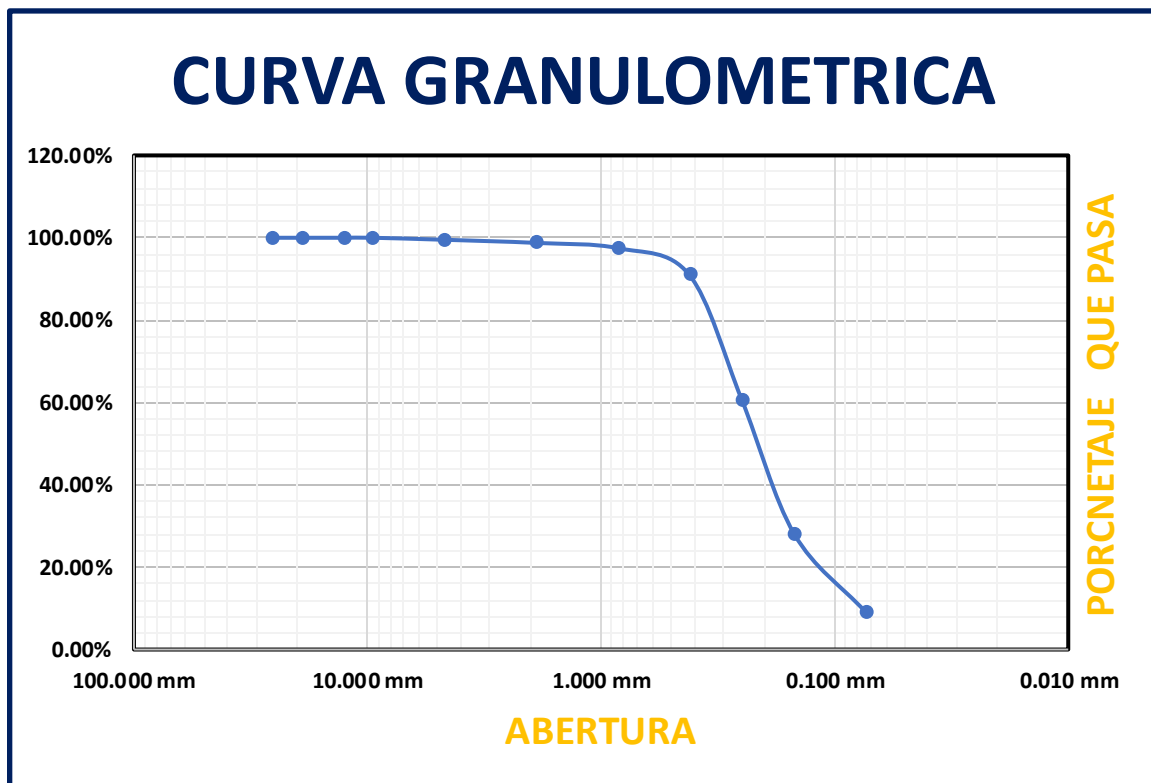
GRUESO

ARENA

5% < % PASA POR

LA N°200 < 12%

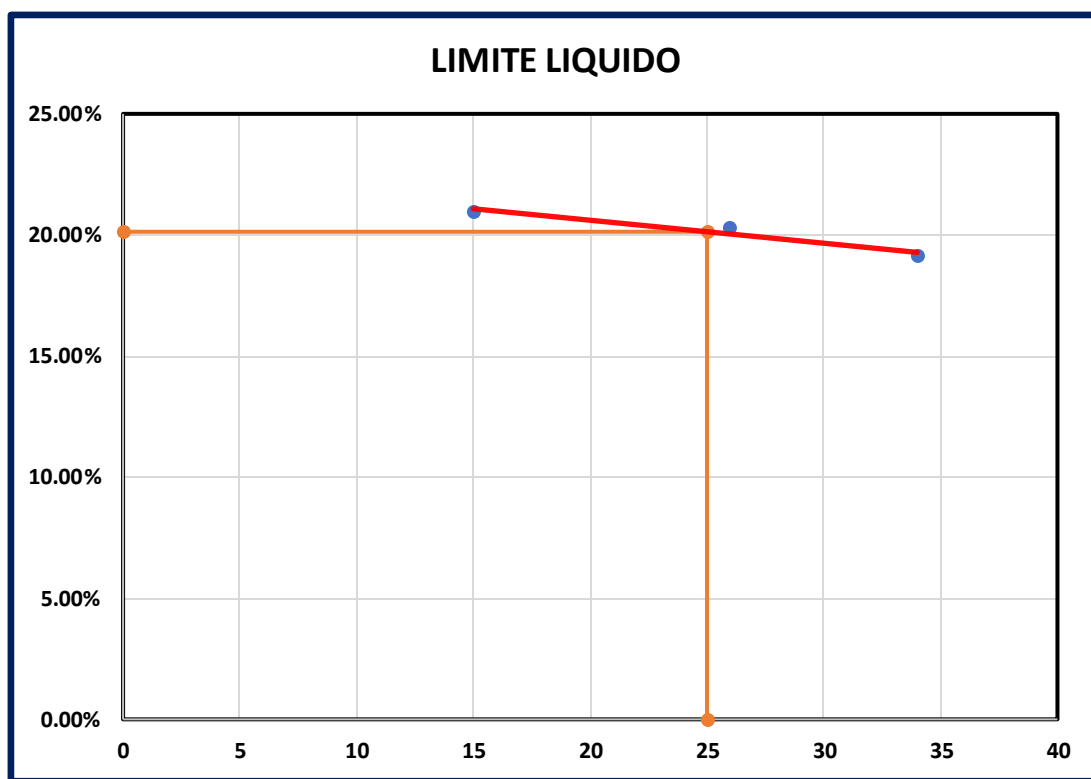
TIPO DE	SP -
SUELO	SM



LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	D	E	F
PESO DE LA TARA + A.H	125.200	128.400	112.300
PESO DE LA TARA + A.S	119.100	122.000	108.400
PESO DE LA TARA	90.000	90.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.96%	20.32%	19.12%
N° DE GOLPES:	15	26	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.13%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	C	D
PESO DE LA TARA	88.50	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	89.71	92.20
PESO DE LA TARA + A.S	89.53	91.87
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.48%	17.65%
LIMITE PLASTICO (%)	17.56%	

L.P =	17.56%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.57%
--------------	--------------

D10	0.07620
D30	0.15366
D60	0.24732
Cu	3.24552
Cz	1.25280

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 5.00-6.00m

HUMEDAD

TARA N°	6
PESO DE LA TARA	43.80 gr
PESO DE LA TARA + A.H	130.00 gr
PESO DE LA TARA + A.S	121.30 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	11.23%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
1 1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	92.50%
FINOS	7.50%

No. 4	0.00 gr	0.00%	100.00%
No. 10	13.60 gr	1.36%	98.64%
No. 20	22.89 gr	2.29%	96.35%
No. 40	115.88 gr	11.59%	84.76%
No. 60	448.78 gr	44.88%	39.88%
No. 100	208.87 gr	20.89%	18.99%
No. 200	114.92 gr	11.49%	7.50%
FONDO	75.06 gr	7.51%	-0.01%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR

LAN°4>50%

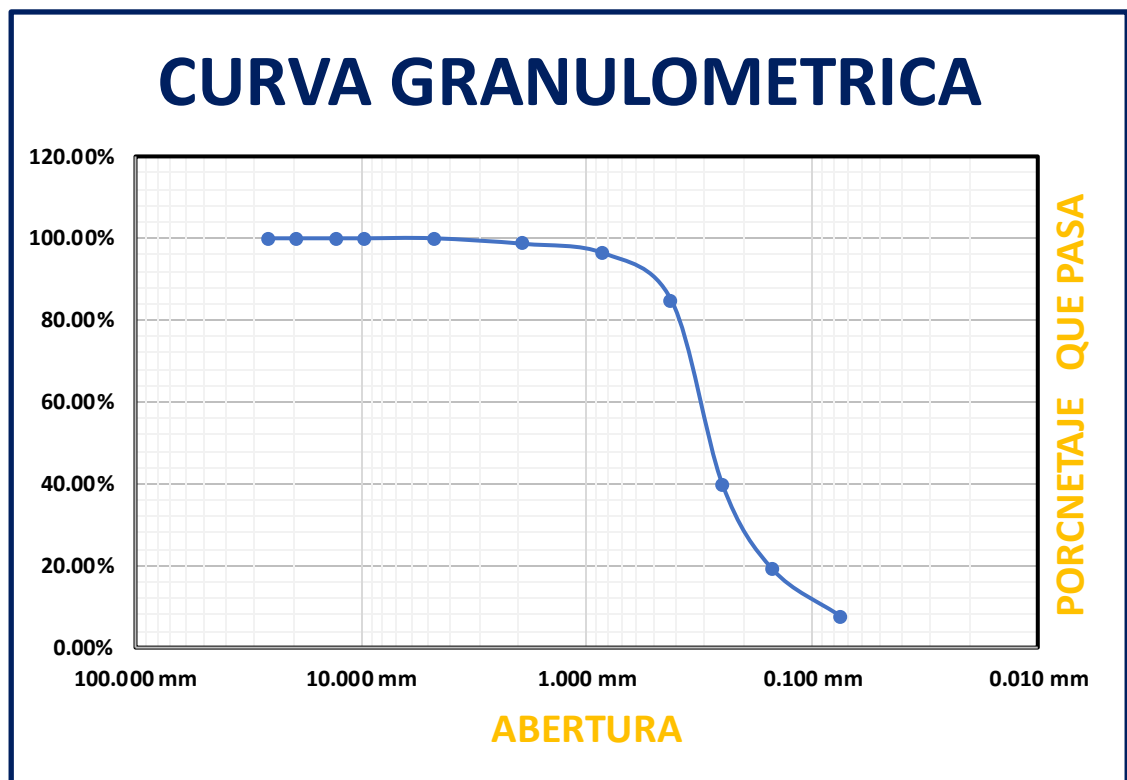
SUELO

GRUESO

5%< % PASA POR

N°200 <12% ARENA

TIPO DE	
SUELO	SP - SM

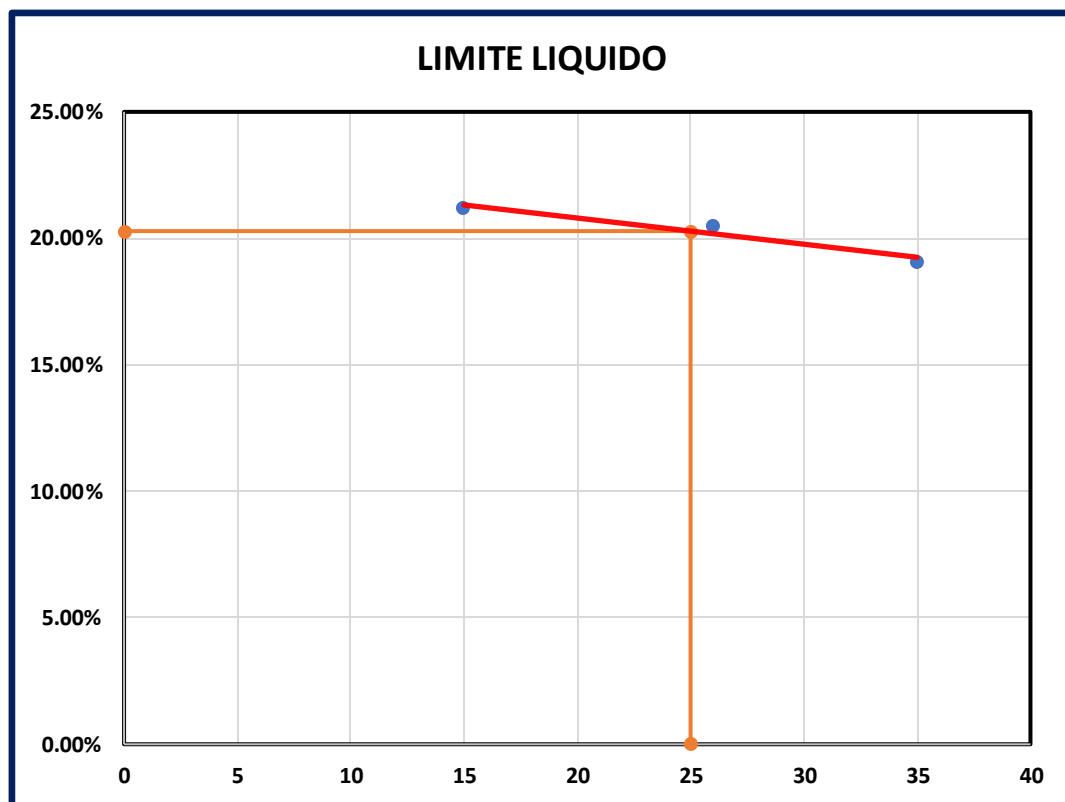


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	G	H	I
PESO DE LA TARA + A.H	129.400	140.200	119.200
PESO DE LA TARA + A.S	122.600	134.300	114.200
PESO DE LA TARA	90.500	105.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	21.18%	20.49%	19.08%
N° DE GOLPES:	15	26	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.29%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	E	F
PESO DE LA TARA	90.500	88.000
PESO DE LA TARA + A.H	92.81	90.11
PESO DE LA TARA + A.S	92.46	89.79
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.86%	17.88%
LIMITE PLASTICO (%)	17.87%	

L.P =	17.87%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.42%
--------------	--------------

D10	0.08617
D30	0.19572
D60	0.31546
Cu	3.66085
Cz	1.40919

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 6.00-7.00m

HUMEDAD

TARA N°	1
PESO DE LA TARA	43.00 gr
PESO DE LA TARA + A.H	150.30 gr
PESO DE LA TARA + A.S	142.80 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	7.52%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA gr

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	93.16%
FINOS	6.84%

No. 4	0.00 gr	0.00%	100.00%
No. 10	7.48 gr	0.75%	99.25%
No. 20	16.58 gr	1.66%	97.59%
No. 40	98.20 gr	9.82%	87.77%
No. 60	463.99 gr	46.40%	41.37%
No. 100	244.03 gr	24.40%	16.97%
No. 200	101.28 gr	10.13%	6.84%
FONDO	68.44 gr	6.84%	0.00%
TOTAL	1000.00 gr	100.00%	

% PASA POR LA

N°4 > 50%

SUELO

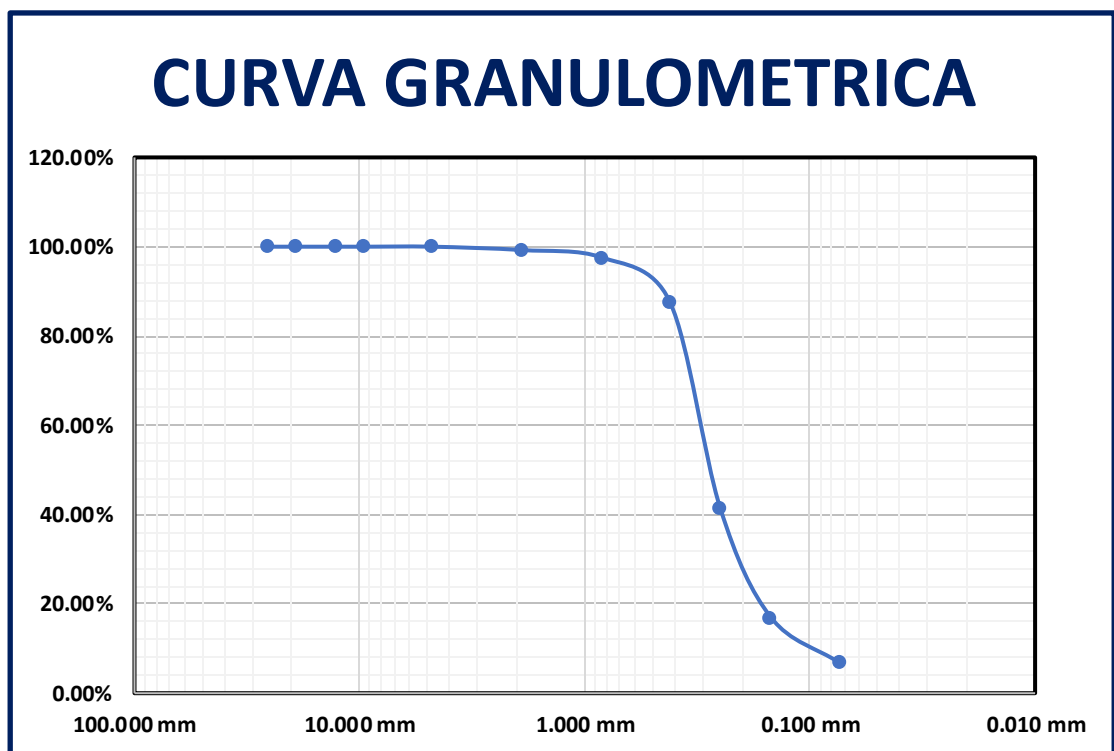
GRUESO

ARENA

5% < % PASA POR LA

N°200 < 12%

TIPO DE	SP -
SUELO	SM

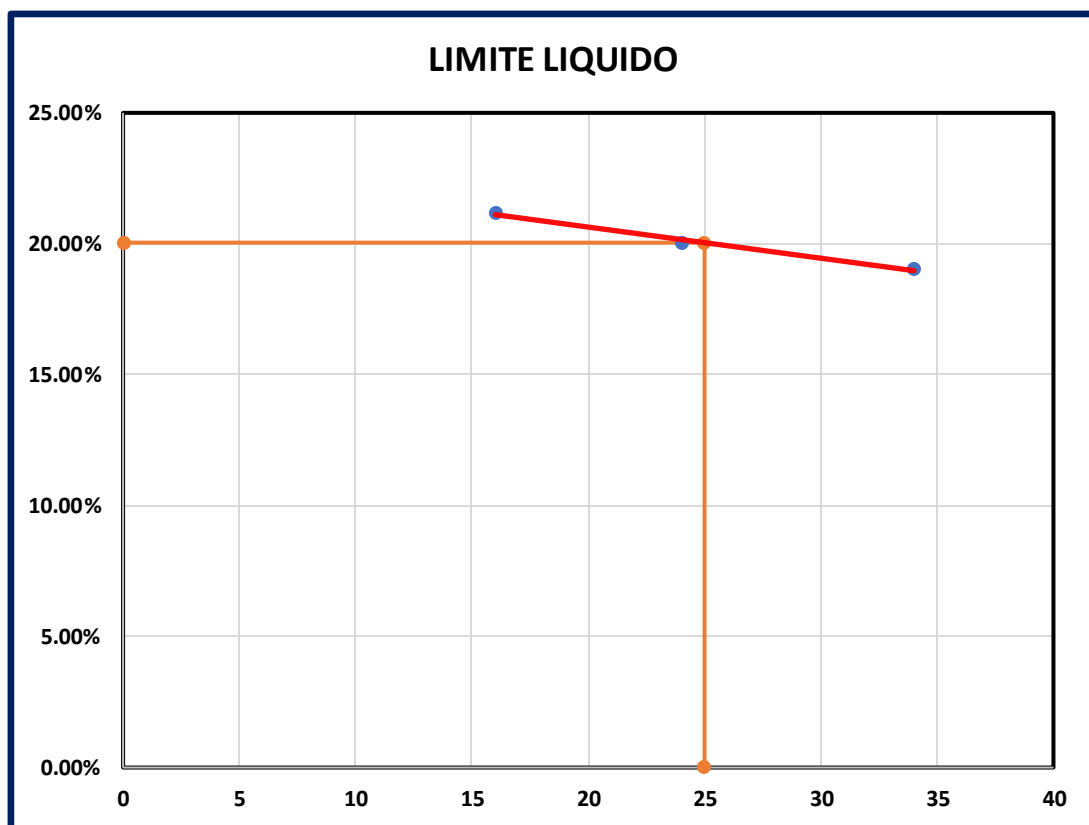


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	A	B	C
PESO DE LA TARA + A.H	130.200	144.500	115.400
PESO DE LA TARA + A.S	122.300	135.400	111.100
PESO DE LA TARA	85.000	90.000	88.500
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	21.18%	20.04%	19.03%
N° DE GOLPES:	16	24	34



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.04%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	A	B
PESO DE LA TARA	85.00	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	88.20	92.41
PESO DE LA TARA + A.S	87.72	92.05
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.65%	17.56%
LIMITE PLASTICO (%)	17.60%	

L.P =	17.60%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.44%
--------------	--------------

D10	0.09206
D30	0.19643
D60	0.30790
Cu	3.34468
Cz	1.36133

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 7.00-8.00m

HUMEDAD

TARA N°	2
PESO DE LA TARA	43.20 gr
PESO DE LA TARA + A.H	184.20 gr
PESO DE LA TARA + A.S	172.70 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	8.88%

GRANULOMETRIA

PESO TOTAL DE LA 1000.00

MUESTRA **gr**

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.000%	100.00%
2	0.00 gr	0.000%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.000%	100.00%
1	0.00 gr	0.000%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.000%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.000%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.000%	100.00%

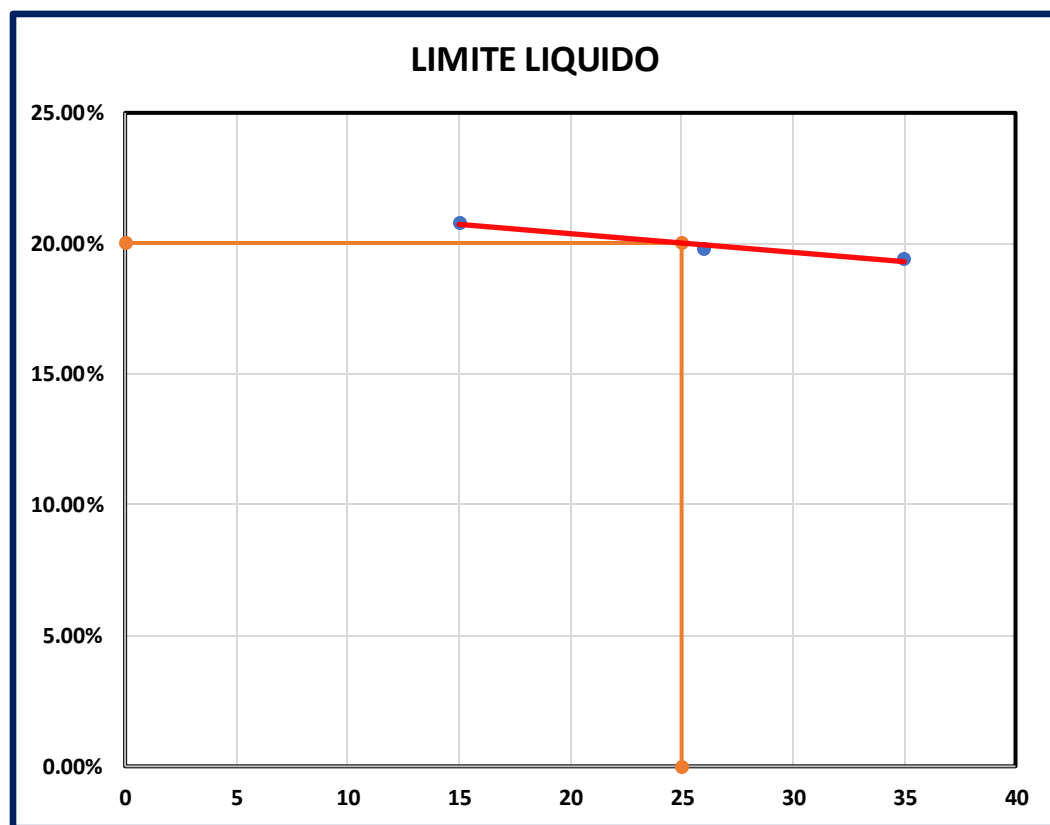
COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	93.92%
FINOS	6.08%

SM

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	D	E	F
PESO DE LA TARA + A.H	123.100	138.300	116.200
PESO DE LA TARA + A.S	117.400	130.400	111.620
PESO DE LA TARA	90.000	90.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.80%	19.80%	19.39%
N° DE GOLPES:	15	26	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	20.02%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	C	D
PESO DE LA TARA	88.50	90.00
PESO DE LA TARA + A.H	91.40	91.61
PESO DE LA TARA + A.S	90.98	91.36
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	16.94%	18.38%
LIMITE PLASTICO (%)	17.66%	

L.P =	17.66%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.36%
--------------	--------------

D10	0.10559
D30	0.20706
D60	0.31518
Cu	2.98486
Cz	1.28822

CALICATA: C-2

PROFUNDIDAD: 8.00-9.00m

①

TARA N°	3
PESO DE LA TARA	43.20 gr
PESO DE LA TARA + A.H	167.90 gr
PESO DE LA TARA + A.S	159.00 gr
HUMEDAD NATURAL (%)	7.69%

GRANULOMETRIA

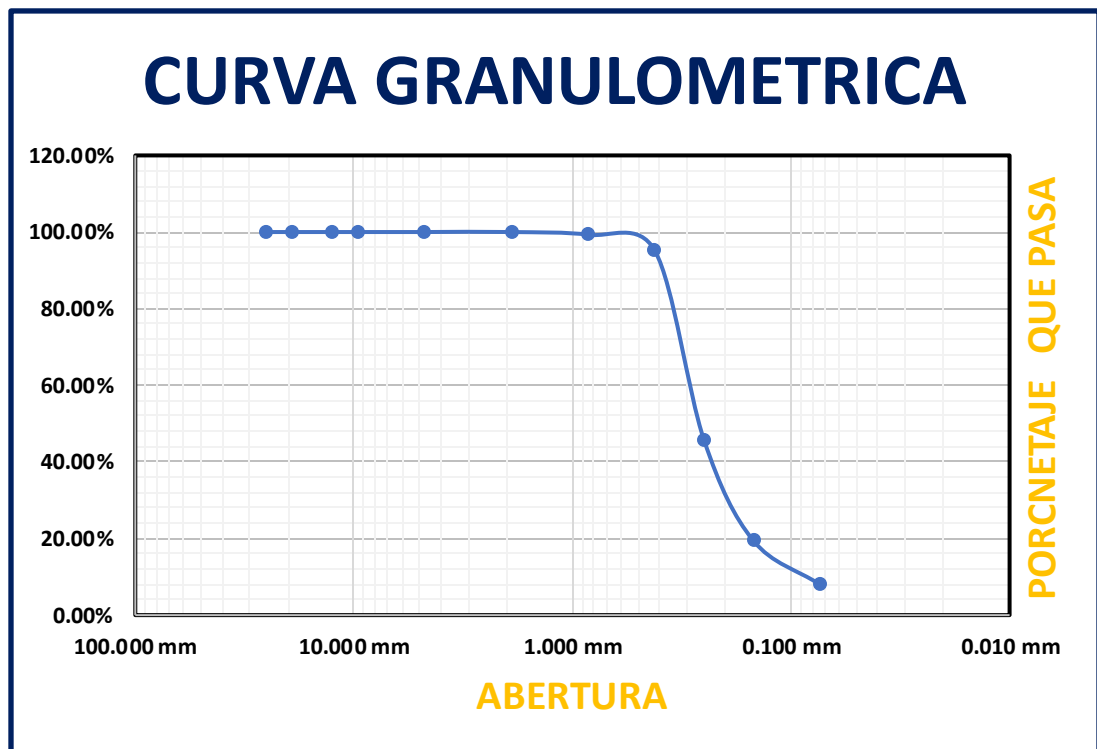
PESO TOTAL DE LA	1000.00
-------------------------	----------------

MUESTRA **gr**

Tamaño Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido	% Pasa
3"	0.00 gr	0.00%	100.00%
2	0.00 gr	0.00%	100.00%
11/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/4"	0.00 gr	0.00%	100.00%
1/2"	0.00 gr	0.00%	100.00%
3/8"	0.00 gr	0.00%	100.00%

COMPOSICION DEL SUELO	
GRAVA	0.00%
ARENA	91.95%
FINOS	8.05%

No. 4	0.00 gr	0.00%	100.00%	% PASA POR	
No. 10	0.00 gr	0.00%	100.00%	LA N°4 >50%	
No. 20	7.43 gr	0.74%	99.26%	SUELO	
No. 40	41.03 gr	4.10%	95.16%	GRUESO	
No. 60	494.75 gr	49.48%	45.68%		
No. 100	261.83 gr	26.18%	19.50%	ARENA	
No. 200	114.52 gr	11.45%	8.05%	5% < % PASA	
FONDO	80.44 gr	8.04%	0.01%	POR N°200 <12%	
TOTAL	1000.00	100.00%		TIPO DE	SP -
	SUELO			SM	

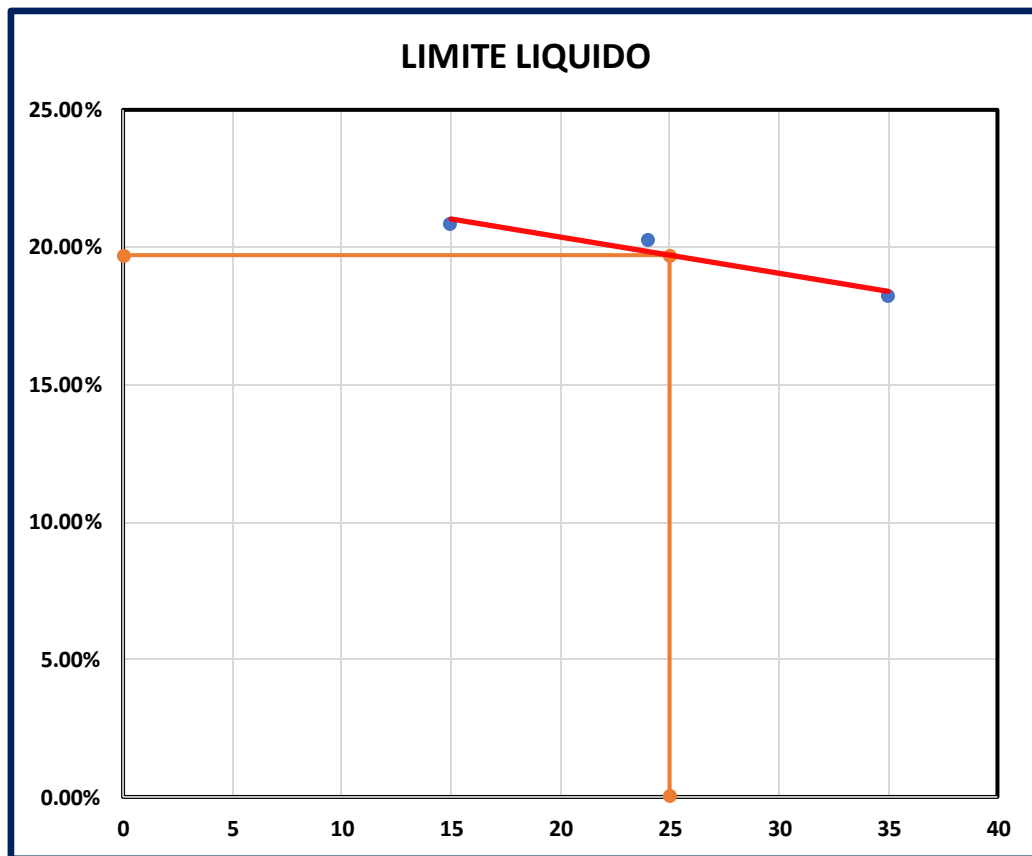


FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

N° TARA	G	H	I
PESO DE LA TARA + A.H	114.300	135.200	118.500
PESO DE LA TARA + A.S	110.200	130.200	113.800
PESO DE LA TARA	90.500	105.500	88.000
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.81%	20.24%	18.22%
N° DE GOLPES:	15	24	35



FUENTE: ESTUDIO DE SUELOS – ELABORACION PROPIA

L.L =	19.71%
--------------	---------------

LIMITE PLASTICO

N° TARA	E	F
PESO DE LA TARA	90.50	88.00
PESO DE LA TARA + A.H	91.43	91.21
PESO DE LA TARA + A.S	91.29	90.74
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	17.72%	17.15%
LIMITE PLASTICO (%)	17.44%	

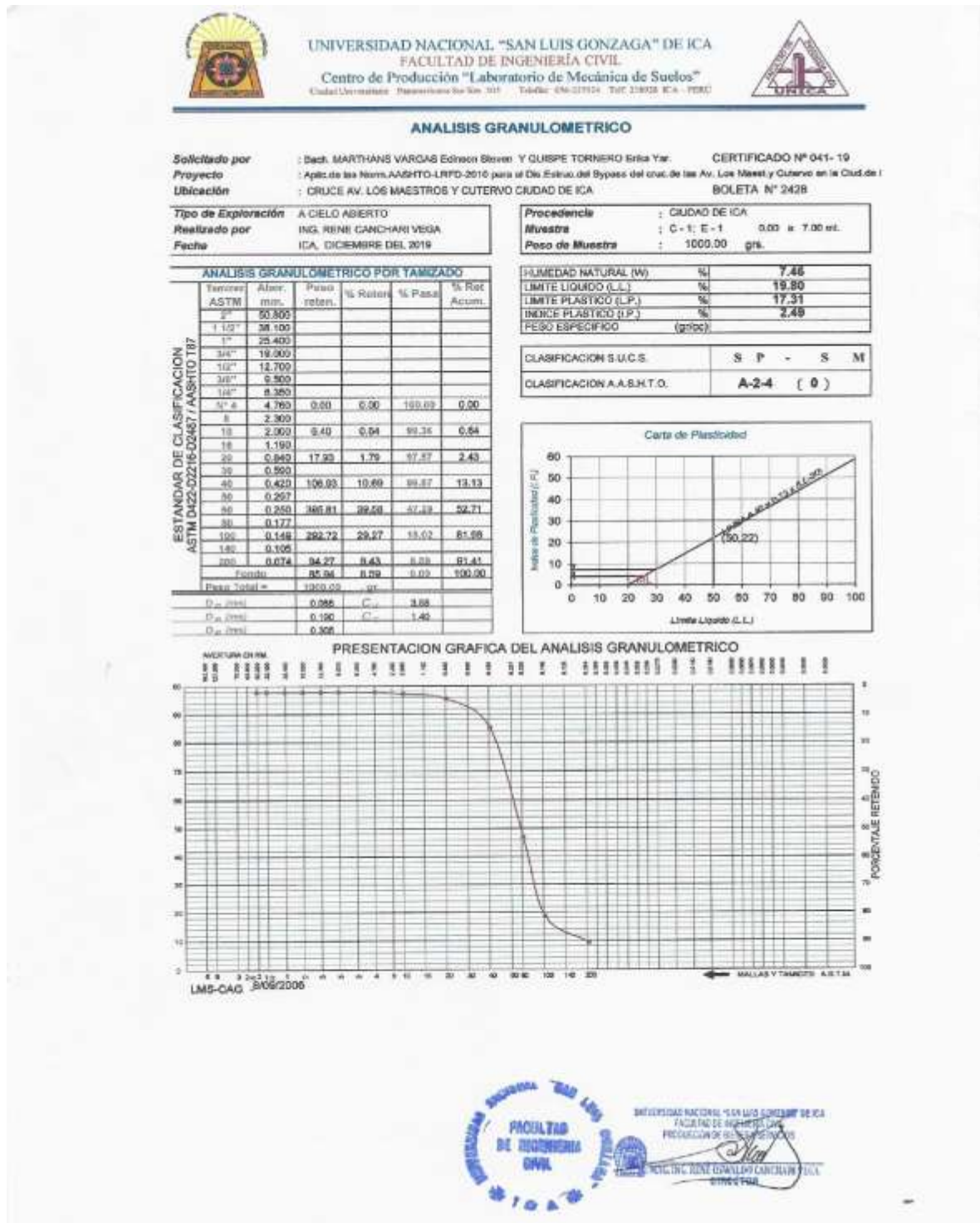
L.P =	17.44%
--------------	---------------

INDICE PLASTICO

I.P =	2.27%
--------------	--------------

D10	0.08337
D30	0.18337
D60	0.29050
Cu	3.48458
Cz	1.38839

ENSAYO REALIZADOS EN EL LABORATORIO DE SUELOS FIC-UNICA



Fuente: estudio de suelos-elaboración propia



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : Ing. MARTHA VARGAS Edinson Steven Y GUISPE TORNERO Erika Yar
Proyecto : Aplo de las Normas AASHTO-LRPD-2010 para el Dis. Estruc. del Bypass del cruce de las Av. Los Maestros y Cutervo en la Ciudad de I
Ubicación : CRUCE AV. LOS MAESTROS Y CUTERVO CIUDAD DE ICA

CERTIFICADO N° 041-A-19

BOLETA N° 2428

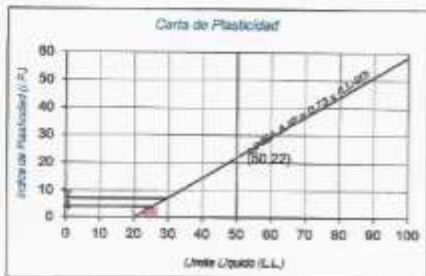
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHANI VEGA
Fecha : ICA, DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C-2, E-2 7.00 a 9.00 ml
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Abert. mm.	Peso retent.	% Retent.	% Pasó	% Ret. Acum.
6"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	8.10	0.81	99.19	0.81
15	1.180				
20	0.840	9.72	0.97	99.03	1.78
25	0.600				
40	0.420	96.98	9.69	90.31	10.47
60	0.250	493.00	49.30	50.70	59.77
80	0.175				
100	0.150	239.72	23.97	76.03	83.74
140	0.105				
200	0.075	88.00	8.80	91.20	92.54
Pondero		88.88	8.88		
Peso Total		1000.00			
C _u (D ₆₀)		0.067	C _u	1.58	
C _u (D ₁₀₀)		0.254	C _u	1.63	
C _u (D ₂₀₀)		0.318			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	8.79
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	18.80
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	17.30
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	1.50
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S P - S M
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PRODUCCIÓN DE DOCUMENTOS
ING. RENE CANCHANI VEGA
DIRECTOR



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : Sr. MARTHA VARGAS Edison Steven Y GURPE TORRES Erika Yar. CERTIFICADO Nº 041-B-19
Proyecto : Aplic. de las Normas AASHTO-LRFD-2010 para el Diseño Estructural del Sistema del cruce de las Av. Los Mestizos y Cutervo en la Ciudad de Ica.
Ubicación : CRUCE AV. LOS MAESTROS Y CUTERVO CIUDAD DE ICA. BOLETA Nº 2428

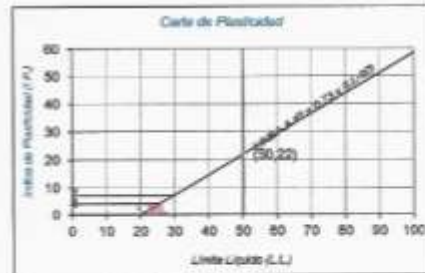
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE GANCHARI VEGA
Fecha : ICA, DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C-3; E-23 8.00 a 8.30 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamizal ASTM	Abert. mm.	Peso retent.	% Retent.	% Pasal.	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.500				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
Nº 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.360				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
15	1.180				
20	0.840	8.00	0.80	99.20	0.80
30	0.600				
40	0.420	36.64	3.66	95.34	4.46
50	0.300	496.77	49.68	45.32	54.32
60	0.250				
100	0.150	254.10	25.41	21.27	79.73
150	0.100				
200	0.075	117.42	11.74	9.53	90.47
Fineses		95.27	9.53	9.53	90.47
Peso Total =		1000.00			
D ₁₅ (mm)		0.375	C _u	3.80	
D ₃₀ (mm)		0.150	C _u	1.48	
D ₆₀ (mm)		0.250			

HUMEDAD NATURAL (w)	%	7.58
LÍMITE LÍQUIDO (LL)	%	18.10
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	%	16.74
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	%	2.36
PESO ESPECÍFICO (gr/cc)		

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S P - S M
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)

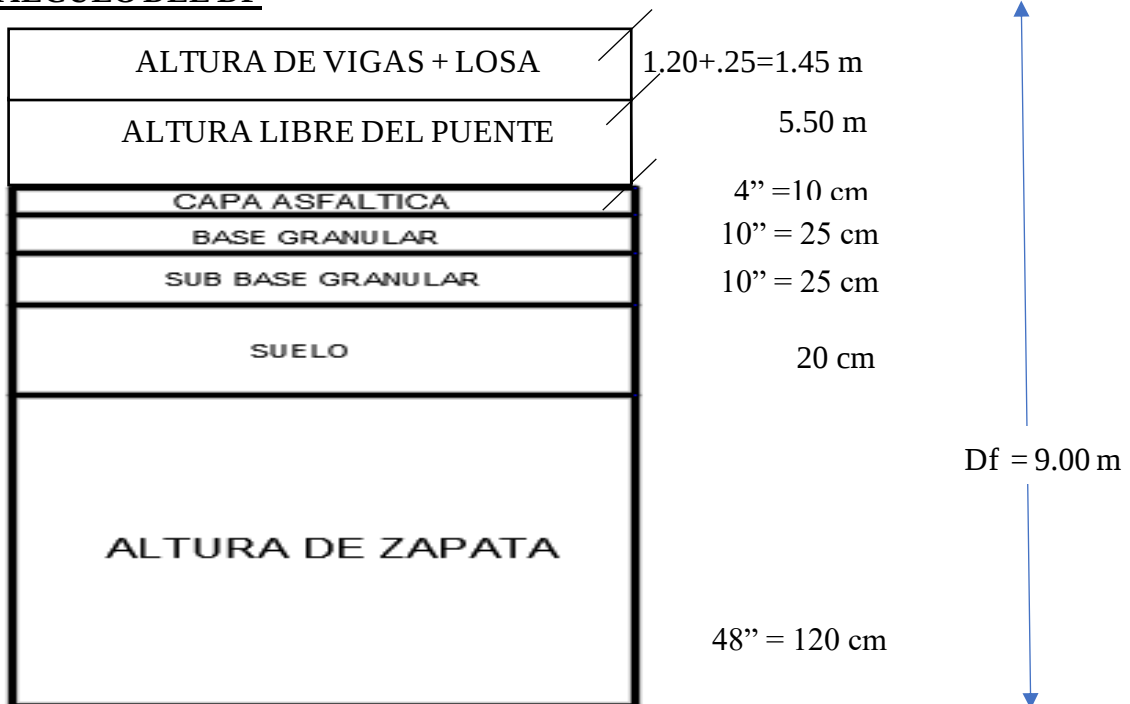


UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
DIRECTOR

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO: RESULTADOS OBTENIDOS

B=	5
L=	6.5
Df=	9

CALCULO DEL DF



FUENTE: ELABORACION PROPIA

Las alturas o espesores de la capa asfáltica, base granular y sub base granular, fueron tomados en cuenta en conformidad con los espesores mínimos que manda el MTC de la mano con el estudio de tráfico realizado. En cuanto a la altura losa, vigas, altura libre de puente y de cimentación de zapata, fue calculada mediante el predimensionamiento de la estructura; cuyo valor se encuentra en el cálculo estructural, con estas alturas calculamos nuestra cota de fundación = $2+5.5+1.2+0.25+0.05=9.00$ m , cuya medida fue validada con el correcto comportamiento de la estructura en el diseño de la misma.

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

MEDIANTE TERZAGHI:

c=	0.29		γ_1 =	1.82 ton/m ³		N _q =	5.884
Ø=	27.5		γ_2 =	1.82 ton/m ³		B=	5
N _c =	14.056		D _f =	9		N _y =	4.7794

VALORES CORREGIDOS

c`=	1.93 TON/m ²
Ø`=	19.14
N` _c =	14.056

N` _q =	5.884
N` _y =	4.7794

SEGÚN TABLAS DE FACTOR DE CARGAS:

Ø`	N _c	N _q	N _y
19	13.93	5.8	4.68
19.14	X	Y	Z
20	14.83	6.4	5.39

INTERPOLAMOS

X=	14.056
Y=	5.884
Z=	4.7794

q_u= 70.29211

q_{adm}= 23.43 t/m² **2.34 kg/cm²**

B=	10
L=	7.2
Df=	9

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

MEDIANTE TERZAGHI:

c=	0.29
Ø=	27.5
Nc=	14.056

γ_1 =	1.82 ton/m ³
γ_2 =	1.82 ton/m ³
Df=	9

Nq=	5.884
B=	10
Ny=	4.7794

VALORES CORREGIDOS

c`=	1.93 TON/m ²
Ø`=	19.14
N`c=	14.056

N`q=	5.884
N`y=	4.7794

SEGÚN TABLAS DE FACTOR DE CARGAS:

Ø`	Nc	Nq	Ny
19	13.93	5.8	4.68
19.14	X	Y	Z
20	14.83	6.4	5.39

INTERPOLAMOS

X=	14.056
Y=	5.884
Z=	4.7794

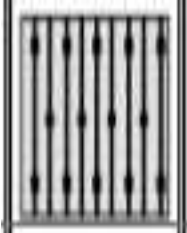
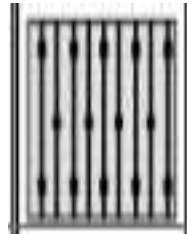
qu= 92.03838

q adm= 30.68 ton/m2 **3.07 kg/cm2**

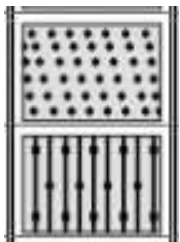
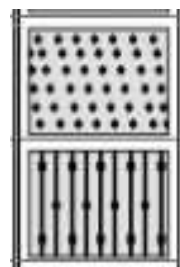
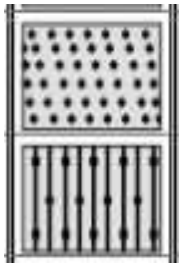
REGISTRO DE SONDAJE SPT 1: RESULTADOS OBTENIDOS

UBICACIÓN: CRUCE DE LAS AV. LOS MAESTROS Y AV. CUTERVO

FECHA: 01/08/2019

PROFUNDI DAD	DESCRIPCION DEL SUELO EN ESTUDIO	SUCS		N	φ
		CLASIFICACION	SIMBOLOGIA		
0.15 0.30 0.45 0.60 0.75 0.90 1.05	1er metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SM. Presencia de humedad	SM		10	29
1.20 1.35 1.50 1.65 1.80 1.95 2.10	2do metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SM. Presencia de humedad.	SM		16	33
2.25		SM		20	35

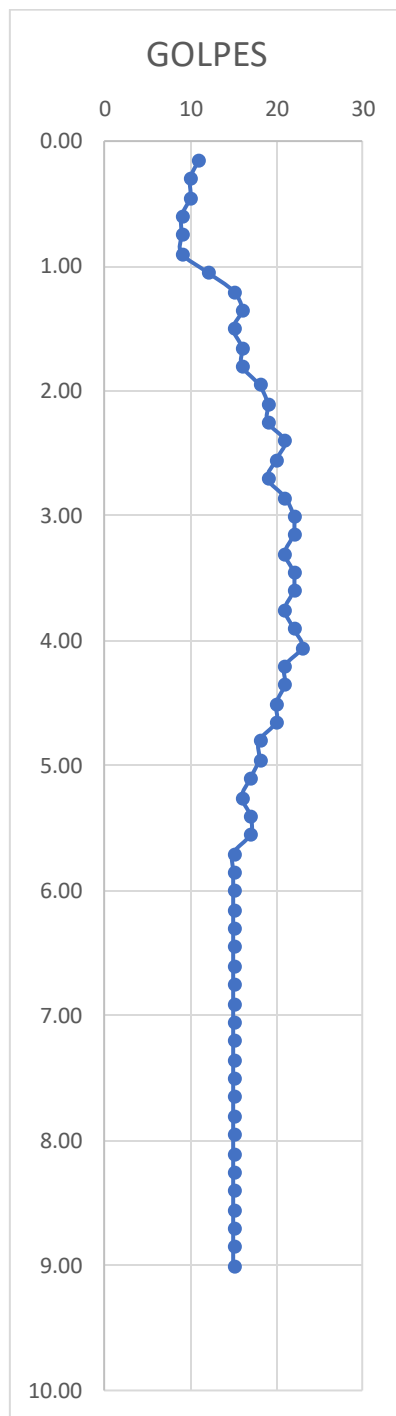
2.40	3er metro de				
2.55	suelo explorado.				
2.70	Tipo de suelo:				
2.85	SM			22	36
3.00					
3.15	4to metro de				
3.30	suelo explorado.				
3.45	Tipo de suelo:			22	36
3.60	SP-SM.				
3.75	Presencia	SP-SM			
3.90	considerable de				
4.05	humedad				
	parcialmente				
	saturado.			22	36
4.20	5to metro de				
4.35	suelo explorado.				
4.50	Tipo de suelo:				
4.65	SP-SM.	SP-SM		19	34
4.80	Presencia				
4.95	considerable de				
5.10	humedad.				

	Parcialmente saturado				
5.25	6to metro de	SP-SM		17	33
5.40	suelo explorado.				
5.55	Tipo de suelo:				
5.70	SP-SM.				
5.85	Presencia de			15	32
6.00	humedad				
6.15	7mo metro de	SP-SM			
6.30	suelo explorado.				
6.45	Tipo de suelo:			15	32
6.60	SP-SM.				
6.75	Superficialmente				
6.90	seco.				
7.05				15	32
7.20	8vo metro de	SP-SM			
7.35	suelo explorado.				
7.50	Tipo de suelo:				
7.65	SP-SM.			15	32
7.80	Superficialmente				
	seco.				

7.95					
8.10					
8.25	9no metro de			15	32
8.40	suelo explorado.				
8.55	Tipo de suelo:				
8.70	SP-SM				
8.85	$\Phi = 27.5$			15	32
	$C = 0.29$				
	Dens. Nat =1.82				
9.00	kg/cm ²				
	Hum.				
	Final (%)= 7.47				

FUENTE: ELABORACION PROPIA

ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁNDAR (GOLPES VS PROFUNDIDAD)

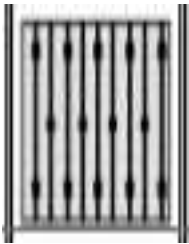
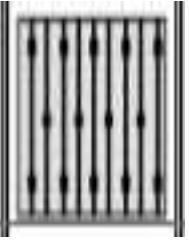


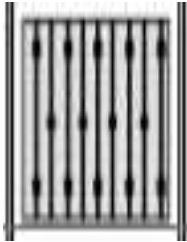
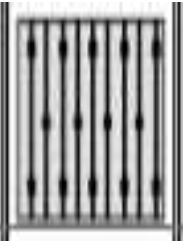
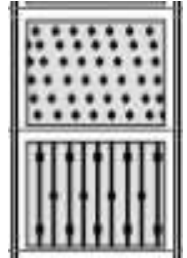
FUENTE: ELABORACION PROPIA

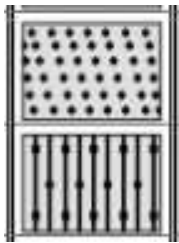
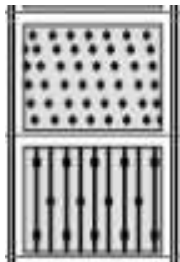
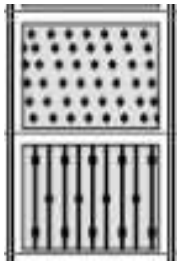
REGISTRO DE SONDAJE SPT 2: RESULTADOS OBTENIDOS

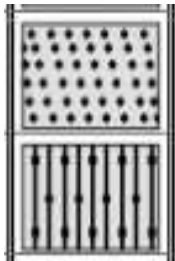
UBICACIÓN: CRUCE DE LAS AV. LOS MAESTROS Y AV. CUTERVO

FECHA: 01/08/2019

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION DEL SUELO EN ESTUDIO	SUCS		N	φ
		CLASIFICACION	SIMBOLOGIA		
0.15 0.30 0.45 0.60 0.75 0.90 1.05	1er metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SM. Presencia de humedad	SM		10	29
1.20 1.35 1.50 1.65 1.80 1.95 2.10	2do metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SM. Presencia de humedad.	SM		19	34

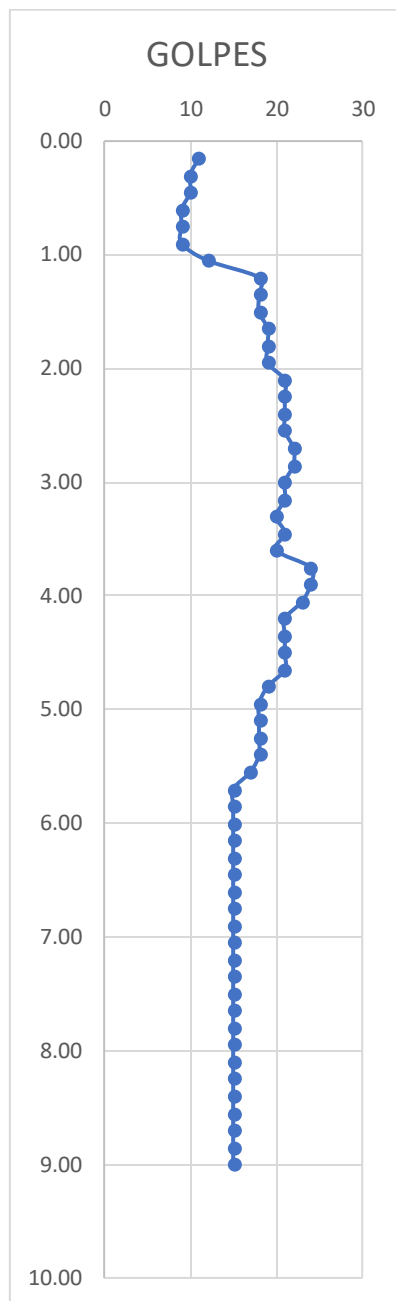
2.25	3er metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SM	SM		21	35
2.40					
2.55					
2.70					
2.85				22	36
3.00					
3.15	4to metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SM.	SM		21	35
3.30					
3.45					
3.60					
3.75					
3.90					
4.05				22	36
4.20	5to metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SP-SM. Presencia considerable de humedad.	SP-SM		20	35
4.35					
4.50					
4.65					
4.80					
4.95					
5.10					

	Parcialmente saturado				
5.25	6to metro de	SP-SM		18	34
5.40	suelo explorado.				
5.55	Tipo de suelo:				
5.70	SP-SM.				
5.85	Presencia de			15	32
6.00	humedad				
6.15	7mo metro de	SP-SM		15	32
6.30	suelo explorado.				
6.45	Tipo de suelo:				
6.60	SP-SM.				
6.75	Superficialmente				
6.90	seco				
7.05				15	32
7.20	8vo metro de	SP-SM			
7.35	suelo explorado.				
7.50	Tipo de suelo:				
7.65	SP-SM.				
7.80	Superficialmente			15	32
	seco.				

7.95					
8.10					
8.25	9no metro de suelo explorado. Tipo de suelo: SP-SM	SP-SM		15	32
8.40					
8.55					
8.70					
8.85				15	32
9.00					

FUENTE: ELABORACION PROPIA

ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁNDAR (GOLPES VS PROFUNDIDAD)



FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.3. Estudio vial (tráfico)

Generalidades

Se realizó con la finalidad de conocer el número de vehículos y su clasificación vehicular que transita en las intersecciones de la zona de estudio (Av. Los maestros y Cutervo), y de esta manera poder determinar el índice medio diario anual (IMDA) y su proyección futura del tránsito actual; debido a que en la actualidad la zona de estudio es una es las intersecciones iqueñas con mayor congestionamiento vehicular, principalmente en las horas punta.

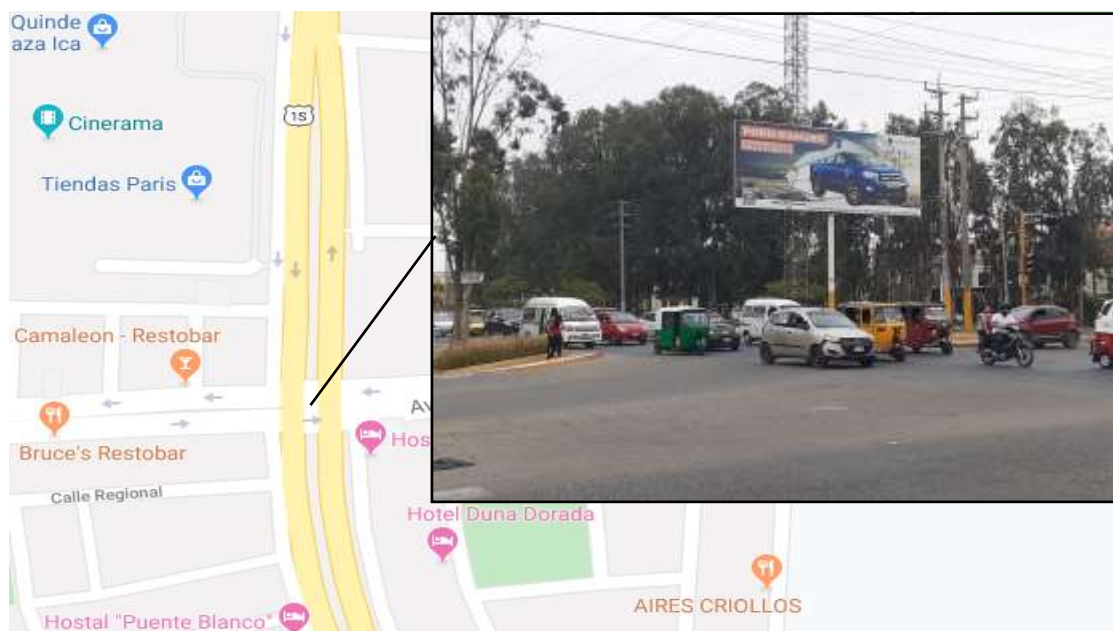


Figura 8. Estudio de tráfico. fuente: Google Maps.

Objetivos.

Tuvo como objetivo cuantificar el flujo vehicular, clasificar los vehículos que circulan en la zona de estudio, y además proyectar el tráfico vehicular a futuro.

Antecedentes.

La zona en estudio no cuenta con un estudio de tráfico anterior ya que lo planteado en el trabajo de investigación no ha sido sugerido o trabajado anteriormente. Además, se requiere

de un estudio actualizado, es por ello que se ha realizado un conteo y clasificación de vehículos que circulan en la zona.

Área de influencia.

La zona de estudio tiene una considerable área de influencia, debido a que se encuentra ubicado entre dos intersecciones de gran transitabilidad vehicular. 1 av. Cutervo: es una de las vías el cual nos conduce a una de las principales zonas turísticas del departamento de Ica (Huacachina). 2 av. Los maestros: el cual forma parte de la panamericana de sur a norte y viceversa, conectando así diferentes departamentos y provincias, así como Lima, Arequipa, Ayacucho, Huancavelica etc. De esta manera podemos cotejar que la zona de estudio no sola afecta al departamento de Ica, sino que se expande en diferentes puntos del Perú.

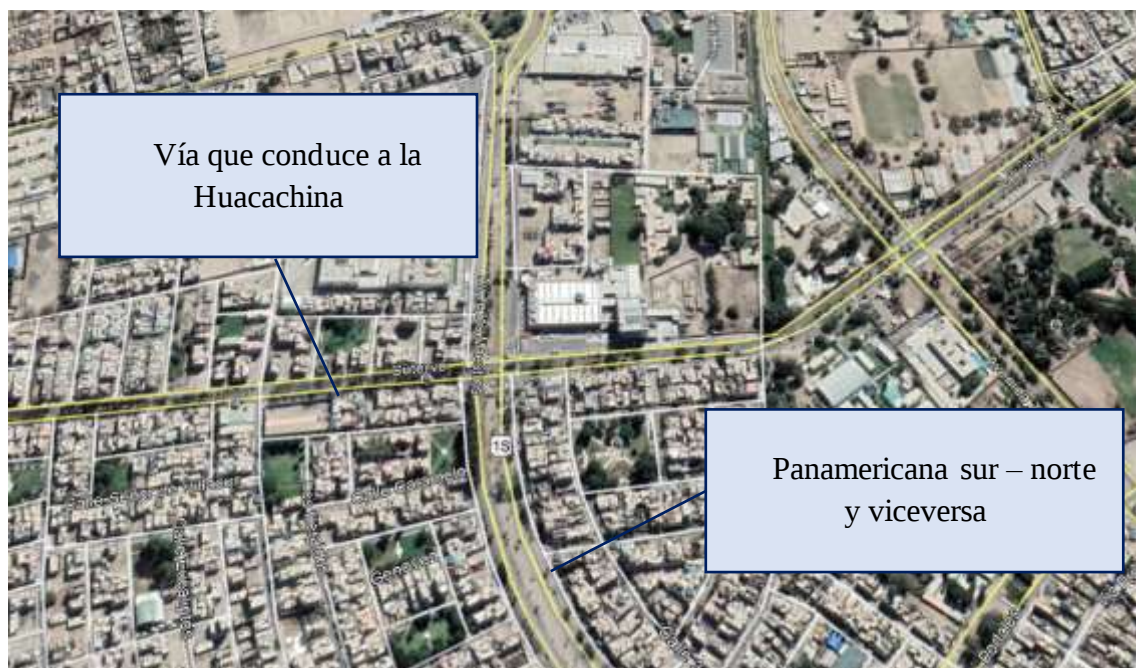


Figura 9. área de influencia. Fuente: elaboración propia.

Alcance del Trabajo.

Para el desarrollo del estudio de tráfico de la zona de estudio, se realizó en dos etapas:

1. Etapa de estudio de campo

2. Etapa de gabinete:

Etapa de estudio de campo.

5.1.3.1.1. Identificación de los puntos de aforo.

Para la identificación de las estaciones de aforo se realizó una visita previa a la zona de estudio, a fin de establecer el número de estaciones que se requieren para realizar el conteo de manera exacta, para este caso se estableció 4 estaciones de control, el cual se tomó en cuenta las entradas y salidas del ovalo existente en la zona de estudio, con la finalidad de conocer los diferentes destinos del flujo vehicular que transita en las intersecciones del estudio.

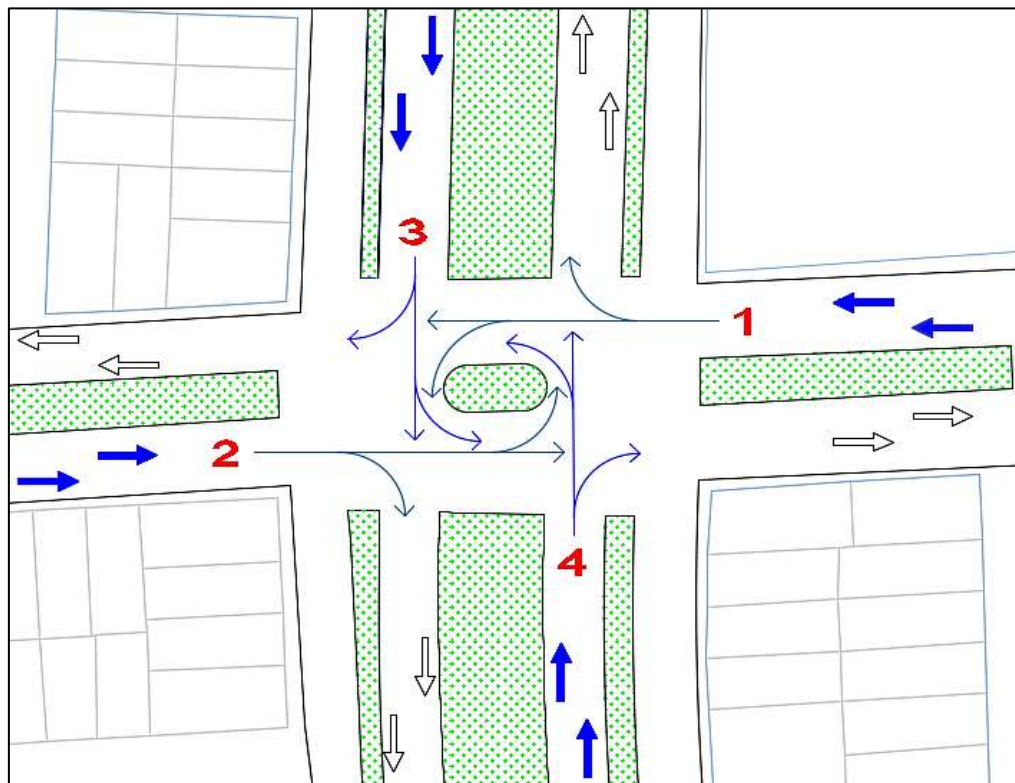


Figura 10. Estaciones de aforo vehicular de la zona de estudio. fuente: elaboración propia.

Tabla 4. Estaciones de aforo de la zona de estudio

Estaciones	Ubicación	Punto cardinal
E1	Entrada al ovalo por la av. Cutervo	Este - Oeste
E2	Salida del ovalo por la av. Cutervo	Oeste - Este
E3	Entrada al ovalo por la av. Los maestros	Norte - sur
E4	Salida del ovalo por la av. Los maestros	Sur - norte

Fuente: elaboración propia

5.1.3.1.2. Metodología de conteo de tráfico.

Una vez establecidas las estaciones de aforo se inició con el conteo vehicular, para el cual se utilizó grabadora de voz y formatos establecidos por el ministerio de transportes y comunicaciones (MTC). “el conteo y la clasificación vehicular se realiza por cada sentido de la circulación vial, la medición de conteo será por un periodo mínimo de siete (7) días consecutivos, durante las 24 horas del día” (Manual de puentes, 2018, p. 55). Iniciando así el lunes 22 de abril y culminando el domingo 28 de abril del 2019; al ser una zona altamente transitada se registros el flujo vehicular cada 15 minutos, a fin de conocer las horas punta y las horas valle de la zona de estudio.



Figura 11. Recopilación del aforo vehicular. Fuente: elaboración propia.

Etapas de gabinete.

En la etapa de gabinete se realizó los cálculos respectivos del índice medio diario semanal (IMDS), índice medio diario anual (IMDA) y la proyección futura del tránsito actual. Para el cual se utilizó hojas de cálculo realizados en el software Excel a fin de resumir la información que se recopiló en el conteo de campo, registrando así los días de aforo de las diferentes estaciones y los giros del flujo vehicular, con el propósito de obtener datos certeros los cuales se encuentran anexados en el presente trabajo de investigación.

5.1.3.1.3. Cálculo del índice medio diario semanal (IMDS)

Para calcular el promedio del índice medio diario semanal (IMDS) se realiza utilizando los aforos vehiculares diarios (lunes, martes, miércoles, jueves, viernes, sábado y domingo). Para el cual representaremos mediante la siguiente formula (Chambi & Isidro, 2017).

$$\text{IMDS} = \frac{VDL + VFS}{7}$$

Donde:

IMDS: índice medio diario semanal

VDL: volumen vehicular de días laborables (lunes, martes, miércoles, jueves, viernes)

VFS: volumen vehicular de fines de semanas (sábado, domingo)

Tabla 5. Flujo vehicular semanal.

tipo de vehículo	lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo
Moto taxi	28027	23803	24912	22214	23563	22670	14389
Auto	36207	33272	35332	33931	33927	35632	28671
Camionetas	4962	4531	3820	3773	4071	3786	2604
Microbús	577	417	305	301	268	299	183
Ómnibus	427	495	422	441	418	414	371
Camión	1124	1206	1177	885	1170	1209	578
semi-trailer	978	1136	1031	857	1005	1203	893

Fuente: elaboración propia.

5.1.3.1.4. Cálculo del índice medio diario anual (IMDA)

El índice medio diario anual (IMDA) es un número estimado del tráfico vehicular existentes en el tramo de una vía durante un año. El valor del índice medio diario anual se determina a partir de aforos vehiculares que deberían realizarse durante los 365 días del año de manera continua, pero al ser un trabajo que demanda mucho tiempo, se opta por serializar aforos vehiculares durante una semana (Pintado, 2017). A fin de obtener el IMDA multiplicando el índice medio diario semanal por un factor de corrección estacional.

$$IMD_A = IMD_S * FC$$

Donde:

IMDA: índice medio diario anual

IMDS: índice medio diario semanal

FC: factor de corrección estacional

Tabla 6. Índice medio diario anual (IMDA).

TIPO DE VEHICULO	IMDS	FC	IMDA
Moto taxi	22797	0.8616	19642
Auto	33854	0.8616	29169
Camionetas	3936	0.8616	3392
Microbús	336	0.8616	290
Ómnibus	427	0.9514	407
Camión	1050	0.9514	999
semi-trailer	1015	0.9514	966
	63415		54865

Fuente: elaboración propia.

5.1.3.1.5. *factor de corrección estacional (FC)*

Los factores de corrección son una serie de datos anuales, los cuales corresponden al volumen vehicular mensual registrados, los cuales tienen la finalidad de eliminar las variaciones de tráfico a lo largo de un año, así como viajes recreacionales, climatológicas, festividades, vacaciones escolares y diversos viajes que se producen durante un año (Correa & Del carpio, 2019). Los factores de corrección para los vehículos ligeros y pesados, se obtuvieron del peaje ica ubicado en la panamericana en el Km 276+100 de pampa villacuri ica por es el peaje más cercano a la zona de estudio.

Tabla 7. Factores de corrección estacional.

FACTORES DE CORRECCIÓN ESTACIONAL

FC veh. Ligeros	1.00
FC veh. Pesados	0.85

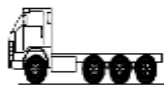
Fuente: Elaboración propia.

5.1.3.1.6. Clasificación vehicular.

La clasificación vehicular de la zona de estudio se resumió en vehículos ligeros y pesados:

1. **Vehículos ligeros:** son vehículos de pasajeros o cargas, que tienen 2 ejes y 4 ruedas clasificándose así en los mototaxis, autos, camionetas y las diferentes unidades ligeras ya sean de carga o de pasajeros.
2. **Vehículos pesados:** son vehículos destinados al transporte pesado ya sea de pasajeros o de cargas, de 2 o más ejes y de 4 o más ruedas, teniendo así en su clasificación los buces, camiones, semi-trailer y tráiler.

Tabla 8. Clasificación de vehículos livianos y vehículos pesados.

CLASIFICACIÓN	TIPOS DE VEHÍCULOS	
Vehículos ligeros		moto taxi
		auto
		puck up
		panel
		combi rural
Vehículos pesados		micro
		2E
		3E
		2E
		3E
		4E
		T2S1
		T2S2
		T2S3
		T3S1
		T3S2
		T3S3
		C2R2
		C2R3
		C3R4
		T3S3
		S1S2

Fuente: Elaboración propia.

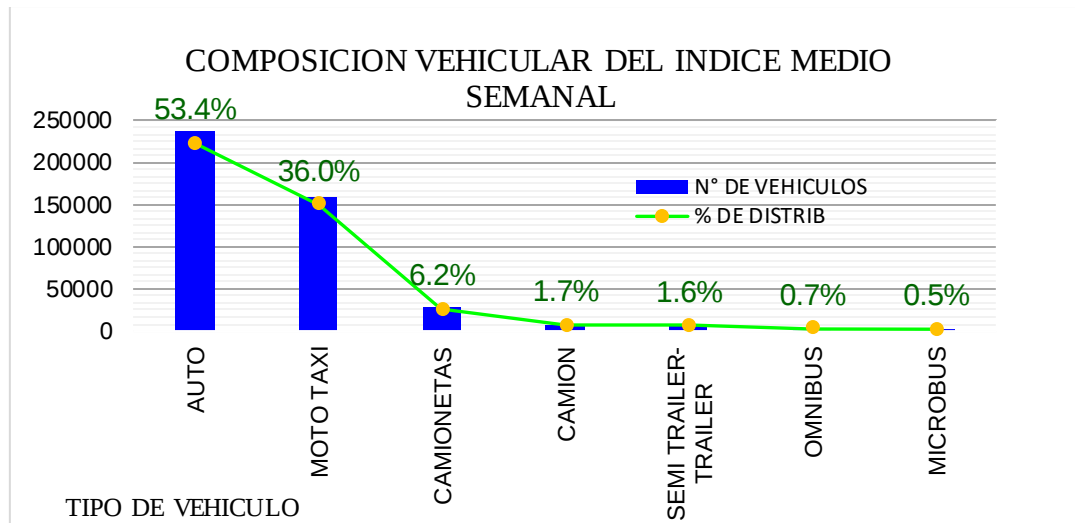


Figura 12.composición vehicular. Fuente: Elaboración propia.

5.1.3.1.7. Demanda proyectada.

Una estructura vial debe de ser diseñada para soportar el volumen de tráfico vehicular que ocurra durante la vida útil del proyecto. “Para estimar el crecimiento del tránsito durante el periodo de diseño, se utilizará el modelo exponencial propuesto en el manual de suelos, geología, geotecnia y pavimentos del MTC” (Lescano , 2018, p. 32).

$$T_n = T_0 * (1 + r)^{n-1}$$

Donde:

T_n = transito proyectado al año “n” en veh/día

T₀ = transito actual (año base) en veh/día

n = Número de años del periodo de diseño

r = tasa anual de crecimiento del transito

tasa de crecimiento anual

tasa de crecimiento promedio anual de la población censada, según el departamento

Tabla 9. PROYECCION DE VOLUMEN VEHICULAR

TIPO TRAFICO	0	1	5	10	15	20	25
MOTO TAXI	19642	19868	20798	22021	23317	24689	26142
AUTO	29169	29504	30885	32702	34627	36664	38821
CAMIONETAS	3392	3431	3592	3803	4027	4264	4514
MICROBUS	290	293	307	325	344	365	386
OMNIBUS	407	421	484	576	686	816	971
CAMION	999	1034	1189	1415	1683	2003	2384
SEMITRAILLER Y TRAILER	966	1000	1150	1368	1628	1937	2305
TRAFICO NORMAL	54865	55496	58093	61511	65130	70738	75523

FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.4. Estudio de análisis sísmico

Cuando se realiza el estudio de un puente, es de suma importancia tener en cuenta la carga sísmica para la estructura, a fin de mitigar futuros daños, que este puede causarle a la estructura tanto en vidas humanada, como la economía del país. Los puentes son estructuras de características vulnerables, el cual requieren ser diseñados, mantenidos, evaluados y rehabilitados bajos las normas sismo resistentes vigentes, para cumplir la función social y brindar un servicio permanente a los usuarios (Peña, 2017).

Objetivos

- Tiene como objetivo que los puentes permanezcan funcionales y que se comporten dentro de un régimen elástico después de un evento sísmico.

Según la norma E.030 diseño sismo resistente 2018 del reglamento nacional de edificaciones, determina que el Perú está dividido en 4 zonas sísmicas como se visualiza en la figura.



Figura 1. mapa de zonificación sísmica. fuente: norma técnica E.030 diseño sismo resistente.

Tabla 10. Coeficiente de aceleraciones

FACTOR ZONA “Z”	
ZONA	“Z”
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

fuelle: norma técnica E.030 diseño sismo resistente.

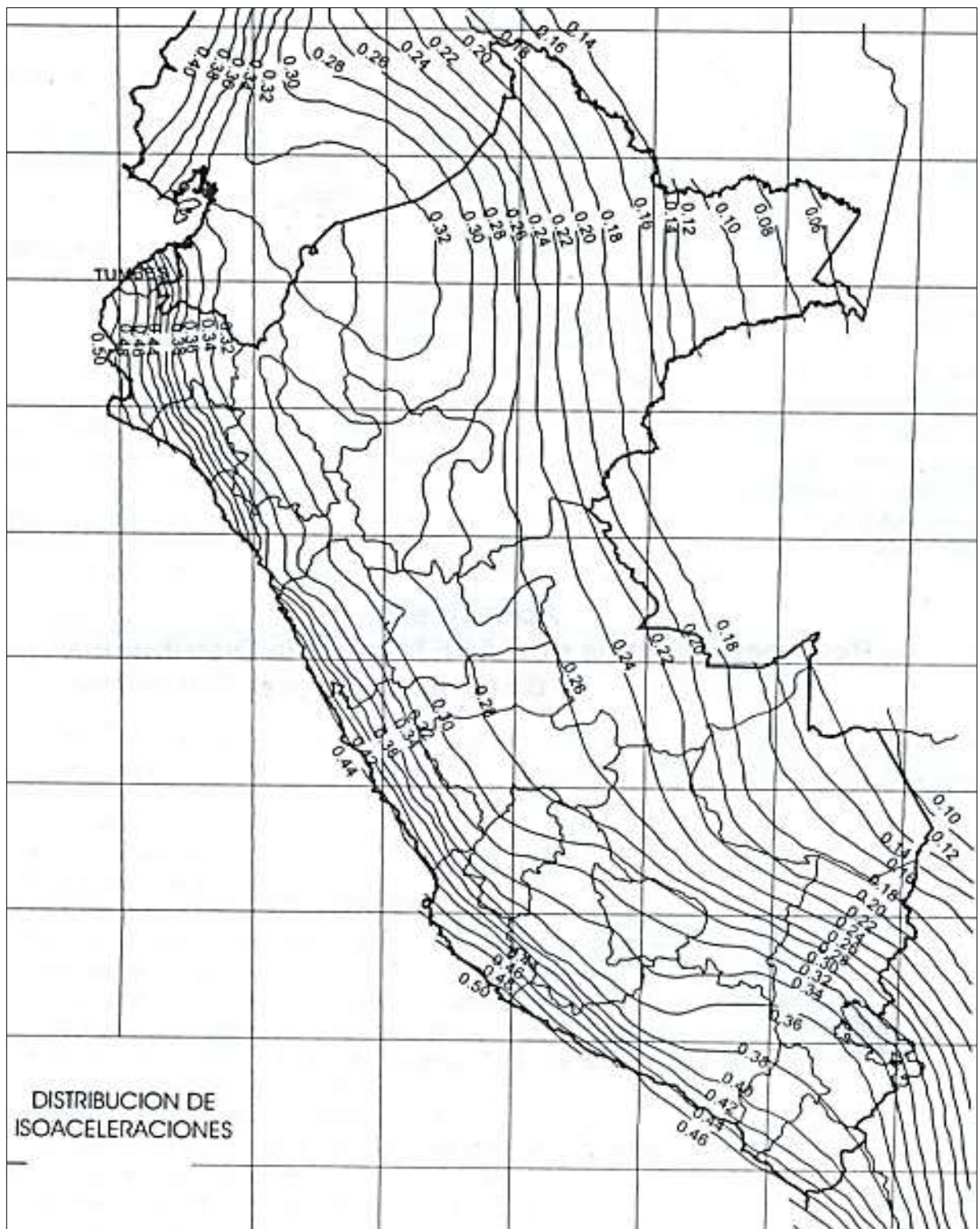


Figura 2. Distribuciones de isoaceleraciones

Zonas Sísmicas.

Todos los puentes deben ser asignados a una determinada zona sísmica, según el mapa de zonificación del Perú, el departamento de Ica está en la zona 4.

Clase de Sitio.

Los sitios se clasifican de acuerdo a su rigidez el cual es determinada por la velocidad de la onda de corte superior a los 100 ft (30.48 m). la prueba de penetración estándar SPT, el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo de perforaciones, no drenadas, también pueden usarse para su clasificación (Manual de puentes, 2018).

Tabla 11. Clase de sitio

Clase de sitio	TIPO DE SUELO Y PERFIL
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte $> 5000 \text{ ft/s}$
B	Roca con $2500 \text{ ft/s} < V_s < 5000 \text{ ft/s}$
C	Suelo muy denso y roca suelo $1200 \text{ ft/s} < V_s < 2500 \text{ ft/s}$
D	Suelo rígido con $600 \text{ ft/s} < V_s < 1200 \text{ ft/s}$
E	Perfil de suelo con $V_s < 600 \text{ ft/s}$ o $N < 15$ golpes / ft
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio: Turbas o arcillas altamente orgánicas Arcillas de alta plasticidad Estratos de arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas

Fuente: Manual de puentes 2018.

Factores de Sitio.

Los factores de sitio serán usados en periodos cero (F_{pga}), en rango de periodos cortos (F_a) y en rango de periodos largos (F_v), los cuales son factores determinados usando la clase de sitio ubicada en la tabla ANTERIOR, y los valores de los coeficientes PGA S_s y S_1 que se ubican en los planos, cuando sean elaborados mediante estudios de las distintas zonas del Perú (Manual de puentes, 2018).

Tabla 12. Valores de factor de sitio

Clase de sitio	COEFICIENTE DE ACELERACION (PGA)				
	< 0.10	=0.20	=0.30	=0.40	>0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	--	--	--	--	--

Fuente: manual de puentes 2018

Tabla 13. Valores de sitio

Clase de sitio	COEFICIENTE DE ACELERACION DE ESPECTRO EN $T=0.2$ s (S_s)				
	< 0.25	=0.50	=0.75	=1.0	>1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0

E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	--	--	--	--	--

Fuente: manual de puentes 2018

Tabla 14. Factor de sitio F_v

Clase de sitio	COEFICIENTE DE ACELERACION DE ESPECTRO EN $T=1.0$ s (S_1)				
	< 0.10	=0.20	=0.30	=0.4	>0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	--	--	--	--	--

Fuente: manual de puentes 2018

- ZONA = 4
- FACTOR DE ZONA (PGA) = 0.45
- TIPO DE SUELO Y PERFIL= E
- COEFICIENTE DE ACELERACION DE RESPUESTA ESPECTRAL HORIZONTAL EN 0.2 SEG DE PERIODO SOBRE CARGA (S_s) = 1
- COEFICIENTE DE ACELERACION DE RESPUESTA ESPECTRAL HORIZONTAL EN 1.0 SEG DE PERIODO DE ROCA (S_1) = 0.42
- COEFICIENTE DE SITIO: $F_{pga} = 0.90$

$$F_a = 0.90$$

$$F_v = 3.3$$

- COEFICIENTE DE ACELERACION (A_s) = 0.405
- COEFICIENTE SISMICO ELASTICO PARA EL MOVIMIENTO MTH DE VIBRACION (C_{sm})

ANALISIS DEL PILAR

1. METRADO DE CARGAS

CARGAS MUERTAS PROVENIENTES DE LA SUPERESTRUCTURA

- PESO DE LA LOSA	WL	3.90 Tn/m
- PESO DE DIAFRAGMAS	WD	0.32 Tn/m
- PESO DE LAS VIGAS	WV	3.56 Tn/m

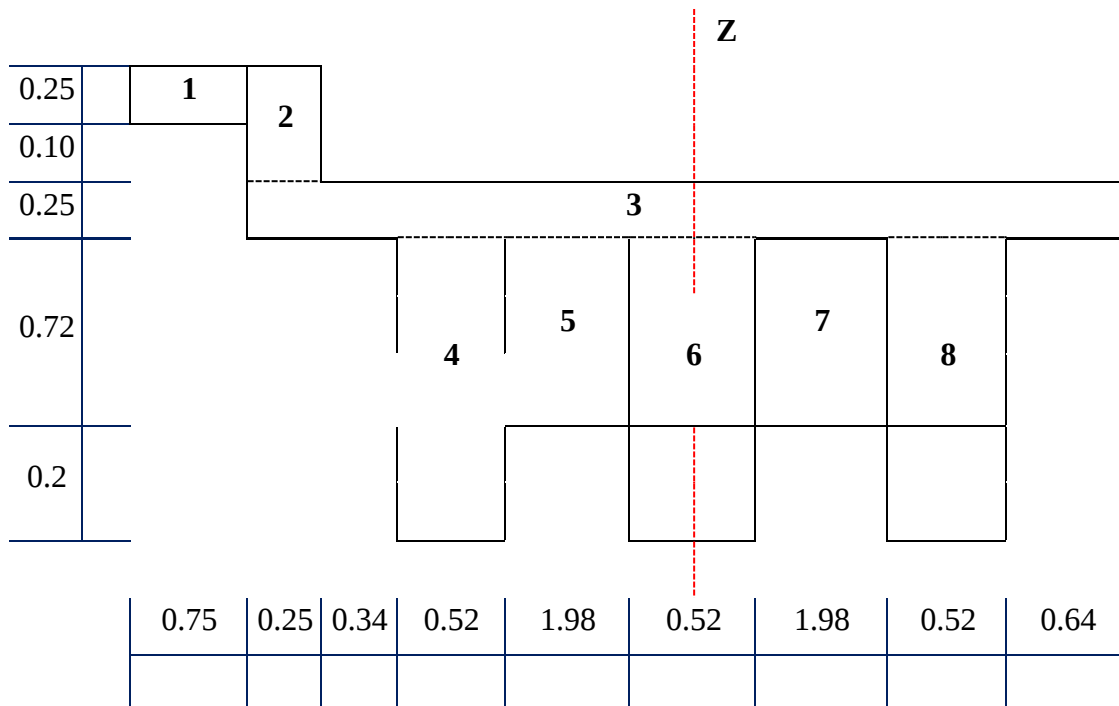
PESO SOBRECARGA

- VEHICULAR	Ws/c	3.85 Tn/m
-------------	------	-----------

PESO TOTAL DE LA

- SUPERESTRUCTURA	W(x)	11.63 Tn/m
-------------------	------	------------

2. CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA



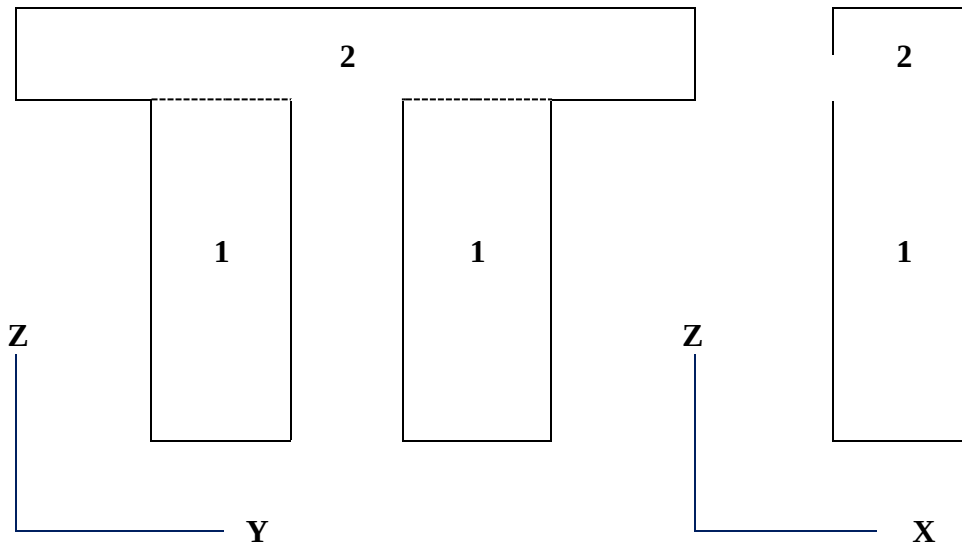
FUENTE: ELABORACION PROPIA

SECCION	AREA	Z	AxZ	Y	AxY	AxY^2	Iz cg
1	0.1875	1.425	0.2671875	-3.725	-0.6984375	2.6016797	0.1054688
2	0.0875	1.375	0.1203125	-3.225	-0.2821875	0.9100547	0.0004557
3	1.6875	1.075	1.8140625	0.05	0.084375	0.0042188	6.4072266
4	0.494	0.475	0.23465	-2.5	-1.235	3.0875	0.0111315
5	1.4256	0.59	0.841104	-1.25	-1.782	2.2275	0.4657435
6	0.494	0.475	0.23465	0	0	0	0.0111315
7	1.4256	0.59	0.841104	1.25	1.782	2.2275	0.4657435
8	0.494	0.475	0.23465	2.5	1.235	3.0875	0.0111315
Σ	6.2957		4.5877205		-0.89625	14.145953	7.4780325

CALCULO DEL $\bar{Z} =$ 0.729 m
 CALCULO DEL $\bar{Y} =$ -0.14 m
 CALCULO DEL $I_{zz} =$ 21.62 m⁴

3. FUERZA SISMICA LONGITUDINAL

RIGIDEZ LONGITUDINAL



FUENTE: ELABORACION PROPIA

CALCULO DE LA INERCIA Y DE AREA DE LA SECCION 1

$I_{yy1} =$	0.5 m ⁴
$A1 =$	2.5 m ²

CALCULO DE LA INERCIA Y DE AREA DE LA SECCION 2

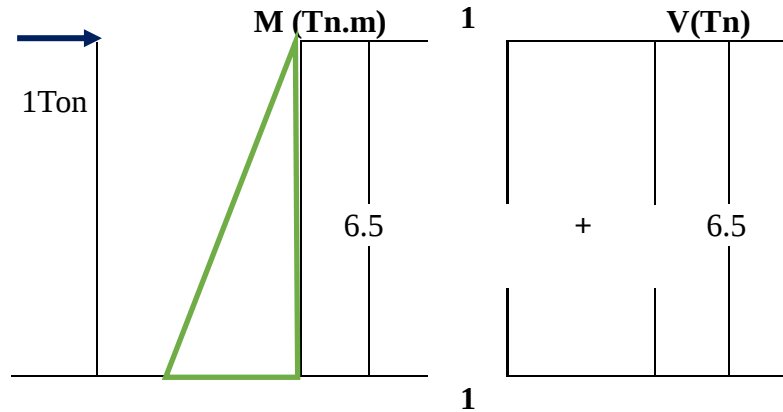
$I_{yy2} =$	0.4 m ⁴
$A2 =$	5.4 m ²

CALCULO DE LA DEFORMACION DE LA PILA POR CARGA

UNITARIA

DE LA ECUACION DEL MOMENTO Y DEL CORTE DEBIDO A LA CARGA

UNITARIA



FUENTE: ELABORACION PROPIA

$$M = 6.5 - Z$$

$$V = 1$$

DEFORMACION DE LA PILA

f circular = 10/9

f cuadrangular = 1.2

$$\Delta \text{ pila} = \sum \int_0^L \frac{M.m.dz}{I} + f \cdot \sum \int_0^L \frac{Vv.dz}{G.A}$$

$$\Delta \text{ pila} = 2 \int_0^{5.5} \frac{(6.5-z)^2 dz}{2.91 \times 10^6 \times 0.5153} + \int_{5.5}^{6.5} \frac{(6.5-z)^2 dz}{2.91 \times 10^6 \times 0.365} +$$

$$\frac{10}{9} \times \int_0^{5.5} \frac{1^2 dz}{1.21 \times 10^6 \times 2.545} + 1.2 \times \int_{5.5}^{6.5} \frac{1^2 dz}{1.21 \times 10^6 \times 5.4}$$

$$\Delta \text{ pila} = 6.3608 \times 10^{-5} \text{ m}$$

CALCULO DE LA RIGIDEZ LONGITUDINAL DE LA PILA (Kpila)

$$K_{PILA} = \frac{P}{\Delta_{PILA}} = \frac{1}{6.3608 \times 10^{-5}}$$

$$K_{PILA} = 15721.30 \text{ Ton/m}$$

FUERZA SISMICA SOBRE LA PILA DEL PUENTE

LONGITUDINALMENTE

CALCULO DE LA CARGA UNITARIA DISTRIBUIDA (Po)

$$P_o = 1 \text{ Ton/m}$$

CALCULO DE LA FUERZA SOBRE LA PILA DEBIDO A LA CARGA UNITARIA

$$F = L \times P_o = 8 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA DEFORMACION DE LA PILA DEBIDO A "F" (us)

$$u_s = \frac{F}{K_{PILA}} = \frac{8.30}{15721.30} = 0.00053 \text{ m}$$

CALCULO DEL PARAMETRO α

$$\alpha = L u_s = (16.60/2) \times 0.00053 = 0.004382 \text{ m}^2$$

CALCULO DEL PARAMETRO β

$$\beta = L \cdot W(x) \cdot u_s = (16.60/2) \times 11.681 \times 0.00053 = 0.050961 \text{ Ton.m}$$

CALCULO DEL PARAMETRO γ

$$\gamma = L \cdot W(x) \cdot u_s^2 = (16.60/2) \times 11.681 \times 0.00053^2 = 0.0000269047 \text{ Ton.m}^2$$

CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{P_o \cdot g \cdot \alpha_s}} = 0.15711 \text{ seg}$$

$$\delta a = C_s m = 0.66$$

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA ESTATICA EQUIVALENTE

$$P_e = \frac{\beta \cdot \delta a \cdot W(x) \cdot u_s}{\gamma} = \frac{0.051385 \times 0.662 \times 11.681 \times 0.00053}{0.000027234} = 7.69889 \text{ Ton/m}$$

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA Y FUERZA DE DISEÑO

LONGITUDINAL SOBRE PILA

$$F_{SISMICA} = P_e \cdot L = 63.9008 \text{ Ton}$$

$$F_{DISEÑO} = \frac{P_{SISMICA}}{R} = \frac{63.90078}{3} = 21.3003 \text{ ton}$$

4. FUERZA SISMICA TRANSVERSAL

RIGIDEZ TRANSVERSAL

CALCULO DE LA INERCIA Y DE AREA DE LA SECCION 1

$$I_{yy1} = 0.5 \text{ m}^4$$

$$A1 = 2.5 \text{ m}^2$$

CALCULO DE LA INERCIA Y DE AREA DE LA SECCION 2

$$I_{yy2} = 16 \text{ m}^4$$

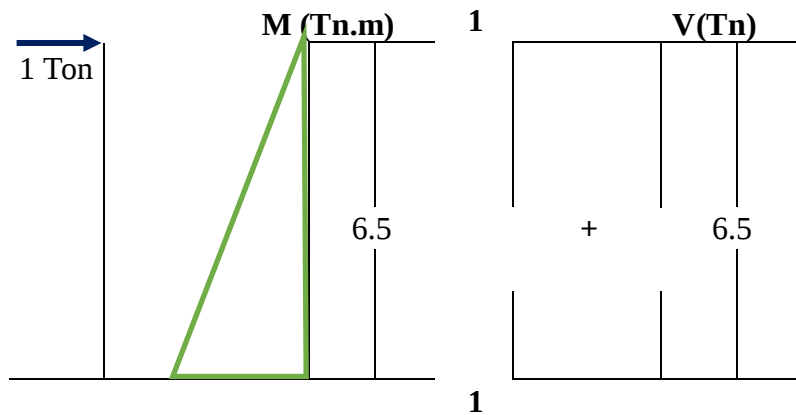
$$A2 = 5.4 \text{ m}^2$$

CALCULO DE LA DEFORMACION DE LA PILA POR CARGA

UNITARIA

DE LA ECUACION DEL MOMENTO Y DEL CORTE DEBIDO A

LA CARGA UNITARIA



FUENTE: ELABORACION PROPIA

$$M = 6.5 - Z$$

$$V = 1$$

DEFORMACION DE LA PILA

f circular = 10/9

f cuadrangular = 1.2

$$\Delta \text{ pila} = \sum \int_0^L \frac{M.m.dz}{I} + f \cdot \sum \int_0^L \frac{Vv.dz}{G.A}$$

$$\Delta \text{ pila} = 2 \int_0^{5.5} \frac{(6.5-z)^2 dz}{2.91 \times 10^6 \times 0.5153} + \int_{5.5}^{6.5} \frac{(6.5-z)^2 dz}{2.91 \times 10^6 \times 16.2} +$$

$$\frac{10}{9} \times \int_0^{5.5} \frac{1^2 dz}{1.21 \times 10^6 \times 2.545} + 1.2 \times \int_{5.5}^{6.5} \frac{1^2 dz}{1.21 \times 10^6 \times 5.4}$$

$$\Delta \text{ pila} = 6.400037658 \times 10^{-5} \text{ m}$$

CALCULO DE LA RIGIDEZ TRANSVERSAL DE LA PILA (Kpila)

$$K_{PILA} = \frac{P}{\Delta_{PILA}} = \frac{1}{6.400037658 \times 10^{-5}}$$

$$K_{PILA} = 15624.90806 \text{ Ton/m}$$

FUERZA SISMICA SOBRE LA PILA DEL PUENTE TRANSVERSALMENTE

CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS TRANSVERSALES

CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEBIDO A LA CARGA UNITARIA P_0

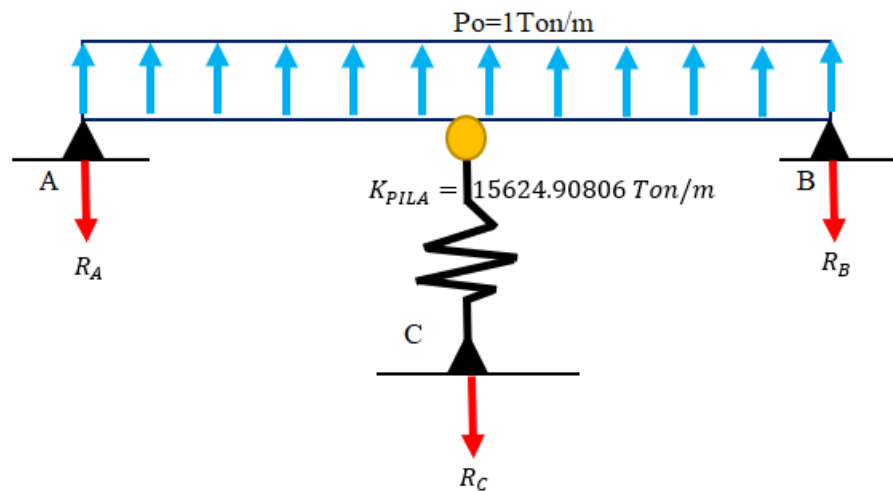


Figura 3. desplazamiento transversal-FUENTE: ELABORACION PROPIA

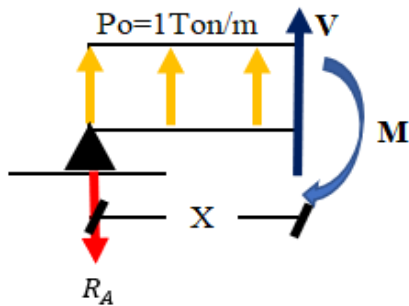
$$R_A = R_B = P_0 \cdot \frac{8.30}{2} = 4.15 \text{ Ton}$$

$$R_C = 2 \cdot R_B = 8.30 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA DEFORMACION DE LA PILA

$$d_{PILA} = \frac{R_C}{K_{PILA}} = \frac{8.30}{15624.90806} = 0.00053 \text{ m}$$

ECUACION DEL MOMENTO FLECTOR ($0 < X < 8.30$)



$$\sum M_V = 0$$

$$0 = M - R_A \cdot (X) + \left(\frac{X}{2}\right)$$

$$M = 4.15X - \frac{X^2}{2}$$

Figura 4. Momento flector-FUENTE: ELABORACION PROPIA

ECUACION DIFERENCIAL DE LA ELASTICA

$$\int EI y^I = \frac{X^3}{6} - 4.15 \frac{X^2}{2} + C_1$$

$$\int EI y^{II} = -M = \frac{X^2}{2} - 4.15X$$

$$EI y = \frac{X^4}{24} - 4.15 \frac{X^3}{6} + C_1 \cdot X + C_2$$

CONDICIONES DE BORDE

HALLANDO "C1" Y "C2"

PARA $X=0 \rightarrow Y=0$ y $X=8.30 \rightarrow Y=dpila$

$$* 0 = \frac{0^4}{24} - 0.692 \cdot (0^3) + C_1 \cdot (0) + C_2$$

$$C_2 = 0$$

$$* 0.0005312 = \frac{8.30^4}{24} - 0.692 \cdot (8.30^3) + C_1 \cdot (8.30) + C_2$$

$$C_1 = 238,4748567$$

CALCULO DE LA ECUACION DE LA DEFORMADA ELASTICA PARA

($0 < X < 8.30$)

$$y = u_s(x) = \frac{1}{EI} \left(\frac{X^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{X^3}{120} \right) + 238,4748567X \right)$$

SABEMOS:

$$E \cdot I = 62925798.12 \quad \text{Ton.m}^2$$

CALCULO DEL PARAMETRO SISMICO α

$$\alpha = \int_0^L u_s(x) dx = 2 \int_0^{8.30} \frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{x}{120} \right)^3 + 238,4748567x \right) dx = 0.000245428m$$

CALCULO DEL PARAMETRO SISMICO β

$$\beta = \int_0^L W_{(x)} \cdot u_{(s)} \cdot (x) \cdot dx = 2 \int_0^{8.30} 11.681 \frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{x}{120} \right)^3 + 238,4748567x \right) dx = 0.0028$$

CALCULO DEL PARAMETRO SISMICO γ

$$\gamma = \int_0^L W_{(x)} \cdot (u_{(s)} \cdot (x))^2 \cdot dx = 2 \int_0^{8.30} 11.681 \cdot \left(\frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{x}{120} \right)^3 + 238,47x \right) \right)^2 \cdot dx$$

$$\gamma = 0.000000063 \text{ Ton.m}^2$$

CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION DEL PUENTE

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{P_{o.g.a}}} = 0.03214 \text{ seg}$$

$$\delta a = C_{sm} = 0.89$$

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA ESTATICA EQUIVALENTE

$$P_e = \frac{\beta \cdot \delta a \cdot W(x) \cdot u_s}{\gamma} = \frac{0.002866848 \times 0.887 \times 11.681}{0.00000006302206} \times \frac{1}{62925798.12} \left(\frac{x^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{x}{120} \right)^3 + 238,4748567x \right)$$

$$P_e = 0.008444294356 \left(\frac{x^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{x}{120} \right)^3 + 238,4748567x \right)$$

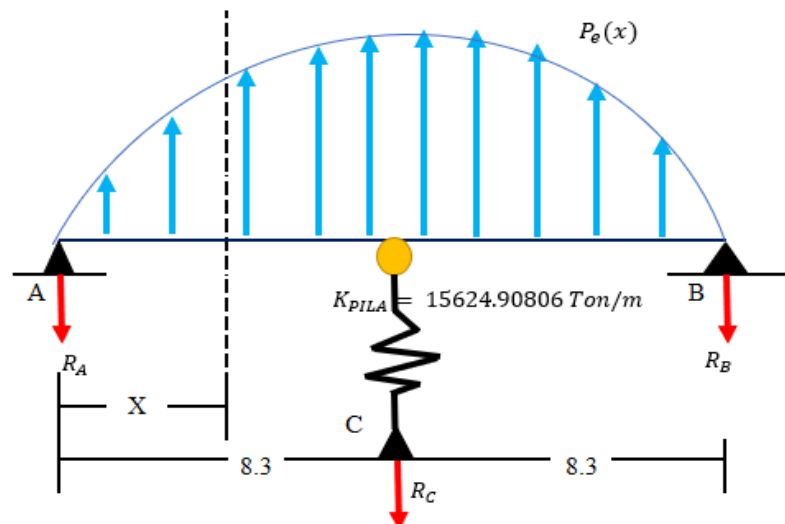


Figura 5. Fuerza sísmica estática equivalente-FUENTE: ELABORACION

PROPIA

$$F_{eq} = \int_0^L P_{e(X)} \cdot dx = 2 \int_0^{8.30} 0.008444294356 \left(\frac{X^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{X^3}{120} \right) + 238,4748567X \right) \cdot dx = 130.41 \text{ T}$$

HALLANDO EL CENTROIDE DEL DIAGRAMA DE CARGA EN (0<X<8.30)

$$\bar{X} = \frac{\int_0^{8.30} X \cdot 0.008444294356 \left(\frac{X^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{X^3}{120} \right) + 238,4748567X \right) dX}{\int_0^{8.30} 0.008444294356 \left(\frac{X^4}{24} - 83 \cdot \left(\frac{X^3}{120} \right) + 238,4748567X \right) dX}$$

$$\bar{X} = 5.4745 \text{ m}$$

HALLANDO REACCIONES RA, RB y RC

$$\sum M_C = 0 \quad R_A \cdot (8.30) = \frac{130.4117628 \cdot (8.30 - 5.47453)}{2}$$

$$R_A = R_B = 22.197 \text{ Ton}$$

$$\sum M_B = 0 \quad 22.1973 \cdot (16.60) + R_C \cdot (8.30) = 130.4117628 \cdot (8.30)$$

$$R_C = 86.017 \text{ Ton}$$

FUERZA SISMICA Y DE DISEÑO TRANSVERSAL SOBRE EL ESTRIBO

$$F_{SISMICA} = R_A = 22.1973 \text{ Ton}$$

$$F_{DISEÑO} = \frac{F_{SISMICA}}{R} = \frac{22.1973}{2} = 11.0987 \text{ Ton}$$

RIGIDEZ DEL ESTRIBO

$$K_{estribo} = 2770.26 \text{ Ton/m}$$

DEFORMACION DEL ESTRIBO

$$\Delta \text{ estribo} = 0.0014981 \text{ m}$$

FUERZA SISMICA Y DE DISEÑO TRANSVERSAL SOBRE LA PILA

$$F_{SISMICA} = R_C = 86.0172 \text{ Ton}$$

$$F_{DISEÑO} = \frac{F_{SISMICA}}{R} = \frac{22.1973}{3} = 28.6724 \text{ Ton}$$

ANALISIS DEL ESTRIBO

1. METRADO DE CARGAS

CALCULO DEL PESO PROPIO DEL ESTRIBO

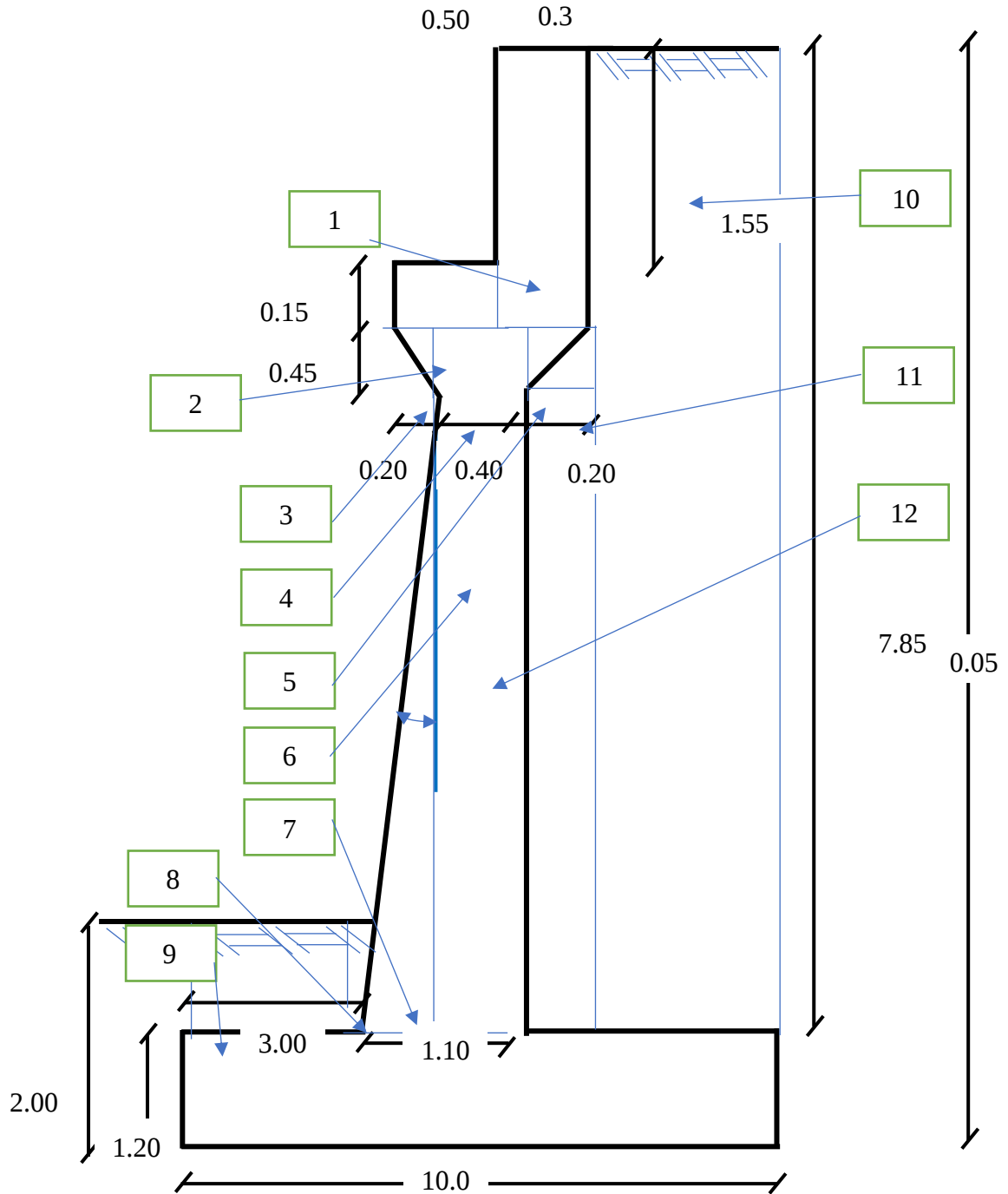


Figura 6. ESTRIBO-FUENTE: ELABORACION PROPIA

SECCION	AREA	X	Dc (Ton)	Z	DcxX(Tm.m)	DcxZ(Tm.m)
1	0.465	4.15	1.116	8.2	4.6314	9.1512
2	0.075	3.75	0.18	7.425	0.675	1.3365
3	0.045	3.63	0.108	7.2	0.3924	0.7776
4	2.46	3.90	5.904	4.275	23.0256	25.2396
5	0.045	4.17	0.108	7.2	0.45	0.7776
6	1.995	3.47	4.788	3.10	16.5984	14.8428
7	12	5	28.8	0.6	144	17.28
Σ	17.085		41.004		189.773	69.4053

DEL SISTEMA

X =	4.628	m
Z =	1.693	m
DCe =	5.695	Ton/m

CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA LOSA DE TRANSICION O APROCHE

DCI = 2.8 Ton/m

γ_m = 1.69 Ton/m³

CALCULO DEL PESO DEL SUELO (EV)

SECCION	VOL (m3)	EV (Ton)	X (m)	EV.X(Ton.m)
8	0.031	0.053	3.044	0.161
9	2.400	4.056	1.500	6.084
10	44.745	75.619	7.150	540.676
11	0.045	0.076	4.233	0.322
12	1.140	1.927	4.2	8.092
Σ		81.73		555.335

EV = 81.73 Ton

X = 6.79 m

**CALCULO DEL PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA
SUPERESTRUCTURA (DC)**

DC = 35.758 Ton/m

X = 3.75 m

**CALCULO DE LA CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA
SUPERESTRUCTURA (DW)**

DW 0.519 Ton/m

X = 3.75 m

CALCULO DE LA PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV)

*	$\delta = \varphi/2 =$	13.75°	
*	$\gamma_m =$	1.69	Ton/m ³
*	$K_a =$	0.44	
*	$K_h =$	0.24	
*	$\theta =$	13.66°	
*	$K_e =$	0.49	

EMPUJE ESTATICO

*	E =	30.45	Ton
*	EH =	29.58	Ton
*	EV =	7.03	Ton
*	y =	3.02	m
*	x =	10.00	m

EMPUJE DINAMICO

*	Ee =	34.05	Ton
*	EHe =	33.07	Ton
*	EVe =	7.86	Ton
*	$\Delta E_e =$	3.60	Ton
*	y =	3.27	m
*	x =	10.00	m

CALCULO DE LA CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL)

LL= 19.20 Ton

LL= 2.67 Ton/m

X = 3.75 m

CALCULO DE LA CARGA DE IMPACTO (IM)

LL= 19.20 Ton

IM= 6.34 Ton/m

X = 3.75 m

CALCULO DE LA FUERZA DE FRENADO Y

ACELERACION (BR)

$$LL = 19.20 \text{ Ton}$$

$$BR = 0.96 \text{ Ton}$$

$$hBR = 1.8 \text{ m}$$

$$Y = 10.85 \text{ m}$$

CALCULO DE LA SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA

SUPERESTRUCTURA

$$PL = 14.94 \text{ Ton}$$

$$PL = 2.08 \text{ Ton/m}$$

$$X = 3.75 \text{ m}$$

CALCULO DE LA SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE

TRAFICO (LS)

$$pH = 0.42 \text{ Ton/m}$$

$$LSH = 3.04 \text{ Ton}$$

$$LSV = 5.66 \text{ Ton}$$

$$y = 9.05 \text{ m}$$

$$X = 7.05 \text{ m}$$

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

(EQ)

$$EQ = 3.58 \text{ Ton}$$

$$y = 8.275 \text{ m}$$

CALCULO DE LA FUERZA

SISMICA (EQ)

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	EQ	n
RESISTENCIA I	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	0.00	1.05
RESISTENCIA I	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	0.00	1.05
RESISTENCIA I	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	0.00	1.05
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	0.00	1.05
EXTREMO I	0.90	0.65	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00
EXTREMO I	0.90	1.50	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00
EXTREMO I	1.25	0.65	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00
EXTREMO I	1.25	1.50	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00

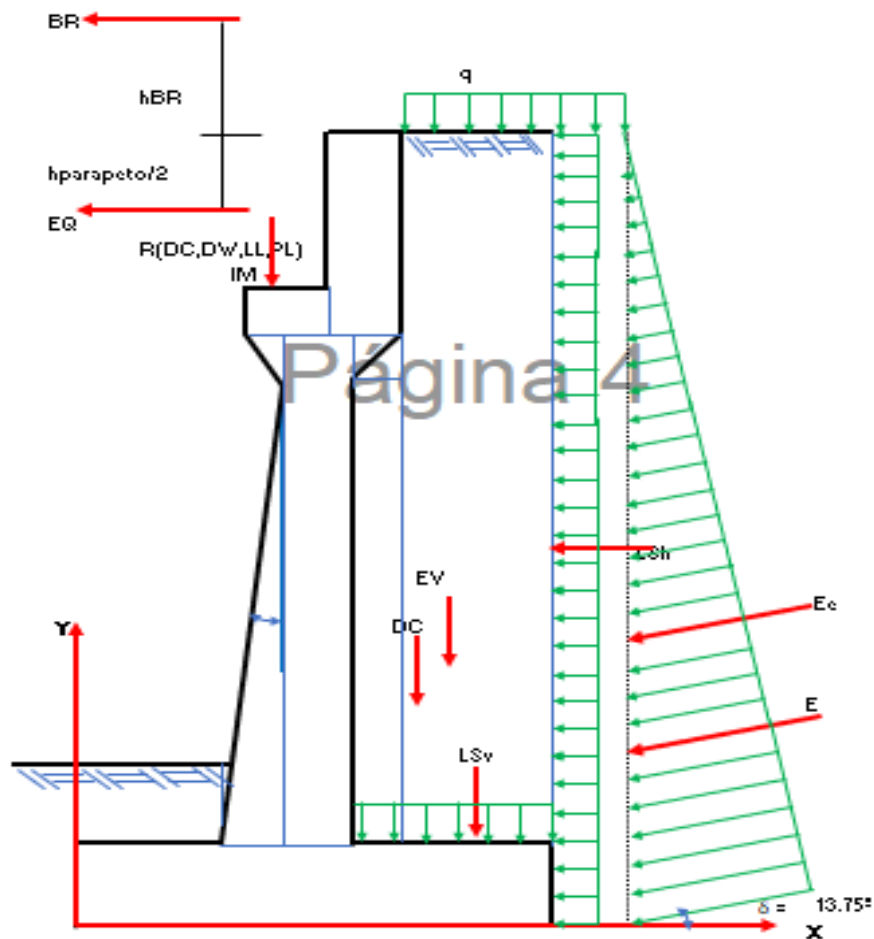


Figura 7. CALCULO DE FUERZA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

2. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

DATOS PREVIOS

F.S.D =	1.5	u =	0.5
F.S.V =	2	σ =	2.34 Kg/cm ²

CALCULO DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES

FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACION	EH	LSh	BR	EQ	N _f
RESISTENCIA I	44.37	5.32	1.68	0.00	53.94
RESISTENCIA I	44.37	5.32	1.68	0.00	53.94
RESISTENCIA I	44.37	5.32	1.68	0.00	53.94
RESISTENCIA I	44.37	5.32	1.68	0.00	53.94
EXTREMO I	49.61	1.52	0.48	3.58	55.19
EXTREMO I	49.61	1.52	0.48	3.58	55.19
EXTREMO I	49.61	1.52	0.48	3.58	55.19
EXTREMO I	49.61	1.52	0.48	3.58	55.19

MOMENTOS ACTUANTES (Ton.m)					
COMBINACION	EH	LSh	BR	EQ	N _f M
RESISTENCIA I	133.84	48.17	18.23	0.00	210.25
RESISTENCIA I	133.84	48.17	18.23	0.00	210.25
RESISTENCIA I	133.84	48.17	18.23	0.00	210.25
RESISTENCIA I	133.84	48.17	18.23	0.00	210.25
EXTREMO I	149.66	13.76	5.21	29.59	198.22
EXTREMO I	149.66	13.76	5.21	29.59	198.22
EXTREMO I	149.66	13.76	5.21	29.59	198.22
EXTREMO I	149.66	13.76	5.21	29.59	198.22

CALCULO DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES

FACTORADOS

FUERZAS RESISTENTES (Ton)								
COMBINACION	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	Nff
RESISTENCIA I	37.31	0.34	4.67	11.09	3.63	119.83	9.91	196.11
RESISTENCIA I	37.31	0.78	4.67	11.09	3.63	119.83	9.91	196.57
RESISTENCIA I	51.82	0.34	4.67	11.09	3.63	119.83	9.91	211.34
RESISTENCIA I	51.82	0.78	4.67	11.09	3.63	119.83	9.91	211.81
EXTREMO I	37.31	0.34	1.33	3.17	1.04	120.95	2.83	166.96
EXTREMO I	37.31	0.78	1.33	3.17	1.04	120.95	2.83	167.41
EXTREMO I	51.82	0.34	1.33	3.17	1.04	120.95	2.83	181.47
EXTREMO I	51.82	0.78	1.33	3.17	1.04	120.95	2.83	181.91

MOMENTOS RESISTENTES (Ton.m)								
COMBINACION	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	NfM
RESISTENCIA I	144.40	1.27	17.50	41.58	13.62	844.61	69.88	1189.50
RESISTENCIA I	144.40	2.92	17.50	41.58	13.62	844.61	69.88	1191.24
RESISTENCIA I	200.56	1.27	17.50	41.58	13.62	844.61	69.88	1248.47
RESISTENCIA I	200.56	2.92	17.50	41.58	13.62	844.61	69.88	1250.21
EXTREMO I	144.40	1.27	5.00	11.88	3.89	855.83	19.97	1042.24
EXTREMO I	144.40	2.92	5.00	11.88	3.89	855.83	19.97	1043.89
EXTREMO I	200.56	1.27	5.00	11.88	3.89	855.83	19.97	1098.39
EXTREMO I	200.56	2.92	5.00	11.88	3.89	855.83	19.97	1100.05

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu \Sigma F_v / \Sigma F_H$	
RESISTENCIA I	1.82	OK
RESISTENCIA I	1.82	OK
RESISTENCIA I	1.96	OK
RESISTENCIA I	1.96	OK
EXTREMO I	1.51	OK
EXTREMO I	1.52	OK
EXTREMO I	1.64	OK
EXTREMO I	1.65	OK

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma MR / \Sigma MA$	
RESISTENCIA I	5.66	OK
RESISTENCIA I	5.67	OK
RESISTENCIA I	5.94	OK
RESISTENCIA I	5.95	OK
EXTREMO I	5.26	OK
EXTREMO I	5.27	OK
EXTREMO I	5.54	OK
EXTREMO I	5.55	OK

VERIFICACION DE LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO

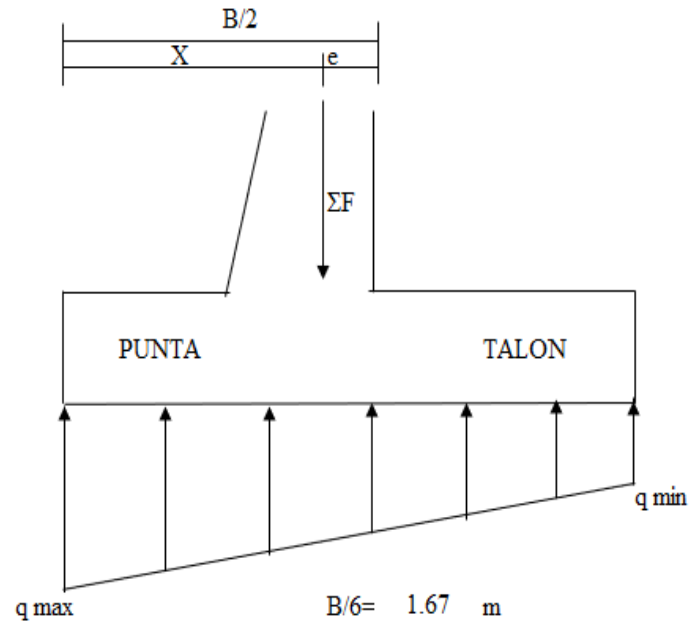


Figura 8. PRESIONES SOBRE EL SUELO-FUENTE: ELABORACION

PROPIA

COMBINACION	X (m)	e (m)		q max (Ton/m)		q min (Ton/m)	
RESISTENCIA I	4.99	0.007	OK	19.69	OK	19.58	OK
RESISTENCIA I	4.99	0.010	OK	19.77	OK	21.014	OK
RESISTENCIA I	4.91	0.088	OK	22.24	OK	20.068	OK
RESISTENCIA I	4.91	0.090	OK	22.33	OK	15.794	OK
EXTREMO I	5.06	0.055	OK	17.25	OK	16.188	OK
EXTREMO I	5.05	0.052	OK	17.26	OK	17.585	OK
EXTREMO I	4.96	0.040	OK	18.58	OK	17.759	OK
EXTREMO I	4.96	0.043	OK	18.66	OK	0	OK

3. ANALISIS

CALCULO DE LA CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$Y = 8.05$$

COMBINACION	CORTANTE Vd (Ton)-A"d" DE LA CRA				
	EH	LSH	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA 1	34.670	5.914	1.680	0.000	44.377
RESISTENCIA 1	34.670	5.914	1.680	0.000	44.377
RESISTENCIA 1	34.670	5.914	1.680	0.000	44.377
RESISTENCIA 1	34.670	5.914	1.680	0.000	44.377
EXTREMO 1	38.767	1.690	0.480	3.576	44.513
EXTREMO 1	38.767	1.690	0.480	3.576	44.513
EXTREMO 1	38.767	1.690	0.480	3.576	44.513
EXTREMO 1	38.767	1.690	0.480	3.576	44.513

COMBINACION	MOMENTO M (Ton-m)-MAXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	94.197	23.951	16.548	0.000	141.431
RESISTENCIA 1	94.197	23.951	16.548	0.000	141.431
RESISTENCIA 1	94.197	23.951	16.548	0.000	141.431
RESISTENCIA 1	94.197	23.951	16.548	0.000	141.431
EXTREMO 1	452.188	6.843	4.728	23.242	487.001
EXTREMO 1	452.188	6.843	4.728	23.242	487.001

EXTREMO 1	452.188	6.843	4.728	23.242	487.001
EXTREMO 1	452.188	6.843	4.728	23.242	487.001

CALCULO PARA LA UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO

Y = 5.640 m

ty = 0.829 m

Mu = 487.001 Ton-m

Mu/2= 243.521 Ton-m OK

COMBINACION	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	Nj(M/2)
RESISTENCIA 1	32.396	11.757	12.499	0.000	59.484
RESISTENCIA 1	32.396	11.757	12.499	0.000	59.484
RESISTENCIA 1	32.396	11.757	12.499	0.000	59.484
RESISTENCIA 1	32.396	11.757	12.499	0.000	59.484
EXTREMO 1	221.965	3.359	3.571	14.625	243.521
EXTREMO 1	221.965	3.359	3.571	14.625	243.521
EXTREMO 1	221.965	3.359	3.571	14.625	243.521
EXTREMO 1	221.965	3.359	3.571	14.625	243.521

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACION	CORTANTE Vd (Ton)-A "d" DE LA CRA				
	EH	LSH	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA 1	1.22	1.11	1.68	0.00	4.21
RESISTENCIA 1	1.22	1.11	1.68	0.00	4.21
RESISTENCIA 1	1.22	1.11	1.68	0.00	4.21
RESISTENCIA 1	1.22	1.11	1.68	0.00	4.21
EXTREMO 1	1.36	0.32	0.48	3.58	5.74
EXTREMO 1	1.36	0.32	0.48	3.58	5.74
EXTREMO 1	1.36	0.32	0.48	3.58	5.74
EXTREMO 1	1.36	0.32	0.48	3.58	5.74

COMBINACION	MOMENTO M (Ton-m)-MAXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	3.406	0.888	5.628	0.000	10.418
RESISTENCIA 1	3.406	0.888	5.628	0.000	10.418
RESISTENCIA 1	3.406	0.888	5.628	0.000	10.418
RESISTENCIA 1	3.406	0.888	5.628	0.000	10.418
EXTREMO 1	4.651	0.254	1.608	2.771	9.283
EXTREMO 1	4.651	0.254	1.608	2.771	9.283
EXTREMO 1	4.651	0.254	1.608	2.771	9.283
EXTREMO 1	4.651	0.254	1.608	2.771	9.283

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA

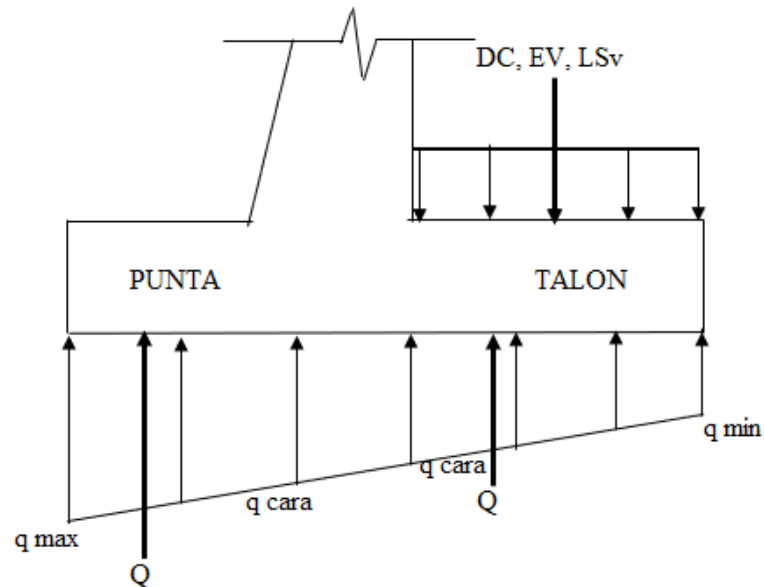


Figura 9. CORTANTE Y MOMENTO-FUENTE: ELABORACION PROPIA

COMBINACION	q cara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣVd
RESISTENCIA I	19.644	-15.163	-9.912	-61.221	115.047	30.188
RESISTENCIA I	20.280	-15.163	-9.912	-61.221	117.144	32.390
RESISTENCIA I	21.352	-21.060	-9.912	-61.221	127.519	37.092
RESISTENCIA I	19.648	-21.060	-9.912	-61.221	122.770	32.106
EXTREMO I	16.813	-15.163	-2.832	-61.221	99.629	20.413
EXTREMO I	17.393	-15.163	-2.832	-61.221	101.356	22.140
EXTREMO I	18.243	-21.060	-2.832	-61.221	107.704	22.591
EXTREMO I	11.007	-21.060	-2.832	-61.221	86.766	1.653

COMBINACION	q cara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MAXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	NfM
RESISTENCIA I	19.644	-45.114	-29.240	-180.602	342.418	91.835
RESISTENCIA I	20.280	-45.114	-29.240	-180.602	347.048	96.696
RESISTENCIA I	21.352	-62.658	-29.240	-180.602	381.982	114.956
RESISTENCIA I	19.648	-62.658	-29.240	-180.602	373.035	105.561
EXTREMO I	16.813	-45.114	-8.354	-180.602	297.678	63.608
EXTREMO I	17.393	-45.114	-8.354	-180.602	301.169	67.099
EXTREMO I	18.243	-62.658	-8.354	-180.602	321.417	69.802
EXTREMO I	11.007	-62.658	-8.354	-180.602	280.335	28.721

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACION	q CARA (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton)-A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	NfV
RESISTENCIA I	19.6557	-7.6464	58.032591	52.905501
RESISTENCIA I	20.1427	-7.6464	58.870571	53.78538
RESISTENCIA I	21.5914	-10.62	64.657195	56.739055
RESISTENCIA I	20.3659	-10.62	62.969312	54.966778
EXTREMO I	16.9299	-7.6464	50.412253	42.765853
EXTREMO I	17.3569	-7.6464	51.058417	43.412017
EXTREMO I	18.3329	-10.62	54.445154	43.825154
EXTREMO I	13.0594	-10.62	46.780652	36.160652

COMBINACION	q	MOMENTO M (Ton-m)-		
	CARA	MAXIMO		
	(Ton/m)	DC	Q	NjM
RESISTENCIA I	19.6557	-11.664	88.646704	80.831839
RESISTENCIA I	20.1427	-11.664	88.403001	80.575951
RESISTENCIA I	21.5914	-16.2	101.07716	89.121013
RESISTENCIA I	20.3659	-16.2	103.40213	91.562233
EXTREMO I	16.9299	-11.664	78.092716	66.428716
EXTREMO I	17.3569	-11.664	77.518386	65.854386
EXTREMO I	18.3329	-16.2	83.97473	67.77473
EXTREMO I	13.0594	-16.2	92.348644	76.148644

5.1.5. Calculo Y Diseño Estructural

SUPERESTRUCTURA

5.1.5.1.1. DATOS GENERALES

Ancho de via:		7.2	metros
Numero de carriles posibles:	NL	2	
Luz del puente:		16.6	metros
Numero de vigas Nb:		3	

Separacion entre vigas (S)		2.5	metros
Peralte de vigas (H)		1.2	metros
Peralte de losa (t)		0.25	metros

PUENTE TIPO VIGA-LOSA (espesor de losa = t)	
losa de tramo simple	L/15
losa de tramo continuo	L/19 a L/24

PERALTE DE VIGA (H)		
VIGAS T	tramo simple	0.070L
	tramo continuo	0.065L

H= 1.2

ESPESOR DE LA LOSA (t)	
TRAMO SIMPLE	$1.2 \cdot (S + 3000) / 30$

t= 0.25

TRAMO CONTINUO	$(S+3000)/30$
----------------	---------------

SEPARACION ENTRE VIGAS (S)		S= 2.5
S(metros)=	1.5h o 2h	

5.1.5.1.2. DATOS DE MATERIALES

f'_c del concreto = 210 Kg/cm²

f_y acero = 4200 Kg/cm²

E_c = $15100 * \sqrt{f'_c}$ Kg/cm²

E_s = 2100000 Kg/cm²

5.1.5.1.3. CAMION DE DISEÑO

Carga vehicular HL 93 del AASHTO

5.1.5.1.4. BARANDAS Y VEREDAS

Las barandas y veredas serán regidas por las especificaciones mínimas indicadas en la Norma AASHTO LRFD.

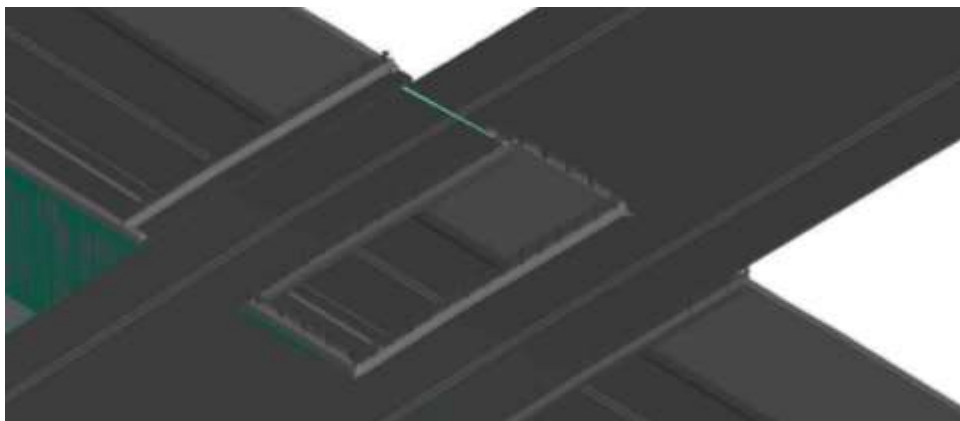


Figura 10.VISTA PROYECTADA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.5.1.5. PLATABANDAS

Con los posteriores cálculos de diseño, se determina que no es necesario emplear platabandas.

5.1.5.1.6. VIGA EXTERIOR 1

DATOS

ANCHO TRANSVERSAL DE LOSA (A_L)		7.2
ANCHO TOTAL DEL TABLERO (A_d)		16.6
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS (S)	$S=2h=2(H-t)$; m	2.5
PERALTE DE VIGAS (H)		1.2
ESPESOR DE LA LOSA (t)	$1.2(S+3000)/30$;mm	0.25
ANCHO DE VIGA (b_w)	$(3/7)*(H)$; metros	0.52
ESPESOR DE LA CARPETA ASFALTICA	metros	0.05
PERALTE DE VEREDA		0.2
ANCHO DE VEREDA		1.2
AREA TRANSVERSAL DE VEREDA		0.25
PESO DE LA BARANDA	Kg/m	100
ALTURA DIAFRAGMA (H)	$75\%*(H-t)$; metros	0.7

METRADO DE CARGAS DEL PUENTE

CARGAS PERMANENTES (WDC + WDW)

Momento por peso propio

Cargas Distribuidas

Peso Propio (vigas y losa de concreto)

VIGAS	1.1856 Tn/m
LOSA	1.23 Tn/m
PESO DE VEREDA	0.6 Tn/m

VOLADOS	0.6 Tn/m
	0.3 Tn/m
BARANDA	0.1 Tn/m
ACERA(acabado)	0.25 Tn/m
ASFALTO	0.211 Tn/m
PESO PROPIO(WDL)=	3.9366 Tn/m

Carga puntual

DIAFRAGMA	0.33264 Tn
-----------	------------

MOMENTO DEL PESO PROPIO (Tn.m) MDL=WDL*L^2/8=135.60

MOMENTO DIAFRAGMAS (Tn.m) MDIAF= 2.76

MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA = MDL+MDIAF= MD=136.3

Momento por sobrecarga

MOMENTO POR TREN DE CARGAS (MS/C)(T.m)=100.2

P (TON)= 3.695

MOMENTO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE (MS/C eq) =70.76 .m

Para momento flector P (Ton) = 9

Para esfuerzo cortante P (KN) = 116

Carga equivalente W (Ton/m) = 0.97

MOMENTO POR IMPACTO (MI) = 0.2791209 =0.28%Ms/c

I=15.24/(L+38)

COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGAS

(Cc = R/Pr) = 2.08

$$Pr*(5)+Pr*(3.2)+Pr*(2)+Pr*(0.2) = R*(5)$$

MOMENTO DE SOBRECARGA DEBIDO AL TREN DE CARGAS

$$(ML) \text{ (Ton.m)} = 133.38$$

$$ML = MS/C*(1+I)*Cc/ 2 \text{ lineas de rueda}$$

$$\text{MOMENTO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE (ML eq) (T.m)} = 60.383$$

$$MLEq = MS/Ceq*(1+I)*Fr*N^{\circ}vias/N^{\circ}vigas$$

$$FR = 100\% = 1$$

POR LO TANTO ESCOGEMOS EL MAYOR VALOR ENTRE ML Y ML eq

MOMENTO SOBRECARGA DE LA VIGA (MS/C VIGA) =

$$133.3846$$

Momento Total Factorado (MU)

$$\text{GRUPO I} = \gamma*(\beta_d * D + \beta_L * (L + I) + \beta_Q * EQ) = a*(b * D + c * (L + I) + d * EQ)$$

a=	1.3
b=	1
c=	1.67
d=	0

D=MD=	136.2904
L+I=MS/Cviga=	133.38463

$$MU = 466.75556 \text{ Ton.m}$$

Verificamos si trabaja como viga "T" o "rectangular"

$$As = \frac{Mactuante}{0.9 * fy * (d - \frac{\beta * c}{2})}$$

Si $c > t$: como viga "T"
 Si $c < t$: como viga rectangular

CALCULO DEL ANCHO EFECTIVO

Ancho del alma + 12 veces el espesor de la losa = 2.9

1/4 de la longitud del puente = 4.15

La distancia centro a centro entre vigas = 2.5

TOMAMOS $b_c = 2.5$ metros

$b_c = 250$ cm

a) Para el primer tanteo se toma $c = t = 0.25$ metros

$$A_s = \frac{M_{actuante}}{0.9 * f_y * (d - \frac{\beta * c}{2})}$$

$-a = \beta * c = 2.5 (\emptyset = \text{diametro del acero principal}) = 8.7325$

$-\beta = 0.85$

$-c = 25$ cm

$-f_y = 4200$ kg/cm²

$-M_u = 46675555.7$ kg.cm

$-d$ (peralte efectivo) = 94.251 cm 95 cm

$-r(\text{recubrim.}) = 4$ cm

$-\emptyset 1/2'' = 1.27$ cm

$$A_s = 136.240977 \text{ cm}^2$$

b) hallamos el verdadero valor de "c"

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta * f'_c * b_c}$$

$$C = 11.3141296 \text{ cm} < t = 25 \text{ cm}$$

se comporta como viga

c) Verificación entre Mactuante y Mmax

$$M_{max} = 0.167 * f^c * bc * d^2 \quad \text{PARA ZONAS SISMICAS}$$

$$M_{max} = 103845204 \text{ kg.cm}$$

$$M_{max} = 1038.45204 \text{ Ton.m}$$

$$MU = 466.755557 \text{ Ton.m}$$

$$M_{max} = 1038.45204 \text{ Ton.m}$$

$$MU < M_{max}$$

ANÁLISIS COMO SIMPLEMENTE REFORZADA

d) FALLA POR TRACCIÓN (simplemente reforzada)

Diseño como simplemente reforzada

- $W = \frac{2.61 * Mu}{f^c * (bc)} = 1740.33144 \text{ cm}^2$
- $As = \frac{Mu}{0.9 * fy * (d - \frac{a}{2})} = 136.933875 \text{ cm}^2$
- $a = d - (d^2 - W)^{1/2} = 9.64973015 \text{ cm}$

* Hallando cantidad de varillas de 1 3/8" = # V

Varillas = 14

e) DISEÑO DE ACERO MÍNIMO PARA COMPRESIÓN Y ARRIOSTRE

Diseño mínimo de refuerzo para la parte superior de la viga simplemente reforzada para compresión y arriostre

$$\left\{ \begin{array}{l} p_{min} = \frac{14}{fy} = 0.00333333 \\ p_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f^c}}{fy} = 0.00318728 \end{array} \right.$$

$$p_{\min} = 0.00333333$$

cálculo del acero mínimo a compresión ($A's$)

$$A's = p_{\min} * b * d =$$

donde: b = ancho de la viga

d = peralte efectivo de

la viga

$$A's = 15.83333333 \text{ cm}^2$$

Hallando cantidad de varillas de 1" = $\varnothing$ 1" = 2.54cm

V

$$\#V = 3.12294543$$

$$\#V = 4$$

f) VERIFICACION POR AGRIETAMIENTO

$$W_{\max} = 0.1086 * 10^{-4} * \beta * f_s * \sqrt[3]{dc * A}$$

$W_{\max}$ = ancho de grieta en mm

β = valor promedio del factor de profundidad = 1.2

f_s = esfuerzo máximo en Kg/cm² en el acero al nivel de carga de servicio

$$f_{s_{\max}} = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{M_D + M_{L+I}}{A_s * j * d}$$

M = momento total de servicio

dc= espesor en cm del recubrimiento medio hasta el centro de la primera línea de refuerzo

A = área de concreto en tensión entre el número de barras, en cm²

b = ancho de la sección
$$A = \frac{b * t}{\gamma bc}$$

t= profundidad del concreto en tensión, se determina considerando el centro de gravedad

de las barras en tensión como el centroide del área de concreto en tensión
 γbc = numero de barras en el lado de tensión, si todas las barras son del mismo diámetro;

o el área total del acero entre el área de la barra mayor

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 * 10^6}{15000 * \sqrt{f_c}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{n * fc}}$$

fc = 40%*f`c

fs = 40%*fy

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

dc = recubrimiento + Ø varilla/2 + Ø estribo

t = recubrimiento + Ø varilla/2 + Ø estribo + a

HALLANDO LOS VALORES

*	n=	8.36660027	8.37	
*	fc =	112	kg/cm2	
*	fs =	1680	kg/cm2	
*	k =	0.35815148		
*	j=	0.88061617	0.88	
*	dc =	7.01625	7.02	cm
*	t =	15.74875	15.75	cm
*	A=	112.5	cm2	
*	fs max =	2355.71943	kg/cm2	
*	Wmax =	0.28376872	mm	

EMPLEANDO EL METODO DEL FACTOR "Z"

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * A} \leq 23200 \frac{kg}{cm}$$

$$Z = 17282.6411$$

$$Z = 17252.7655$$

<

$$Z = 23200$$

SEGUN LA NORMA ES OK

f) VERIFICACION POR FATIGA

Se debe de cumplir:

$$ff > \Delta f$$

Esfuerzo Actuante

$$\Delta f = fs \text{ max} - fs \text{ min}$$

$$f_{s_{min}} = \frac{M_D}{A_s * j * d}$$

$$f_{s_{min}} = 1190.551231 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f = 1165.1682 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_{max}} = \frac{M_D + M_{L+I}}{A_s * j * d}$$

$$f_{s_{max}} = 2355.719435 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Admisible

$$f_f = 1645.21 - 0.33 f_{s_{min}}$$

$$f_f = 1252.32809 \text{ kg/cm}^2$$

ff	>	Δf	
1252.328094	>	1165.1682	OK

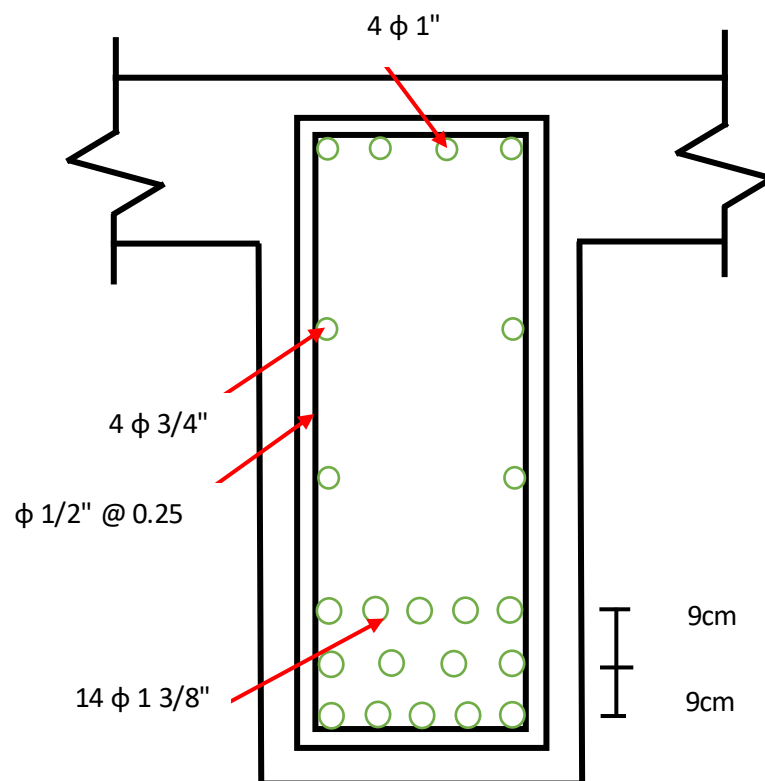


Figura 11. SECCION DE LA VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.5.1.7. VIGA EXTERIOR 3

DATOS

ANCHO TRANSVERSAL DE LOSA (A_L)		7.2
ANCHO TOTAL DEL TABLERO (A_d)		16.6
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS (S)	$S=2h=2(H-t)$; m	2.5
PERALTE DE VIGAS (H)		1.2
ESPESOR DE LA LOSA (t)	$1.2(S+3000)/30$; mm	0.25
ANCHO DE VIGA (b_w)	$(3/7)*(H)$; m	0.52
ESPESOR DE LA CARPETA ASFALTICA	metros	0.05
PERALTE DE VEREDA		0.2
ANCHO DE VEREDA		1
AREA TRANSVERSAL DE VEREDA		0.25
BARANDA PESO/ML		0.6
altura diafragma (h)	$75%*(H-t)$; m	0.7

MOMENTO POR PESO PROPIO

Cargas Distribuidas

Peso Propio (vigas y losa de concreto)

VIGAS	1.1856 Tn/m
LOSA	1.29 Tn/m
PESO DE VEREDA	0.6 Tn/m
BARANDA	0.1 Tn/m

ASFALTO 0.215 Tn/m

PESO PROPIO(WDL)= 3.3906 Tn/m

Carga puntual

DIAFRAGMA 0.33264 Tn

MOMENTO DEL PESO PROPIO (T.m) **MDL=WDL*L^2/8= 116.79**

MOMENTO DIAFRAGMAS (T.m) **MDIAF= 2.84**

MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA =

MDL+MDIAF = MD (T.m) = 98.96

MOMENTO POR SOBRECARGA

MOMENTO POR TREN DE CARGAS

(MS/C) (Tn.m))= 100.20

P (Ton) = 3.3.695

MOMENTO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

(MS/C eq) (Tn.m)) = 70.76

Para momento flector P (Ton) = 9

Para esfuerzo cortante P (KN) = 116

Carga equivalente W (Ton/m) = 0.97

MOMENTO POR IMPACTO (MI) = 0.40105263

I=15.24/(L+38)

COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGAS

$$(C_c = R/Pr) = 2.32$$

$$Pr*(5)+Pr*(3.2)+Pr*(2)+Pr*(0.2) = R*(5)$$

MOMENTO DE SOBRECARGA DEBIDO AL TREN DE CARGAS

$$(ML) \text{ (Ton.m)} = 148.76$$

$$ML = MS/C*(1+I)*Cc/ 2 \text{ lineas de rueda}$$

MOMENTO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

$$(ML_{eq}) \text{ (Ton.m)} = 60.38$$

$$ML_{eq} = MS/C_{eq}*(1+I)*Fr*N^{\circ}vías/N^{\circ}vigas$$

$$FR = 100\% = 1$$

POR LO TANTO ESCOGEMOS EL MAYOR VALOR ENTRE ML Y ML_{eq}

$$\text{MOMENTO SOBRECARGA DE LA VIGA (MS/C VIGA)} = 148.7751678 \text{ T.m}$$

MOMENTO TOTAL FACTORADO (MU)

$$\text{GRUPO I} = \gamma*(\beta_d * D + \beta_L * (L + I) + \beta_Q * EQ) = a*(b * D + c * (L + I) + d * EQ)$$

a=	1.3
b=	1
c=	1.67
d=	0

D=MD=	98.962217
L+I=MS/Cviga=	148.775168

$$MU = 451.641771 \text{ Ton.m}$$

Verificamos si trabaja como viga "T" o "rectangular"

$$As = \frac{Mactuante}{0.9 * fy * (d - \frac{\beta * c}{2})}$$

Si $c > t$: como viga "T"

Si $c < t$: como viga
rectangular

CALCULO DEL ANCHO EFECTIVO

Ancho del alma + 12 veces el espesor de la losa 3.5

1/4 de la longitud del puente 4.15

La distancia centro a centro entre vigas 2.5

TOMAMOS $bc = 2.5$ metros

$bc = 250$ cm

a) Para el primer tanteo se toma $c = t = 0.25$ metros

$$As = \frac{Mactuante}{0.9 * fy * (d - \frac{\beta * c}{2})}$$

$a = \beta * c = 2.5 (\emptyset = \text{diam. del acero principal}) = 8.7325$

$\beta = 0.85$

$c = 25$ cm

$fy = 4200$ kg/cm²

$Mu = 45164177.1$ kg.cm

d (peralte
efectivo) = 95cm

$$r(\text{recubrimiento}) = 4 \text{ cm}$$

$$\phi/2 = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_s = 131.829424 \text{ cm}^2$$

b) hallamos el verdadero valor de "c"

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta * f'_c * bc}$$

SE COMPORTA COMO
UNA VIGA RECTANGULAR

$$c = 10.9477722 \text{ cm} < t = 25 \text{ cm}$$

c) Verificación entre Mactuante y Mmax

$$M_{max} = 0.167 * f'_c * bc * d^2$$

PARA ZONAS SISMICAS

$$M_{max} = 127050088 \text{ kg.cm}$$

$$M_{max} = 1270.50088 \text{ Ton.m}$$

$$M_U = 451.641771 \text{ Ton.m}$$

$$M_{max} = 1270.50088 \text{ Ton.m}$$

ANALISIS COMO
SIMPLEMENTE
REFORZADA

$$M_U < M_{max}$$

d) FALLA POR TRACCION (simplemente reforzada)

Diseño como simplemente reforzada

$$\bullet \quad W = \frac{2.61 * M_U}{f'_c * (bc)} = 1683.97861 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \quad A_s = \frac{M_U}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 132.258256 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \quad a = d - (d^2 - W)^{1/2} = 9.32023929$$

- Hallando cantidad de varillas de 1 3/8" = # V # V = 13.8013415

$$\# \text{ Varillas} = 14$$

e) DISEÑO DE ACERO MINIMO PARA COMPRESION Y ARRIOSTRE

Diseño mínimo de refuerzo para la parte superior de la viga simplemente

reforzada para compresión y arriostre

$$\left\{ \begin{array}{l} p_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333333 \\ p_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00318728 \end{array} \right. \quad p_{min} = 0.00333333$$

cálculo del acero mínimo a compresión ($A's$)

$$A's = p_{min} * b * d = \text{donde: } \begin{array}{l} b = \text{ancho de la viga} \\ d = \text{peralte efectivo} \\ \text{de la viga} \end{array}$$

$$A's = 15.8333$$

Hallando cantidad de varillas de 1" = # V

$$\#V = 3.12294543$$

$$\#V = 4$$

f) VERIFICACION POR AGRIETAMIENTO

$$W_{max} = 0.1086 * 10^{-4} * \beta * f_s * \sqrt[3]{d_c * A}$$

W_{max} = ancho de grieta en mm

β = valor promedio del factor de profundidad = 1.2

f_s = esfuerzo máximo en Kg/cm² en el acero al nivel de carga de servicio

$$f_{s_{max}} = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{M_D + M_{L+I}}{A_s * j * d}$$

M = momento total de servicio

d_c = espesor en cm del recubrimiento medio hasta el centro de la primera línea de refuerzo

A = área de concreto en tensión entre el número de barras, en cm²

$$A = \frac{b * t}{\gamma_{bc}}$$

b = ancho de la sección

profundidad del concreto en tensión, se determina considerando el centro

t = de gravedad de las barras en tension como el centroide del area de concreto en tension

γ_{bc} = numero de barras en el lado de tensión, si todas las barras son del mismo diámetro; o el area total del acero entre el área de la barra mayor

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 * 10^6}{15000 * \sqrt{f_c}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{n * fc}}$$

$$f_c = 40\% * f'_c$$

$$f_s = 40\% * f_y$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \varnothing \text{ varilla}/2 + \varnothing \text{ estribo}$$

$$t = \text{recubrimiento} + \varnothing \text{ varilla}/2 + \varnothing \text{ estribo} + a$$

HALLANDO LOS

VALORES

n= 8.36660027	8.37	
f _c = 112	kg/cm ²	
f _s = 1680	kg/cm ²	
k =0.35815148		
j= 0.88061617	0.88	
d _c = 7.01625	7.02	cm
t = 15.74875	15.75	cm
A= 112.5	cm ²	
f _s max = 2240.59	kg/cm ²	
W _{max} = 0.2699	mm	

W max = 0.2699
mm < W max = 0.30
mm
SEGÚN
NORMAS ES OK

EMPLEANDO EL METODO DEL FACTOR "Z"

$$Z = f_s * \sqrt[3]{dc * A} \leq 23200 \frac{kg}{cm}$$

$$Z = 16438.0019$$

$$Z = 16438.0019 < Z = 23200$$

SEGÚN LA
NORMA ES OK

g) VERIFICACION POR FATIGA

* Se debe de cumplir: $ff > \Delta f$

* Esfuerzo Actuante $\Delta f = fs_{max} - fs_{min}$

$$* \quad fs_{min} = \frac{M_D}{As * j * d}$$

$$fs_{min} = 895.0356774 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \quad fs_{max} = \frac{M_D + M_{L+I}}{As * j * d}$$

$$fs_{max} = 2240.590447 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f = 1345.55477 \text{ kg/cm}^2$$

* Esfuerzo Admisible $ff = 1645.21 - 0.33 fs_{min}$

$$* \quad ff = 1349.84823 \text{ kg/cm}^2$$

ff	>	Δf	
1349.848226	>	1345.55477	OK

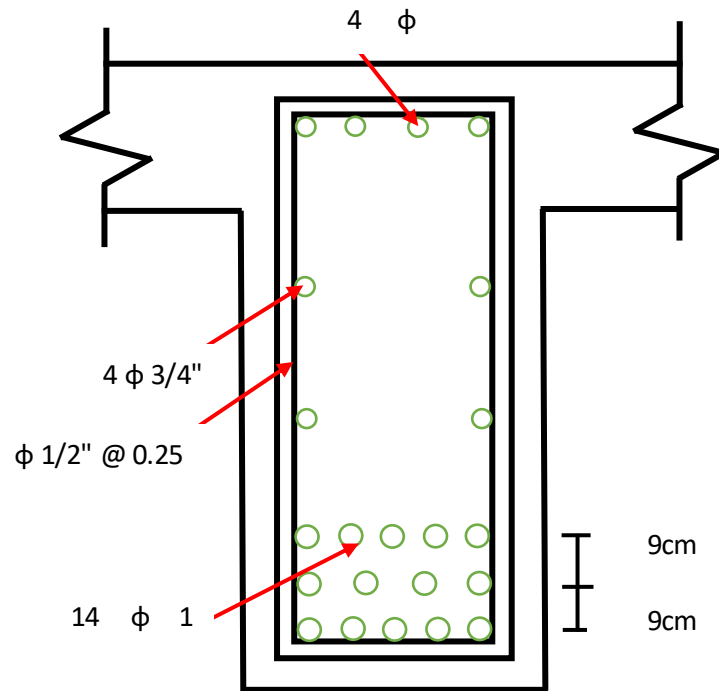


Figura 12. SECCION DE LA VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.5.1.8. VIGA INTERIOR 2

DATOS

ANCHO TRANSVERSAL DE LOSA (A_L)		7.2	7.2
ANCHO TOTAL DEL TABLERO (A_d)		16.60 m	16.6
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS (S)	$S=2h=2(H-t)$; m	1.9	2.5
PERALTE DE VIGAS (H)		1.20 m	1.2
ESPESOR DE LA LOSA (t)	$1.2*(S+3000)/30$;mm	220	0.25
ANCHO DE VIGA (b_w)	$(3/7)*(H)$; m	0.51428	0.52
ESPESOR DE LA CARPETA ASFALTICA	metros	0.05 m	0.05
PERALTE DE VEREDA		0.20 m	0.2
ANCHO DE VEREDA		1.00 m	1
AREA TRANSVERSAL DE VEREDA		0.25m ²	0.25
BARANDA PESO/ML		0.1	0.1
h	$75%*(H-t)$; metros	0.7125	0.7

MOMENTO POR PESO PROPIO

Cargas Distribuidas

Peso Propio (vigas y losa de concreto)

VIGAS	1.1856	Tn/m
LOSA	1.5	Tn/m
BARANDA	0.1	Tn/m
ASFALTO	0.25	Tn/m
PESO PROPIO(WDL)=	3.0356	Tn/m

Carga puntual

DIAFRAGMA 0.66528 Tn

MOMENTO DEL PESO PROPIO (T.m) **MDL=WDL*L^2/8= 104.56**

MOMENTO DIAFRAGMAS (T.m)) **MDIAF=5.6797**

MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA =

MDL+MDIAF = MD (T.m)) = 110.241

MOMENTO POR SOBRECARGA

MOMENTO POR TREN DE CARGAS

(MS/C) (T.m)= 100.199

P (Ton) = 3.695

MOMENTO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

(MS/C eq) (T.m)= 70.76

Para momento flector P (Ton) = 9

Para esfuerzo cortante P (KN) = 116

Carga equivalente W (Ton/m) = 0.97

MOMENTO POR IMPACTO (MI) = 0.40105263 =

I=15.24/(L+38)

COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGAS

(Cc = R/Pr) = 1.36687

Para vigas interiores, según norma: Cc=R/Pr=S/1.829

MOMENTO DE SOBRECARGA DEBIDO AL TREN DE CARGAS (ML) (T.m)) = 87.65

ML = MS/C*(1+I)*Cc/ 2 lineas de rueda

MOMENTO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE (ML eq) = 60.38

ML eq = MS/Ceq*(1+I)*Fr*N°vias/N°vigas

FR= 100%= 1

POR LO TANTO ESCOGEMOS EL MAYOR VALOR

ENTRE ML Y ML eq

MOMENTO SOBRECARGA DE LA VIGA (

MS/C VIGA) = 87.65340011

MOMENTO TOTAL FACTORADO (MU)

GRUPO I = $\gamma * (\beta_d * D + \beta_L * (L + I) + \beta_Q * EQ) = a * (b * D + c * (L + I) + d * EQ)$

a=	1.3
b=	1
c=	1.67
d=	0

D=MD=	110.240942
L+I=MS/Cviga=	87.6534001

MU= 333.608756 Ton.m

Verificamos si trabaja como viga "T" o "rectangular"

$$As = \frac{M_{actuante}}{0.9 * fy * (d - \frac{\beta * c}{2})}$$

Si $c > t$:

como viga

"T"

Si $c < t$:

como viga

rectangular

CALCULO DEL ANCHO EFECTIVO

Ancho del alma + 12 veces el espesor de la

3.5

losa

1/4 de la longitud del puente

4.15

La distancia centro a centro entre vigas

2.5

TOMAMOS $bc = 2.5$ metros

$bc = 250$ cm

a) Para el primer tanteo se toma $c = t = 0.25$ metros

$$As = \frac{M_{actuante}}{0.9 * fy * (d - \frac{\beta * c}{2})}$$

$a = \beta * c = 2.5 (\emptyset = \text{diam. del acero}) = 8.7325$

$\beta = 0.85$

$c = 25$ cm

$fy = 4200$ kg/cm²

$Mu = 33360875.6$ kg.cm

d (peralte efecto.)= 95 cm

r(recubrimiento)= 4 cm

Ø1/2``= 1.27 cm

b) hallamos el verdadero valor de "c"

$$c = \frac{As * fy}{0.85 * \beta * f'c * bc}$$

c= 11.11 cm < t=25 cm

SE COMPORTA COMO
UNA VIGA RECTANGULAR

c) Verificacion entre Mactuante y Mmax

$$Mmax = 0.167 * f'c * bc * d^2 \quad \text{PARA ZONAS SISMICAS}$$

Mmax= 127050088 kg.cm

Mmax= 1270.50088 Ton.m

MU= 333.608756 Ton.m

Mmax= 1270.50088 Ton.m

MU < Mmax

ANALISIS COMO SIMPLEMENTE REFORZADA

d) FALLA POR TRACCION (simplemente reforzada)

Diseño como simplemente reforzada

$$* W = \frac{2.61 * Mu}{f'c * (bc)} = 1243.88408 \text{ cm}^2$$

$$* As = \frac{Mu}{0.9 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 96.3440635 \text{ cm}^2$$

$$* a = d - (d^2 - W)^{\frac{1}{2}} = 6.78936616 \text{ cm}$$

$$* \text{ Hallando cantidad de varillas de } 1 \frac{3}{8}'' = \# V \quad \# V = 10.0536433$$

$$\# \text{ Varillas} = 14$$

e) DISEÑO DE ACERO MINIMO PARA

COMPRESION Y ARRIOSTRE

ño mínimo de refuerzo para la parte superior de la viga simplemente
zada

para compresión y arriostre

$$* \left\{ \begin{array}{l} p_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333333 \\ p_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00318728 \end{array} \right. \quad p_{min} = 0.003333$$

* cálculo del acero mínimo a compresión ($A's$)

$$A's = p_{min} * b * d = \quad \text{donde: } b = \text{ancho de la viga}$$

d = peralte efectivo de la
viga

$$A's = 15.83333333 \text{ cm}^2$$

$$* \text{ Hallando cantidad de varillas de } 1'' = \# V \quad \emptyset 1'' = 2.54 \text{ cm}$$

$$\emptyset 1'' = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\#V = 3.12294543$$

$$\#V = 4$$

f) VERIFICACION POR AGRIETAMIENTO

$$W_{max} = 0.1086 * 10^{-4} * \beta * f_s * \sqrt[3]{d_c * A}$$

W_{max} = ancho de grieta en mm

β = valor promedio del factor de profundidad = 1.2

f_s = esfuerzo máximo en Kg/cm² en el acero al nivel de carga de servicio

$$f_{s_{max}} = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{M_D + M_{L+I}}{A_s * j * d}$$

M = momento total de servicio

d_c = espesor en cm del recubrimiento medio hasta el centro de la primera línea de refuerzo

A = área de concreto en tensión entre el número de barras, en cm²

$$A = \frac{b * t}{\gamma bc}$$

b = ancho de la sección

profundidad del concreto en tensión, se determina considerando el centro

t = de gravedad de las barras en tensión como el centroide del área de concreto en tensión

$\gamma_{bc} =$ numero de barras en el lado de tensión, si todas las barras son del mismo diámetro;

o el área total del acero entre el área de la barra mayor

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 * 10^6}{15000 * \sqrt{f_c}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{n * fc}}$$

$$f_c = 40\% * f'_c$$

$$f_s = 40\% * f_y$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$d_c =$ recubrimiento + $\varnothing$ varilla/2 + $\varnothing$ estribo

$t =$ recubrimiento + $\varnothing$ varilla/2 + $\varnothing$ estribo + a

HALLANDO LOS VALORES

$n =$	8.36660027	8.37	
$f_c =$	112	kg/cm ²	
$f_s =$	1680	kg/cm ²	
$k =$	0.35815148		
$j =$	0.88061617	0.88	
$d_c =$	7.01625	7.02	cm
$t =$	15.74875	15.75	cm
$A =$	112.5	cm ²	

W max = 0.29597
mm < W max = 0.30
mm
SEGÚN LA
NORMA ES OK

$$f_s \max = 2456.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\max} = 0.29596686 \text{ mm}$$

EMPLEANDO EL METODO DEL FACTOR "Z"

$$Z = f_s * \sqrt[3]{dc * A} \leq 23200 \frac{kg}{cm}$$

$$Z = 18025.55672$$

$$Z = 18025.5567 < Z = 23200$$

SEGUN LA NORMA ES OK

g) VERIFICACION POR FATIGA

Se debe de cumplir:

$$ff > \Delta f$$

Esfuerzo Actuante

$$\Delta f = f_s \max - f_s \min$$

$$f_{s \min} = \frac{M_D}{A_s * j * d}$$

$$f_s \min = 1368.71075 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f = 1088.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s \max} = \frac{M_D + M_{L+I}}{A_s * j * d}$$

$$f_s \max = 2456.98294 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Admisible

$$ff = 1645.21 - 0.33 f_s \min$$

$$ff = 1193.53545 \text{ kg/cm}^2$$

ff	>	Δf	
1193.53545	>	1088.27219	OK

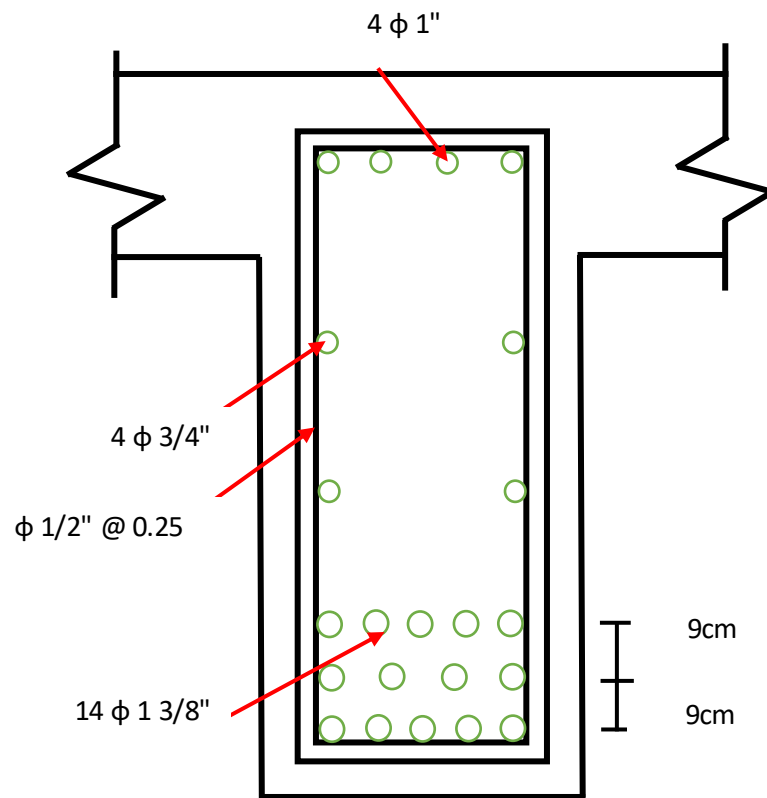


Figura 13. SECCION DE LA VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.5.1.9. DISEÑO DE LOSA

DATOS

ANCHO TRANSVERSAL DE LOSA (A_L)		7.2
ANCHO TOTAL DEL TABLERO (A_d)		16.6
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS (S)	$S=2h=2(H-t)$; m	2.5
PERALTE DE VIGAS (H)		1.2
ESPESOR DE LA LOSA (t)	$1.2*(S+3000)/30$	0.25
ANCHO DE VIGA (b_w)	$(3/7)*(H)$; m	0.52
ESPESOR DE LA CARPETA ASFALTICA	metros	0.05
PERALTE DE VEREDA		0.2
ANCHO DE VEREDA		1
AREA TRANSVERSAL DE VEREDA		0.25
BARANDA PESO/ML		0.1
h	$75%*(H-t)$; m	0.72
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO (γ_c)		2400
PESO ESPECIFICO DEL ASFALTO($\gamma_{asf.}$)		2250
f_c DEL CONCRETO		280
f_y ACERO		4200
E_s		2100000

SECCION TRANSVERSAL DE 1 m DE LA LOSA



Figura 14. SECCION LOSA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA LOSA

W=	0.6	Ton/m
-----------	------------	--------------

HALLANDO EL MOMENTO

M=	0.375	Ton-m
-----------	--------------	--------------

CALCULO DEL PESO DEL ASFALTO

W_{ASFALTO}	1.125	Ton/m
----------------------------	--------------	--------------

CALCULO DEL MOMENTO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

M_{RODAD.}	0.703125	Ton-m
---------------------------	-----------------	--------------

CALCULO DEL MOMENTO DE SOBRECARGA

M_{S/C}	2.318131417	Ton-m
------------------------	--------------------	--------------

CALCULO DE LA CARGA DE IMPACTO

M_I	0.695439425	Ton-m
----------------------	--------------------	--------------

CALCULO DE MOMENTO PARA EL DISEÑO DEL ACERO

M_{AC}	4.296280634	Ton-m
-----------------------	--------------------	--------------

VERIFICACION DE LA ALTURA DEL PERALTE DE LA LOSA

K	0.35805809
----------	-------------------

J	0.880647303
----------	--------------------

F_c=	112	t (cm)=	25
F_s=	1680		859256.1268
n=	8.366600265		3531.616385
			243.3039246

CALCULO DE "d"

d	15.59820261	cm
----------	--------------------	-----------

CONCLUIMOS	FALLA POR TRACCION => OK
-------------------	--

HALLANDO EL AREA DEL ACERO

A_{AC}	13.2	cm²
-----------------------	-------------	-----------------------

ASUMIENDO DIAMETRO DE VARILLA DEL ACERO ϕ " = 3/4

# VARILLAS	5
-------------------	----------

SEPARACION	15
-------------------	-----------

CANTIDAD Y DISTRIBUCION DEL ACERO
5 VARILLAS DE 3/4 @ 15 cm

CALCULO DE LOS ACEROS DE REPARTICIONES

%	67
---	----

A_{SR}

%max

67 % As principal

8.84	cm2
------	-----

ASUMIENDO DIAMETRO DE VARILLA DEL ACERO $\phi = 5/8$

# VARILLAS	5
------------	---

SEPARACION	20
------------	----

CANTIDAD Y DISTRIBUCION DEL ACERO
5 VARILLAS DE 5/8 @ 20 cm

CALCULO DEL ACERO DE TEMPERATURA

A_{S-TEMP}	4.4	cm2
--------------	-----	-----

ASUMIENDO DIAMETRO DE VARILLA DEL ACERO $\phi = 1/2$

# VARILLAS	4
------------	---

SEPARACION	30
------------	----

CANTIDAD Y DISTRIBUCION DEL ACERO
4 VARILLAS DE 1/2 @ 30 cm

RESUMEN DEL DISEÑO DE LA LOSA

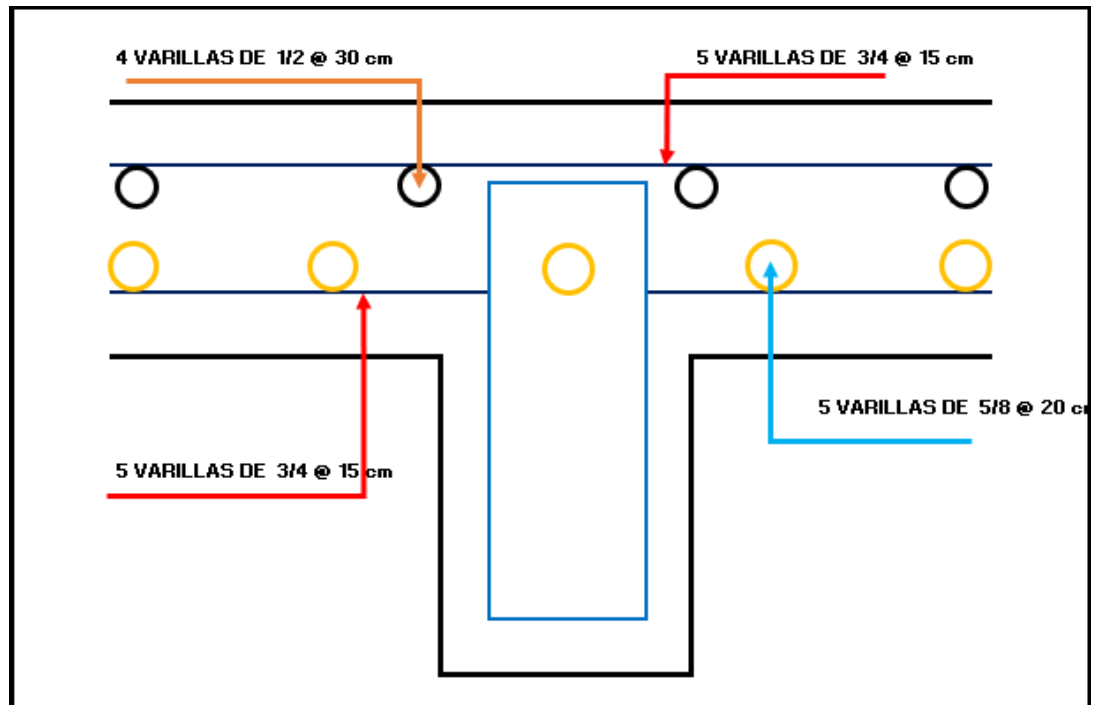


Figura 15. SECCION FINAL LOSA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

5.1.5.1.10. DISEÑO DEL DIAFRAGMA

DATOS GENERALES

LUZ DEL PUENTE	L=	16.6	metros
ANCHO DE LA VIGA DIAFRAGMA		0.2	metros
ANCHO DE VIGA	$b_w = b =$	0.52	metros
PERALTE DE VIGAS	H=	1.2	metros
PERALTE DE DIAFRAGMA		0.7	
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS	S=	2.5	metros
ANCHO DEL ALMA=ANCHO DE LA VIGA (b_w)	$b_w =$	0.52	metros
ESPESOR DE LOSA (t)	t=	0.25	metros
MOMENTO ULTIMO (MU)	MU=	466.755	Ton.m
$f'_c =$		280	kg/cm ²
$f_y =$		4200	kg/cm ²
PERALTE EFECTIVO DE LA VIGA	d =	95	cm
DIAMETRO DEL ACERO DEL ESTRIBO 1 3/8"		3.4925	cm
DIAMETRO DEL ACERO DEL ESTRIBO 1/2"		1.27	cm
a	$a = 2.5 \text{ } \varnothing \text{ } 1 \frac{3}{8}"$	8.7325	cm
RECUBRIMIENTO	r=	4	cm
$M = M_D + M_L + I = M_D + M \text{ s/c viga} =$	M =	269.6750	Ton.m
$M_D =$		136.29	Ton.m
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO	γ_c	2400	kg/m ³

CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE

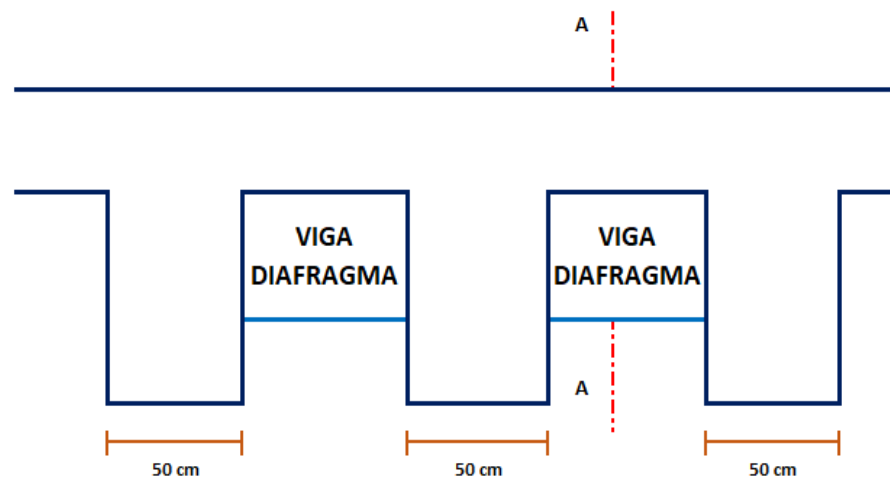


Figura 16.CORTE TRANSVERSAL PUENTE-FUENTE: ELABORACION PROPIA

DETALLES: CORTE A-A

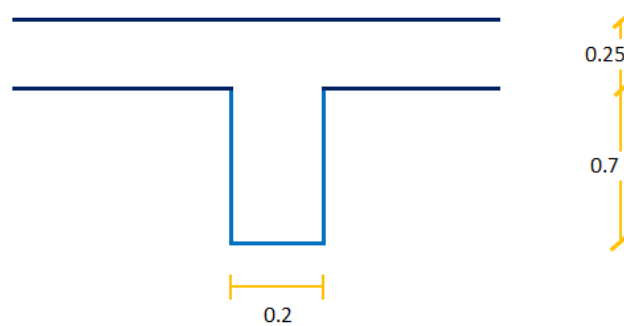


Figura 17. DETALLES DE CORTE-FUENTE: ELABORACION PROPIA

SEPARACION DE DIAFRAGMAS (Sd)

$$S_d \leq 2.5$$

$$S = 6.25$$

$$S_d \leq 20$$

$$b = 10.4$$

$$S = 2.5$$

$$b = 0.52$$

Sd=	6.00 m
------------	---------------

cantidad de vigas

diafragmas(VD)

$$\# VD = 3.76666667$$

# VD=	4
--------------	----------

METRADO DE CARGA

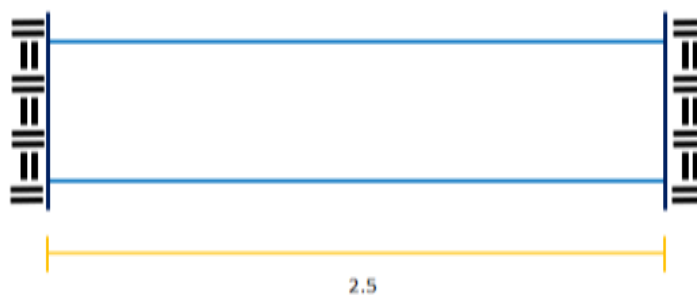


Figura 18.CARGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

W diaf=	0.336	ton/m
----------------	--------------	--------------

HALLANDO MOMENTOS

M diaf=	0.51975	ton/m
----------------	---------	-------

HALLANDO AREA DEL ACERO

As =	16.6341	cm ²
-------------	---------	-----------------

ASUMIENDO DIAMETRO ACERO PARA LA PARTE INFERIOR 1 "

CANTIDAD DE VARILLAS	4
-----------------------------	---

CALCULO DE ACERO MINIMO

As min =	3.6	cm ²
-----------------	-----	-----------------

ASUMIENDO DIAMETRO ACERO PARA LA PARTE SUPERIOR 3/4"

CANTIDAD DE VARILLAS	2
-----------------------------	---

CALCULO DE LA CORTANTE DE DISEÑO

V TOTAL =	0.42	Ton
------------------	------	-----

DISEÑO DEL ESTRIBO PARA LA SECCION CRITICA

CORTANTE RESISTENTE =

V _r	>	V _n
----------------	---	----------------

 Ø = 0.9

$$\text{EL } V_n \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 \cdot f_c \cdot b \cdot d + V_p \end{array} \right\} \text{EL MENOR}$$

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL

$$V_c = 0.53 \cdot (f_c)^{1/2} \cdot b \cdot d$$

V_c =	53.0342	Ton
------------------------	---------	-----

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

θ	45°
α	90°

DIAMETRO DE ESTRIBO	3/8 "	SEPARADOS @	25 cm
---------------------	-------	-------------	-------

A_v	1.43 cm ²
V_s	27.53 Ton

CALCULO COMPONENTE NOMINAL

V_{n1} =	80.57	Ton	ESCOGEMOS EL MENOR
V_{n2} =	418.6	Ton	

$V_n =$	80.57	Ton
---------	-------	-----

OBTENEMOS LA CORTANTE RESISTENTE FINAL

$V_r =$	72.5107	Ton
---------	---------	-----

V_r	$>$	ϕV_n
-------	-----	------------

NO FALLA POR
CORTANTE => OK

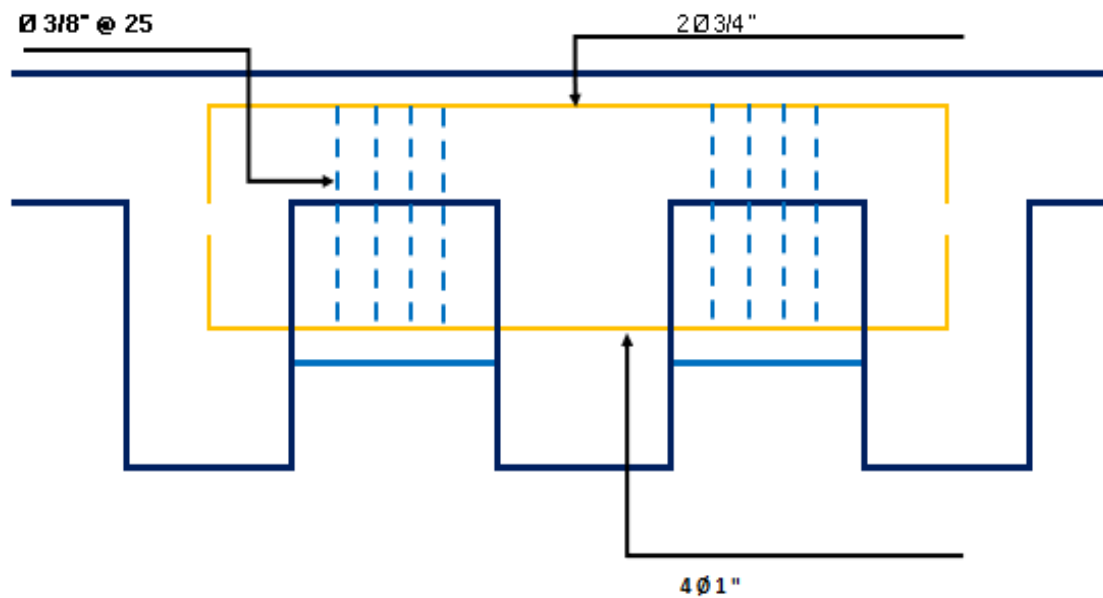


Figura 19.DISEÑO DIAFRAGMA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

SUBESTRUCTURA

5.1.5.1.11. DISEÑO DEL PILAR

DATOS GENERALES

LUZ DEL PUENTE	16.6	m
ANCHO DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE	6.5	m
ANCHO DE LA VIGA DIAFRAGMA	0.2	m
ANCHO DE VIGA	0.5	m
PERALTE DE VIGAS	1.2	m
PERALTE DE DIAFRAGMA	0.7	m
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS	2.5	m
ANCHO DEL ALMA=ANCHO DE LA VIGA (bw)	0.5	m
ESPESOR DE LOSA (t)	0.25	m
MOMENTO ULTIMO (MU)	466.76	T.m
$f_c =$	280	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
PERALTE EFECTIVO DE LA VIGA	95	cm
DIAMETRO DEL ACERO DEL ESTRIBO 1 3/8"	3.4925	cm
DIAMETRO DEL ACERO DEL ESTRIBO 1/2"	1.27	cm
a	8.7325	cm
RECUBRIMIENTO	4	cm
$M = M_D + M_L + I = M_D + M \text{ s/c viga} =$	269.68	Ton.m
$M_D =$	136.29	Ton.m

PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO	2400	kg/m ³
ALTURA LIBRE	5.5	metros

PRE-DIMENSIONAMIENTO

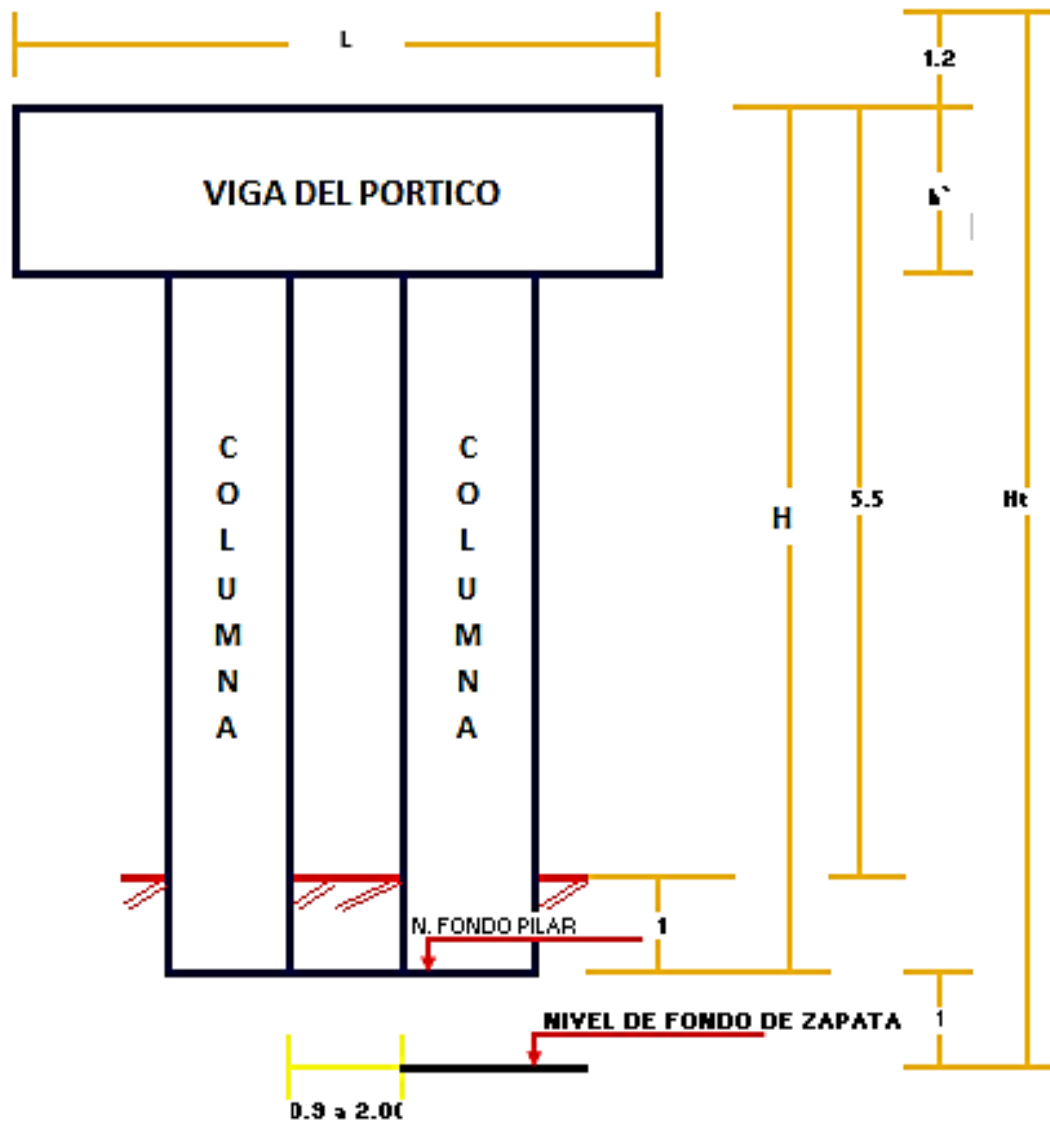


Figura 20. SECCION PILAR-FUENTE: ELABORACION PROPIA

CALCULO DEL DIAMETRO DEL PILAR

D=	0.9
----	-----

CALCULO DEL CABEZAL

B=	1.3
h'=	1

CALCULO DEL AREA Y MOMENTO DE INERCIA

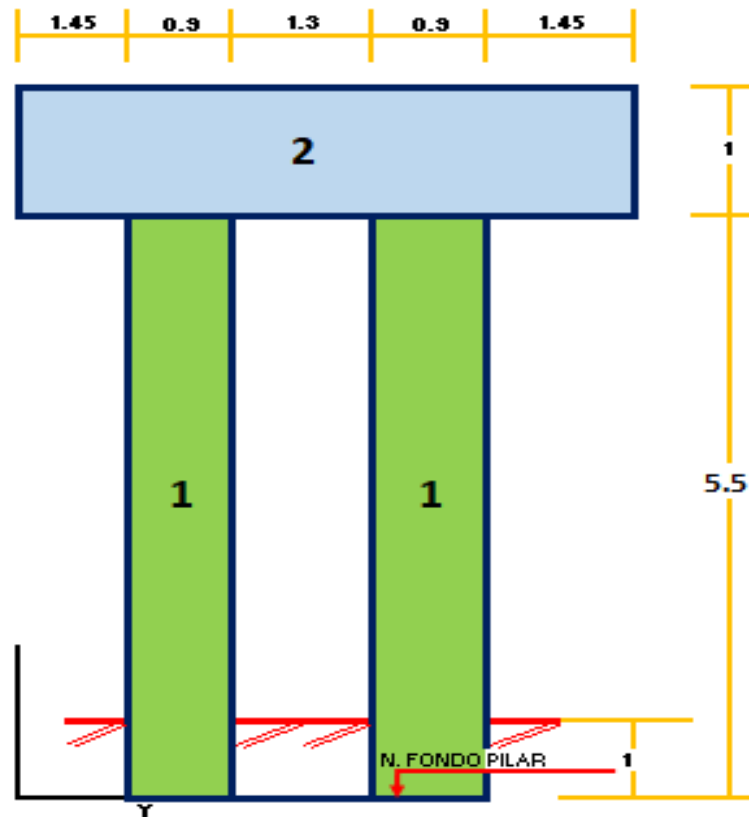


Figura 21. SECCION PILAR-FUENTE: ELABORACION PROPIA

DISEÑO DEL PILAR

CARGAS VERTICALES

CALCULO DE EL PESO PROPIO DE LA PILA (DC)

+	CABEZAL DEL PILAR	=	14.4 Ton
+	PILAR	=	67.18 Ton
	PESO TOTAL	=	<u>81.58 Ton</u>

WT =	81.58 Ton
-------------	-----------

CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA (DC)

REACCIONES DEBIDO A LA CARGA MUERTA EN VIGAS INTERIORES

W_{DC}	= 2.14 Ton/m
----------	--------------

$P_{diafragma}$	= 0.93 Ton/m
-----------------	--------------

$W_{asfalto}$	= 0.225 Ton/m
---------------	---------------

CALCULO DE LA REACCIONES EN LA VIGA INTERIOR DEBIDO A LA CARGA MUERTA

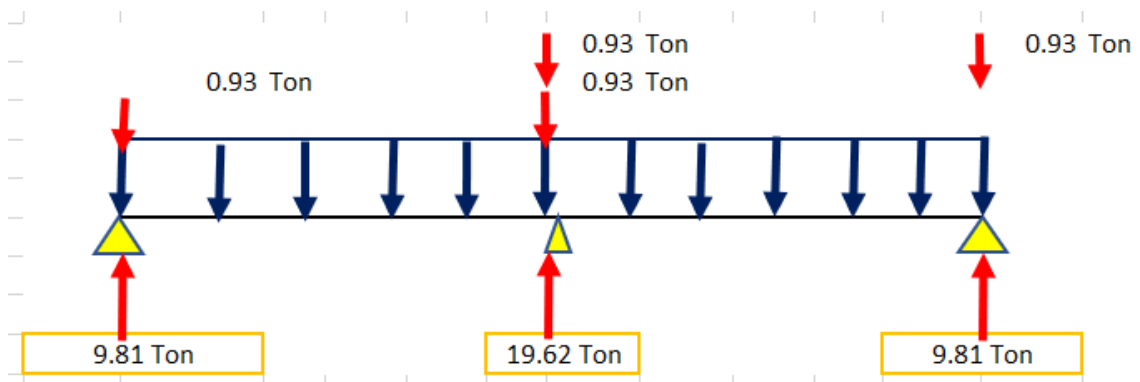


Figura 22. REACCIONES EN VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

CALCULO DE LA REACCIONES EN LA VIGA INTEIOR DEBIDO A LA CARGA DE SUPERFICIE DE RODADURA

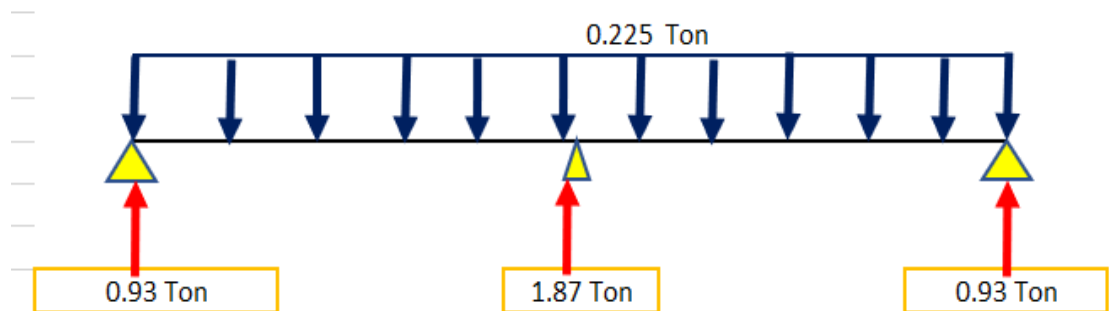


Figura 23.REACCIONES EN VIGA-FUENTE: ELABORACION PROPIA

CALCULO DE LA REACCIONES EN LA VIGA EXTERIOR DEBIDO A LA CARGA MUERTA

REACCIONES DEBIDO A LA CARGA MUERTA EN VIGAS EXTERIORES

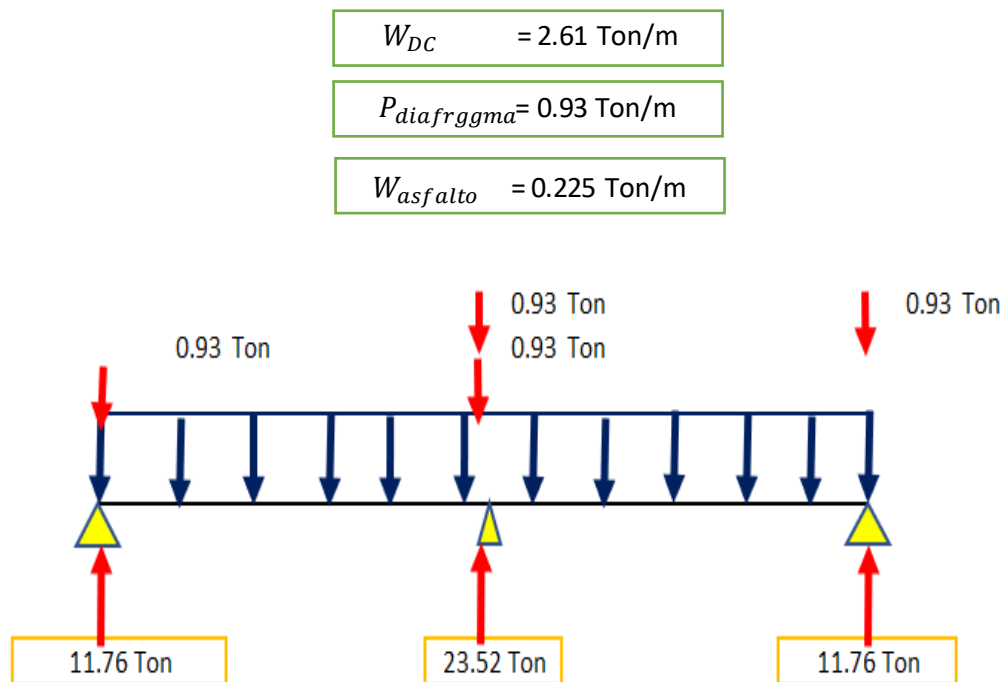


Figura 24.Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia

CALCULO DE LA REACCIONES EN LA VIGA EXTERIOR DEBIDO A LA CARGA DE SUPERFICIE DE RODADURA

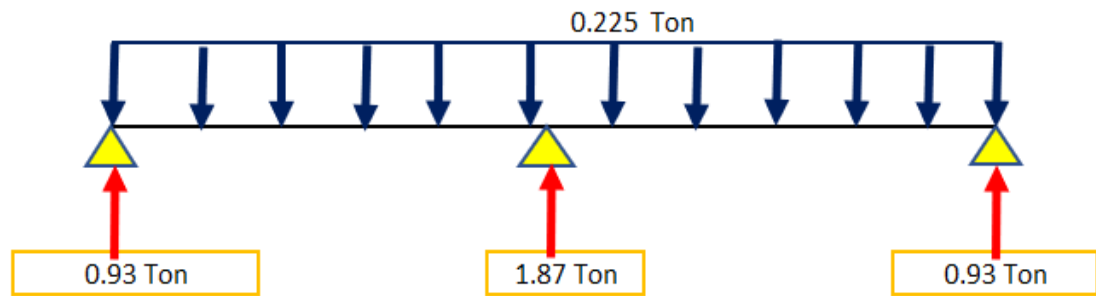


Figura 25.Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia

CALCULO DE LA CARGA VIVA EN LA SUPERESTRUCTURA MAS IMPACTO (LL+IM)

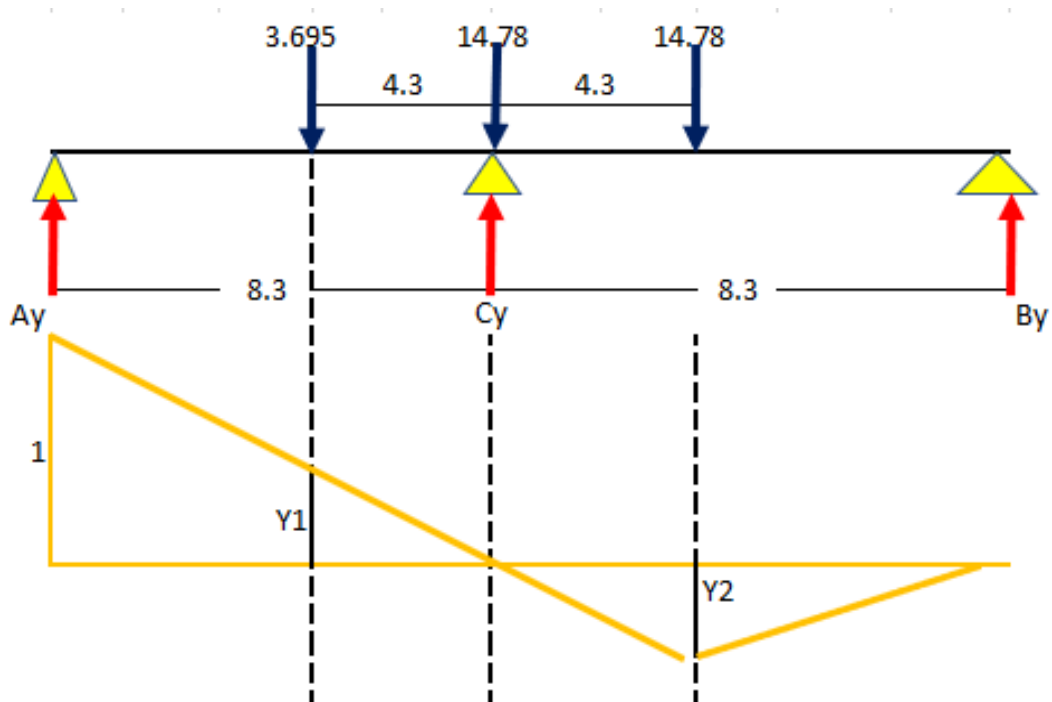


Figura 26.Carga viva-fuente: elaboracion propia

$$Y_1 = Y_2 = 0.5$$

Ay	=	1.914	Ton
By	=	7.657	Ton
Cy	=	23.68	Ton

POSICIONES DE LAS CARGAS VIVAS DEL CAMION QUE PRODUCEN LA MAXIMA EXCENTRICIDAD

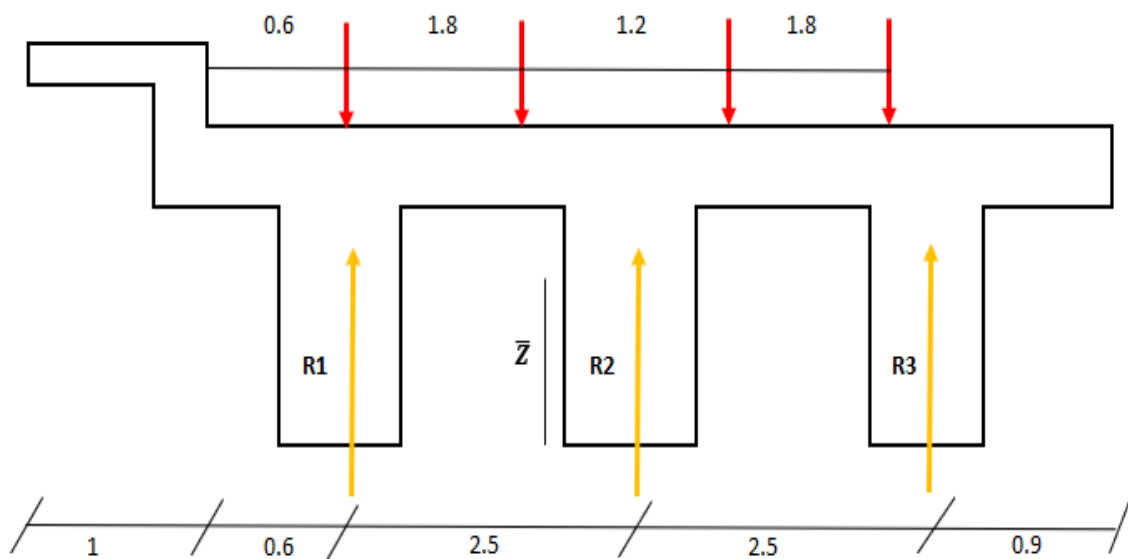


Figura 27.Posición carga viva-fuente: elaboración propia

CALCULO DE LAS REACCIONES EN LAS VIGAS DEL TABLERO POR CARGA VIVA DEL CAMION

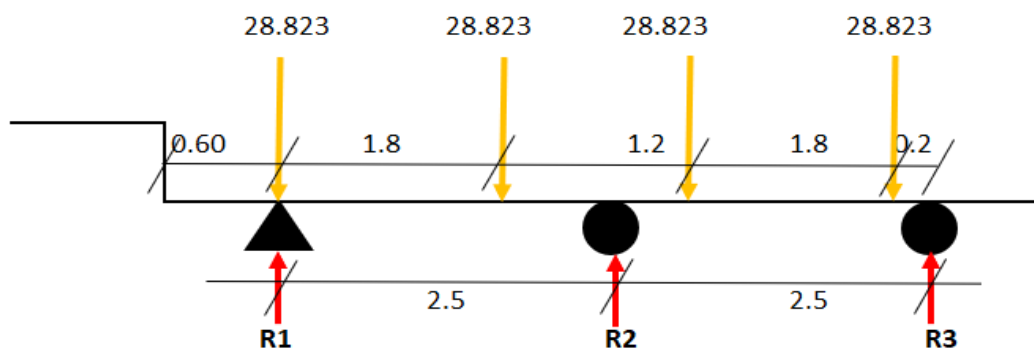


Figura 28.Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia

DEL SISTEMA OBTENEMOS

R1 =	20.743 Ton
R2 =	69.174 Ton
R3 =	25.365 Ton

REACCIONES DE LAS VIGAS EXTERIORES =	25.365 Ton
REACCIONES DE LAS VIGAS INTERIORES =	69.174 Ton

CALCULO DE LAS REACCIONES EN LA VIGA INTERIOR DEBIDO A LA CARGA DEL CARRIL

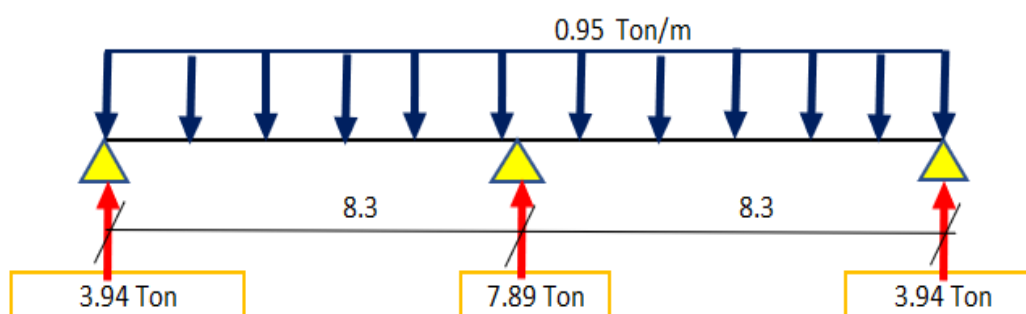


Figura 29.Reacciones en viga-fuente: elaboracion propia

REACCION DEBIDO A CARGA DE CARRIL = 7.89 Ton

REACCIONES DEBIDO A CARGAS VIVAS MS IMPACTO LL + IM

VIGA EXTERIOR LL+IM =	41.62 Ton
VIGA INTERIOR LL+IM =	99.886 Ton

RESUMEN DE REACCIONES VERTICALES PUNTUALES PROVENIENTES DE LA SUPERESTRUCTURA SOBRE EL CABEZAL DE LA PILA

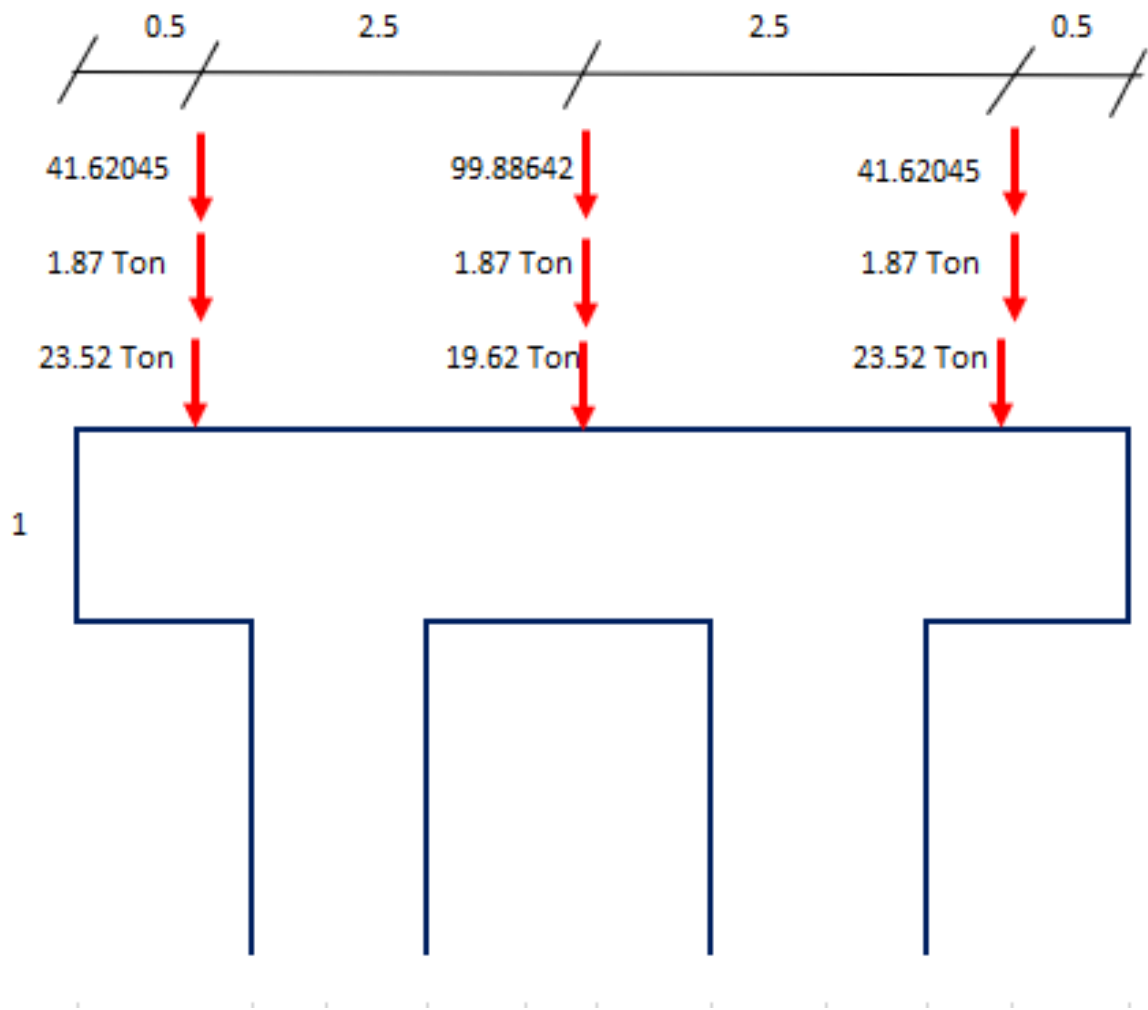


Figura 30.Reacciones verticales-fuente: elaboracion propia

DC = 13.27 Ton/m

DW	=	0.93 Ton/m
-----------	---	------------

LL+IM	=	30.52 Ton/m
--------------	---	-------------

RESUMEN DE REACCIONES VERTICALES REPARTIDAS SOBRE EL CABEZAL DE LA PILA

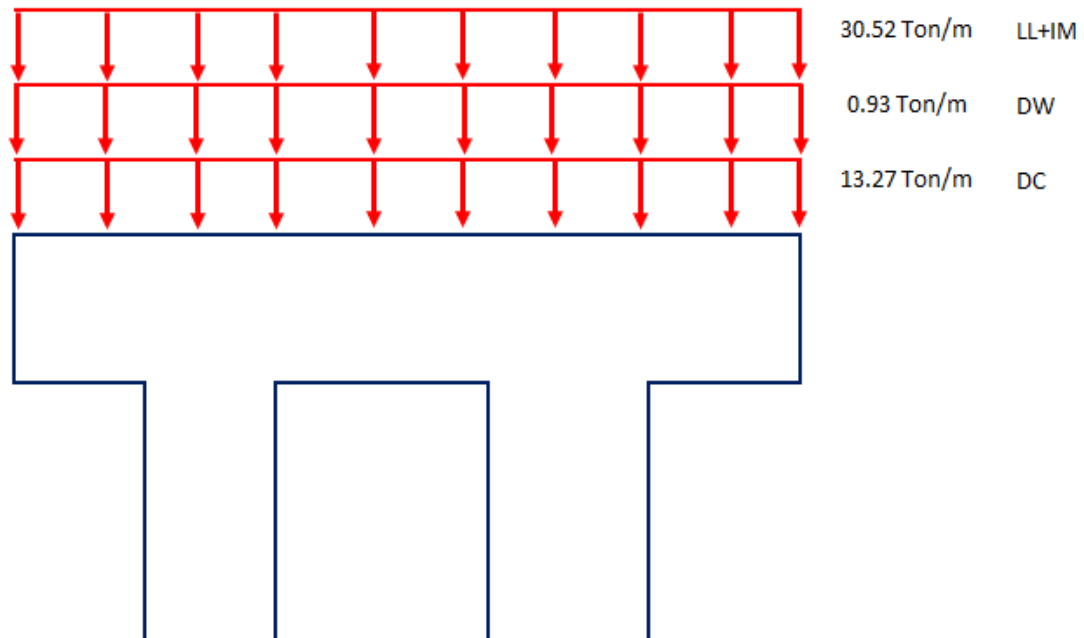


Figura 31.Reacciones verticales-fuente: elaboracion propia

CARGAS HORIZONTALES

CALCULO DE LA FUERZA DE FRENADO

BR1 = 16.565 Ton

BR2 = 8.283 Ton

BR3 = 4.118 Ton

BR4 = 2.462 Ton

BR	=	16.565
-----------	---	--------

UBICACIÓN DEL BR (Z)

Z	=	9.5
----------	---	-----

CALCULO DE LA FUERZA DE EL VIENTO WS

SUPERESTRUCTURA

CALCULO DE AREA DE LA SUPERESTRUCTURA SOBRE LA CUAL ACTUA EL VIENTO

SENTIDO LONGITUDINAL = 9.96 m2

SENTIDO TRANSVERSAL = 9.96 m2

CALCULO DE LA FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DEL PUENTE

$$P_D = P_B * \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2$$

$$P_D = 245 \text{ kg/m}^2 * \left(\frac{2.5 * V_o * \left(\frac{V_{9.50}}{V_B}\right) * \left(\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)\right)}{V_B} \right)^2$$

PD =	39.700 kg/m2
-------------	--------------

$$WS = A * PD$$

WS =	0.40 Ton
-------------	----------

Z =	7.10 m
------------	--------

CALCULO DE LA FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL PUENTE

$$WS = A \cdot PD$$

$$WS = 2.44 \text{ Ton}$$

$$Z = 7.10 \text{ m}$$

SUBESTRUCTURA

CALCULO DE EL AREA DE LA PILA SOBRE LA QUE ACTUA EL VIENTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DEL PUENTE

$$A = A_{\text{columnas}} + A_{\text{cabezal}}$$

$$A = 24.00 \text{ m}^2$$

$$Z = 4.89 \text{ m}$$

CALCULO DE EL AREA DE LA PILA SOBRE LA QUE ACTUA EL VIENTO EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL PUENTE

$$A = A_{\text{columnas}} + A_{\text{cabezal}}$$

$$A = 5.05 \text{ m}^2$$

$$Z = 3.75 \text{ m}$$

CALCULO DE LA FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DEL PUENTE

$$Ws = 4.68 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA
SUBESTRUCTURA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL PUENTE

$$W_s = 0.985 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA FUERZA DE EL VIENTO WL

$$W_L \text{ longitudinal} = 0.498$$

$$W_L \text{ transversal} = 1.245$$

$$Z = 9.5$$

FUERZA DE SISMO EQ

CALCULO DE EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PILA

$$\bar{Z} = \frac{\sum(V * \bar{Z})}{\sum V}$$

$$\bar{Z} = 3.276 \text{ m}$$

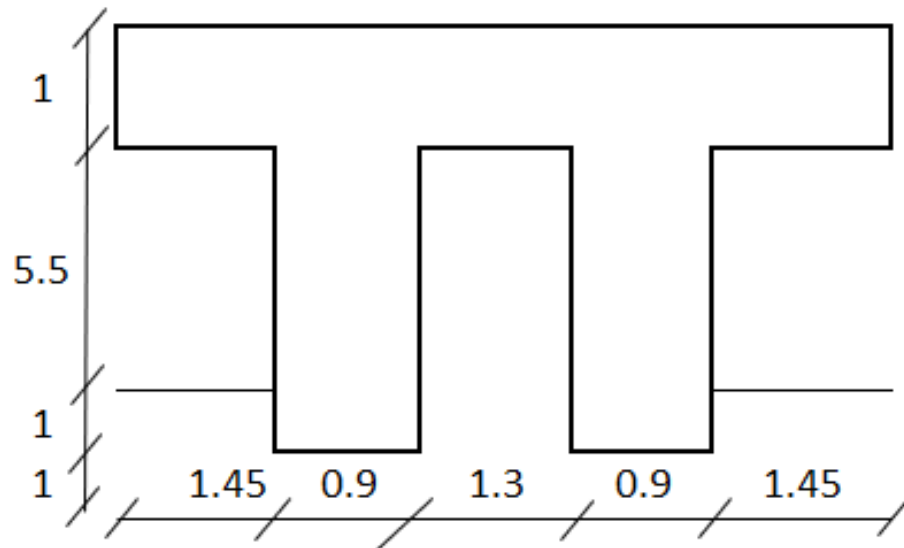


Figura 32. Centro de gravedad-FUENTE: ELABORACION PROPIA

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA PROVENIENTE DE LA INERCIA DE LA PILA

PGA = 0.450

Fpga = 0.900

TIPO
E

SUELO

kh = 0.243

Fsismica = 19.824 Ton

Z = en el c.g de ambas direcciones

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA DEBIDO A LA SUPERESTRUCTURA

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA Y DE DISEÑO LONGITUDINAL

SOBRE LA PILA

$$F_{SISMICA} = Pe_{(X)} * L = 63.90 \text{ Ton}$$

$$F_{DISEÑO} = \frac{F_{SISMICA}}{R} = 21.30 \text{ Ton}$$

$$Z = 7.23 \text{ m}$$

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA Y DE DISEÑO TRANSVERSAL

SOBRE LA PILA

$$F_{SISMICA} = Pe_{(X)} * L = 86.0172 \text{ Ton}$$

$$F_{DISEÑO} = \frac{F_{SISMICA}}{R} = 28.67 \text{ Ton}$$

$$Z = 7.23 \text{ m}$$

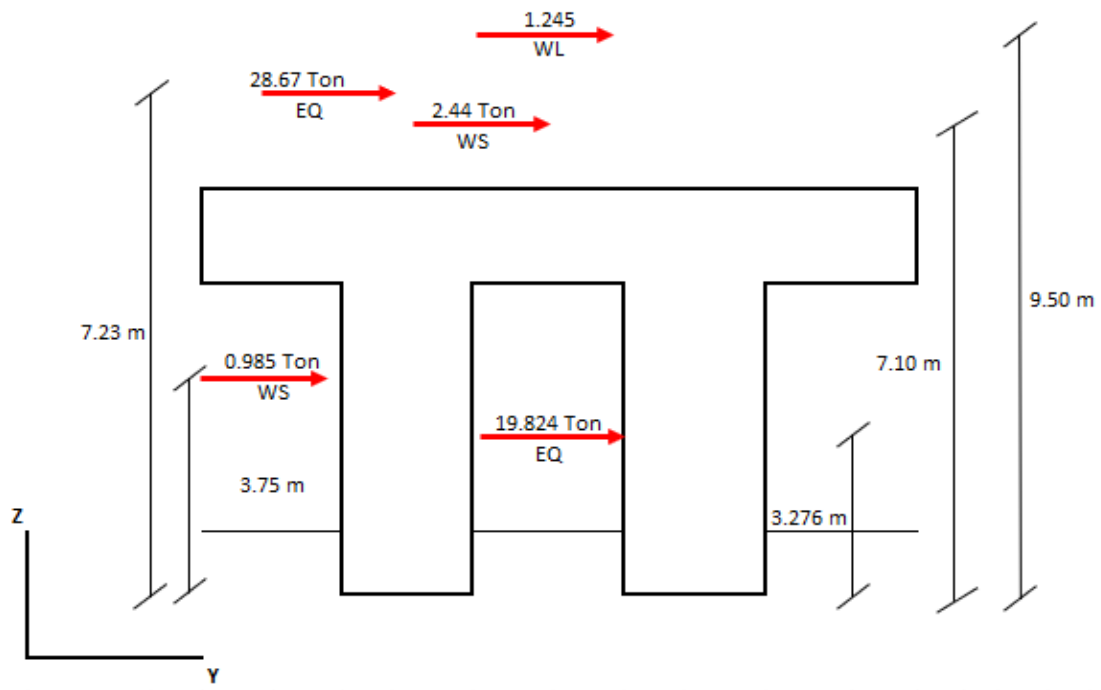


Figura 33.Fuerza sísmica-fuente: elaboración propia

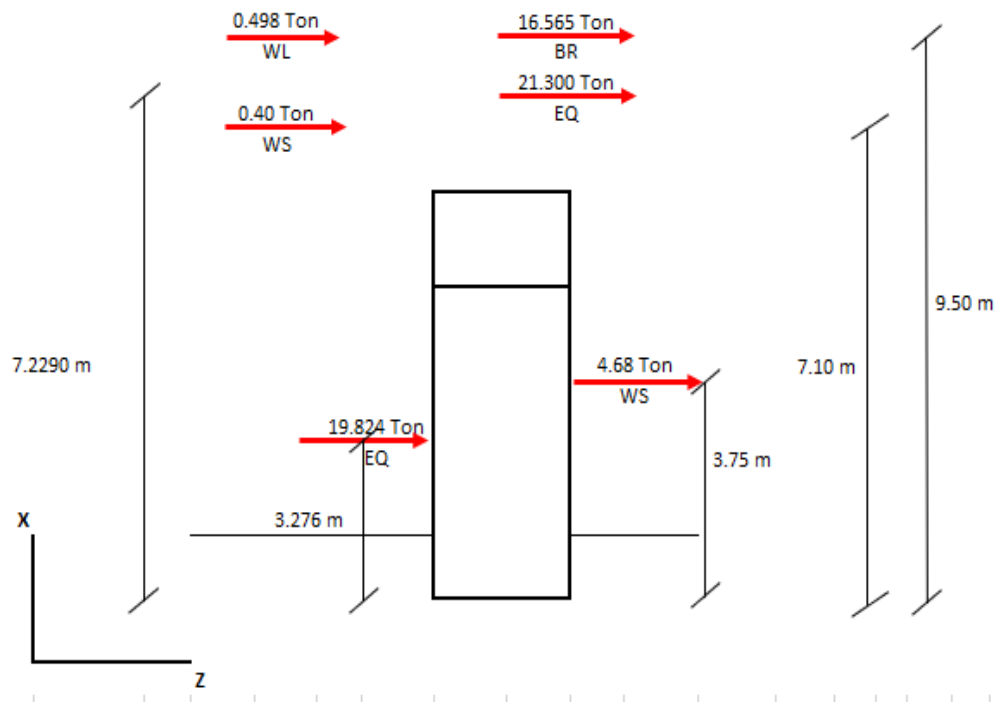


Figura 34.Fuerza sísmica-fuente: elaboracion propia

ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGA**RESUMEN DE CARGAS VERTICALES SOBRE LA PILA**

CARGAS VERTICALES					
TIPO	CARGA (Ton/m)	FACTORES DE CARGA			
		RESISTENCIA	RESISTENCIA	EXTREMO	SERVICIO
		I	V	I	I
DC	13.27	1.25	1.25	1.25	1
DW	0.93	1.5	1.5	1.5	1
LL+IM	30.52	1.75	1.35	0.5	1

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES SOBRE LA PILA "Y-Z"

CARGAS HORIZONTALES					
TIPO	CARGA (Ton/m)	FACTORES DE CARGA			
		RESISTENCIA	RESISTENCIA	EXTREMO	SERVICIO
		I	V	I	O I
WL	1.25	0	1	0	1
WS	2.44	0	0.4	0	0.3
WS	0.98	0	0.4	0	0.3
EQ	28.67	0	0	1	0
EQ	19.82	0	0	1	0

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES SOBRE LA PILA "X-Z"

CARGAS HORIZONTALES					
TIPO	CARGA (Ton/m)	FACTORES DE CARGA			
		RESISTENCI A I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
BR	16.57	1.75	1.35	0.5	1
WL	0.50	0	1	0	1
WS	4.68	0	0.4	0	0.3
WS	0.40	0	0.4	0	0.3
EQ	21.30	0	0	1	0
EQ	19.82	0	0	1	0

DISEÑO DE ARMADURA

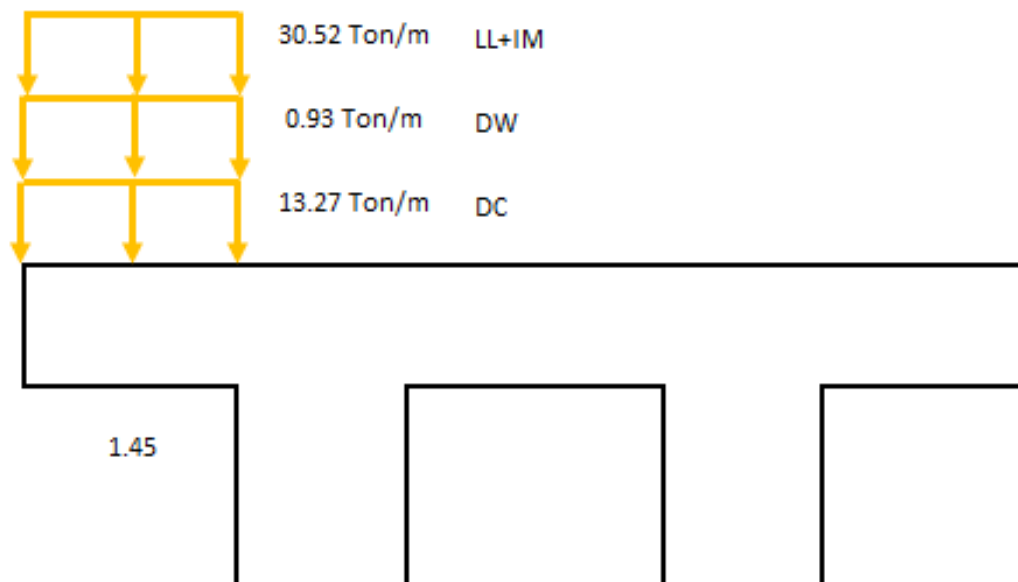


Figura 35.Diseño armadura-fuente: elaboración propia

DISEÑO DEL ACERO A FLEXION

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN ESTADOS LIMITES							
ESTADOS LIMITES	TIPO	CARGA (Ton/m)	CARGA EQ. (Ton)	γ	Y(m)	M (Ton.m)	MU (Ton.m)
RESISTENCIA I	DC	13.27	19.24343333	1.25	0.725	17.43936146	75.06127
	DW	0.93	1.3539375	1.5	0.725	1.472407031	
	LL+IM	30.52	44.255769	1.75	0.725	56.14950692	
RESISTENCIA V	DC	13.27	19.24343333	1.25	0.725	17.43936146	62.2271
	DW	0.93	1.3539375	1.5	0.725	1.472407031	
	LL+IM	30.52	44.255769	1.35	0.725	43.31533391	
EXTREMOS I	DC	13.27	19.24343333	1.25	0.725	17.43936146	34.95448
	DW	0.93	1.3539375	1.5	0.725	1.472407031	
	LL+IM	30.52	44.255769	0.5	0.725	16.04271626	
SERVICIO I	DC	13.27	19.24343333	1	0.725	13.95148917	47.01852
	DW	0.93	1.3539375	1	0.725	0.981604688	
	LL+IM	30.52	44.255769	1	0.725	32.08543253	

EL MOMENTO MAS CRITICO CORRESPONDE AL ESTADO LIMITE DE

RESISTENCIA I

75.061 Ton.m

SECCION DEL CABEZAL CON ACERO DE FLEXION

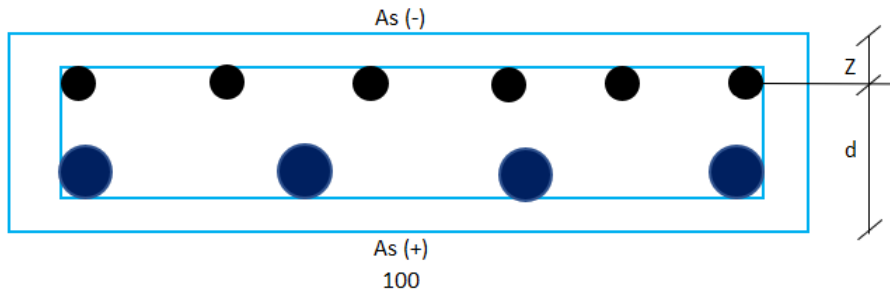


Figura 36. Sección cabzal-fuente: elaboración propia

USAMOS VARILLAS DE 32" Y ESTRIBOS DE 12"

Z = 7.8 cm

d = 72.8

CAPACIDAD A FLEXION DE LA SECCION SUPUESTA

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = 0.162005786 A_s$$

$$M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s = 21.96 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.56 \text{ cm}$$

CANTIDAD DE VARILLAS

6 VARILLAS DE 32mm

$$A_s = 48.255 \text{ m}^2$$

OK

Mn =

$$1.649E+02 > 75.06$$

OK

ACERO MAXIMO

LA NORMA AASHTO LRFD 2014 NO ESPESIFICA UN LIMITE PARA

ACERO MAXIMO

ACERO MINIMO

$$\underline{M_{cr}} \quad f_r = 35.103 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$s = 166666.6667 \quad \text{cm}^2$$

$$M_{cr} = 64.35575829 \quad \text{Ton.m}$$

$$\underline{1.33 * M_u}$$

$$1.33 M_u = 99.831 \quad \text{Ton.m}$$

ACERO POSITIVO

$$A_s = \frac{M_{cr}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad A_s = \frac{1702.381}{92.2 - \frac{a}{2}}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} \quad a = 0.16201 A_s$$

$$A_s = 18.774 \quad \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad a = 3.042 \quad \text{cm}$$

$$A_s \text{ positivo} \quad \longrightarrow \quad 6 \Phi 1"$$

ACERO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_s \text{ temperatura} = \frac{756 * b * h}{4200 * 2 * (b + h)} \quad A_s \text{ temperatura} = 4.5 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ temperatura} = 3.798 \quad \text{cm}^2$$

$$S = \quad \text{m}$$

SEPARACION

0.844

As temperatura $\longrightarrow$ 4 Φ 1/2"

SEPARACION MAXIMA DEL ACERO DE CONTRACCION Y
TEMPERATURA

Smax = 300 cm

Smax = 45 cm

SEPARACION REAL DEL ACERO DE CONTRACCION Y TEMPERATURA

S = 0.281 cm < 45 cm **OK**

LIMITACION DE FISURACION POR SITRIBUCION DE ARAMDURA

Ms = 47.0185 Ton.m

UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

n = 7

AREA DEL ACERO TRANSFORMADA

* Ast = n*As =

Ast = 337.7840421 cm²

SECCION POR VERIFICAR FISURAMIENTO

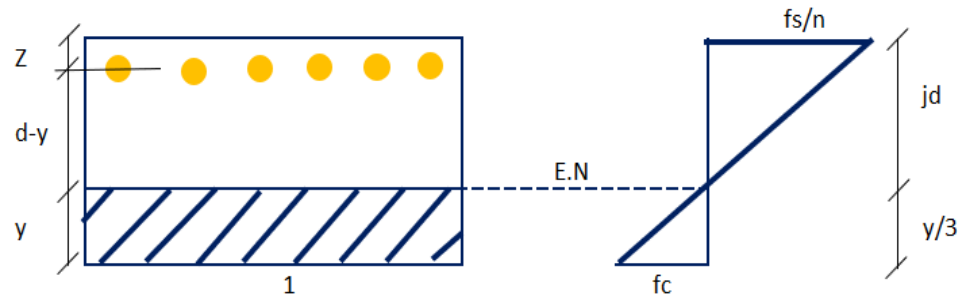


Figura 37.Fisuramiento-fuente: elaboración propia

MOMENTO RESPECTO AL E.N

CALCULO DE "Y"

$$b * y * \left(\frac{y}{2}\right) = A_{st} * (d-y)$$

$y = 21.81 \text{ cm}$

ESFUERZO DEL ACERO PRINCIPAL BAJO CARGAS

DE SERVICIO

$jd = d - y/3 = 65.53 \text{ cm}$

$f_{ss} = \frac{M_s}{jd * A_s} = 1486.92053 \text{ kg/cm}^2$

VERIFICAMOS:

$$f_{ss} \leq 0.6 f_y$$

$f_{ss} = 1486.92053 \leq 0.6 * f_y = 4200$

OK

SEPARACION MAXIMA DE ARMADURAS

$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 * (h - dc)} = 1.12086$

$$S_{max} = \frac{125000 \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2dc = 40.65148$$

SEPARACION DE LA ARMADURA A FLEXION

$$S = \frac{b-2z}{\#VARILLAS-1} = 16.880 \text{ cm} < 40.65 \text{ OK}$$

LIMITACION DE FISURACION DE EL ALMA

$$A_{sk} \geq 0.1 * (d_l - 76) \leq A_s / 4$$

$$A_{sk} = -0.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sk} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{m} * 1\text{m} = 1.62 \leq 12.1 \text{ OK}$$

$$A_{sk} : 2 \Phi 1/2" = 2.534 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

DISEÑO POR CORTE

USAMOS EL ESTADO LIMITE DE LA RESISTENCIA I

CALCULO DE EL PERALTE DE CORTE EFECTIVO

$$a = \bar{a} = 8.6862 \text{ cm}$$

$$\frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * d_e} = \frac{d_v}{d_e} - a/2 \Rightarrow d_v = 68.457 \text{ cm}$$

$$0.9 * d_e = 65.52 \text{ OK}$$

$$0.72 * h = 72 \text{ OK}$$

LA SECCION CRITITCA ESTARA A 68.50 CM DE LA CARA DE LA PILA Y A 77 CM DDEL EXTEMO DEL CABEZAL

CORTES ULTIMOS PARA EL DISEÑO DE LA VIGA CABEZAL

CORTES ULTIMOS -ESTADOS LIMITES						
ESTADOS LIMITES	TIPO	CARGA (Ton/m)	SECCION CRITICA (Ton)	γ	Vu (Ton)	Vu (Ton)
RESISTENCIA I	DC	13.27	10.15828899	1.25	12.697861	54.6532
	DW	0.93	0.714721129	1.5	1.0720817	
	LL+IM	30.52	23.36188575	1.75	40.8833	
RESISTENCIA V	DC	13.27	10.15828899	1.25	12.697861	45.3085
	DW	0.93	0.714721129	1.5	1.0720817	
	LL+IM	30.52	23.36188575	1.35	31.538546	
EXTREMO I	DC	13.27	10.15828899	1.25	12.697861	25.4509
	DW	0.93	0.714721129	1.5	1.0720817	
	LL+IM	30.52	23.36188575	0.5	11.680943	
SERVICIO I	DC	13.27	10.15828899	1	10.158289	34.2349
	DW	0.93	0.714721129	1	0.7147211	
	LL+IM	30.52	23.36188575	1	23.361886	

EL CORTANTE ULTIMO SERA EL DEL LIMITE DE RESISTENCIA I

54.6532 Ton

CORTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO

$$V_c = 0.265 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad \mathbf{V_c = 57.027663 \quad Ton}$$

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL ACERO TRANSVERSAL

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * b_v * d_v} \quad \mathbf{V_u = 9.8563 \quad Kg/cm^2}$$

$$\text{SI } V_u < 0.125 f'_c \longrightarrow S_{\max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{SI } V_u \geq 0.125 f'_c \longrightarrow S_{\max} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow V_u = 9.8563 \text{ Kg/cm}^2 < 38.125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow S_{\max} = 0.8 * d_v = 54.76553 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow S_{\max} = 60.00 \text{ Cm}$$

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

$$\mathbf{(V_r = V_u)}$$

$$V_s = \frac{V_r - \phi * V_c}{\phi} \quad \mathbf{V_s = 3.6982}$$

ASUMIREMO STRIBOS DE 12 mm CON UNA SEPARACION DE S=20cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (Cot\theta + Cot\alpha) * Sen\alpha}{S}$$

$$\mathbf{A_v = 0.2572 \quad cm^2}$$

USAREMOS 2 RAMAS DE 12mm = 2.26 cm² > 0.2572 cm²

$$V_s = 32.49 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL RESISTENTE

$$V_n = V_c + V_s = 89.51731097 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v = 417.587 \text{ Ton}$$

$$V_n = 89.517 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA RESISTENTE TOTAL

$$V_r = \phi * V_n = 80.566 \text{ Ton} > 54.65 \text{ Ton}$$

CALCULO DE EL REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

$$A_v = 0.265 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * S}{f_y}$$

$$A_v = 1.7631 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

DETALLES DEL REFUERZO

ACERO LONGITUDINAL

$L \text{ gancho} = 1\phi + 12\phi =$	41.6	42	cm
$L \text{ gancho} = 1\phi + 6\phi =$	8.4	8.5	cm

Para los estribos es necesario añadir ramas ya que la separación máxima debe de ser de 36cm

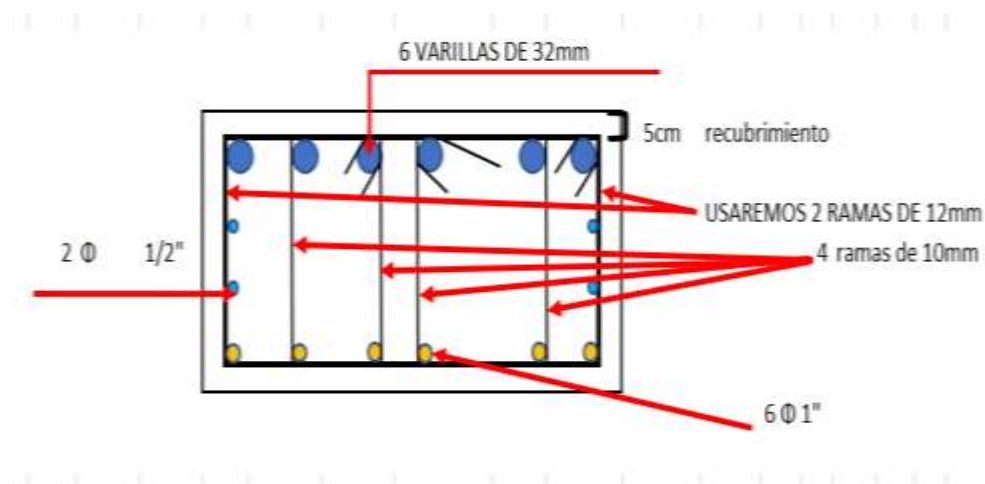


Figura 38. Diseño del cabezal-fuente: elaboración propia

DISEÑO DEL CUERPO DE LA PILA

DISEÑO A FLEXION BIAxIAL DE EL CUERPO DE LA PILA

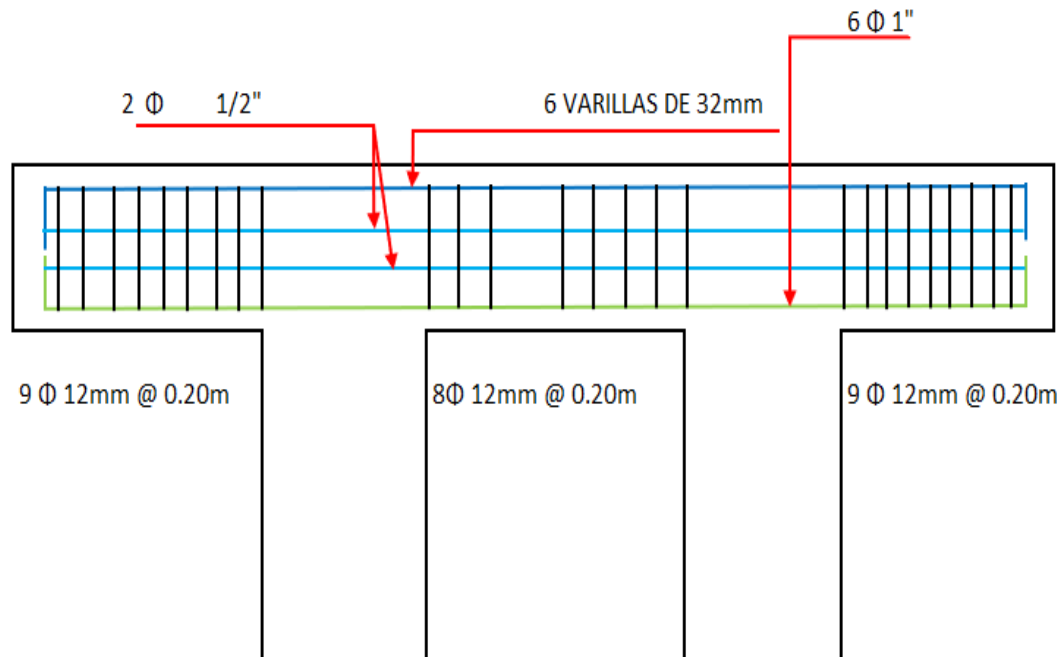


Figura 39.Cuerpo del pilar-fuente: elaboración propia

CALCULO DE LAS CARGAS ULTIMAS SOBRE LA BASE DE LAS COLUMNAS

PESO PROPIO DE LA PILA	(DC)	=	81.6	Ton
PESO DE LA SUPERESTRUCUTRA	(DC)	=	43.1	Ton
PESO DE EL ASFALTO	(DW)	=	5.6	Ton
CARGA VIVA MAS IMPACTO	(LL+IM)	=	142	Ton

CALCULO DE LA CARGA AXIAL ULTIMA SOBRE LA PILA

CARGA AXIAL ULTIMA SEGÚN LOS ESTADOS LIMITES					
ESTADOS LIMITES	TIPO	CARGA (T)	Y	Pu(T)	Σ Pu (T)
RESISTENCIA I	DC	81.5798173	1.25	101.9747716	411.94679
	DC	43.145	1.25	53.93125	
	DW	5.6025	1.50	8.40375	
	LL+IM	141.50687	1.75	247.6370225	
RESISTENCIA V	DC	81.5798173	1.25	101.9747716	355.34405
	DC	43.145	1.25	53.93125	
	DW	5.6025	1.50	8.40375	
	LL+IM	141.50687	1.35	191.0342745	
EXTREMO I	DC	81.5798173	1.25	101.9747716	235.06321
	DC	43.145	1.25	53.93125	
	DW	5.6025	1.50	8.40375	
	LL+IM	141.50687	0.50	70.753435	
SERVICIO I	DC	81.5798173	1.00	81.5798173	271.83419
	DC	43.145	1.00	43.145	
	DW	5.6025	1.00	5.6025	
	LL+IM	141.50687	1.00	141.50687	

**CALCULO DE LOS MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS
LIMITE SOBRE LA PILA**

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN ESTADOS LIMITE (Y-Z)						
ESTADOS LIMITE	TIPO	CARGA (T)	Y	Z(m)	M (Ton.m)	Mu (Ton.m)
RESISTENCIA I	WL	1.245	0.00	9.50	0.00	0.00
	WS	2.4402	0.00	7.10	0.00	
	WS	0.98475	0.00	3.75	0.00	
	EQ	28.6724	0.00	7.23	0.00	
	EQ	19.8238956	0.00	3.28	0.00	
RESISTENCIA V	WL	1.245	1.00	9.50	11.83	20.23
	WS	2.44 Ton	0.40	7.10	6.93	
	WS	0.985 Ton	0.40	3.75	1.48	
	EQ	28.67 Ton	0.00	7.23	0.00	
	EQ	19.824 Ton	0.00	3.28	0.00	
EXTREMO I	WL	1.245	0.00	9.50	0.00	272.21
	WS	2.44 Ton	0.00	7.10	0.00	
	WS	0.985 Ton	0.00	3.75	0.00	
	EQ	28.67 Ton	1.00	7.23	207.27	
	EQ	19.824 Ton	1.00	3.28	64.93	
SERVICIO I	WL	1.245	1.00	9.50	11.83	18.13
	WS	2.44 Ton	0.30	7.10	5.20	

	WS	0.985 Ton	0.30	3.75	1.11	
	EQ	28.67 Ton	0.00	7.23	0.00	
	EQ	19.824 Ton	0.00	3.28	0.00	

**CALCULO DE LOS MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS
LIMITE SOBRE LA PILA**

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN ESTADOS LIMITE (X-Z)						
ESTADOS LIMITE	TIPO	CARGA (T)	Y	Z(m)	M (Ton.m)	Mu (Ton.m)
RESISTENCIA I	BR	16.565	1.75	9.50	275.393125	275.393125
	WL	0.498	0.00	9.50	0	
	WS	4.68	0.00	3.75	0	
	WS	0.395412272	0.00	7.10	0	
	EQ	21.3003	0.00	7.23	0	
	EQ	19.8238956	0.00	3.28	0	
RESISTENCIA V	BR	16.565	1.35	9.50	212.446125	225.320096
	WL	0.498	1.00	9.50	4.731	
	WS	4.68	0.40	3.75	7.02	
	WS	0.395412272	0.40	7.10	1.122970854	
	EQ	21.3003	0.00	7.23	0	
	EQ	19.8238956	0.00	3.28	0	
EXTREMO I	BR	16.565	0.5	9.50	78.68375	297.598403

	WL	0.498	0.00	9.50	0	
	WS	4.68	0.00	3.75	0	
	WS	0.395412272	0.00	7.10	0	
	EQ	21.3003	1.00	7.23	153.9798687	
	EQ	19.8238956	1.00	3.28	64.93478437	
SERVICIO I	BR	16.565	1.00	9.50	157.3675	168.205728
	WL	0.498	1.00	9.50	4.731	
	WS	4.68	0.30	3.75	5.265	
	WS	0.395412272	0.30	7.10	0.84222814	
	EQ	21.3003	0.00	7.23	0	
	EQ	19.8238956	0.00	3.28	0	

CONCLUIMOS QUE EL EVENTO MAS DESFAVORABLE SE DA EN EL

EXTREMO-I

Pu=	235.063207	Ton	
Mu=	272.21	Ton	EJE X (PLANO Y-Z)
Mu=	297.598403	Ton	EJE Y (PLANO X-Z)

DISEÑO DE LA COLUMNA

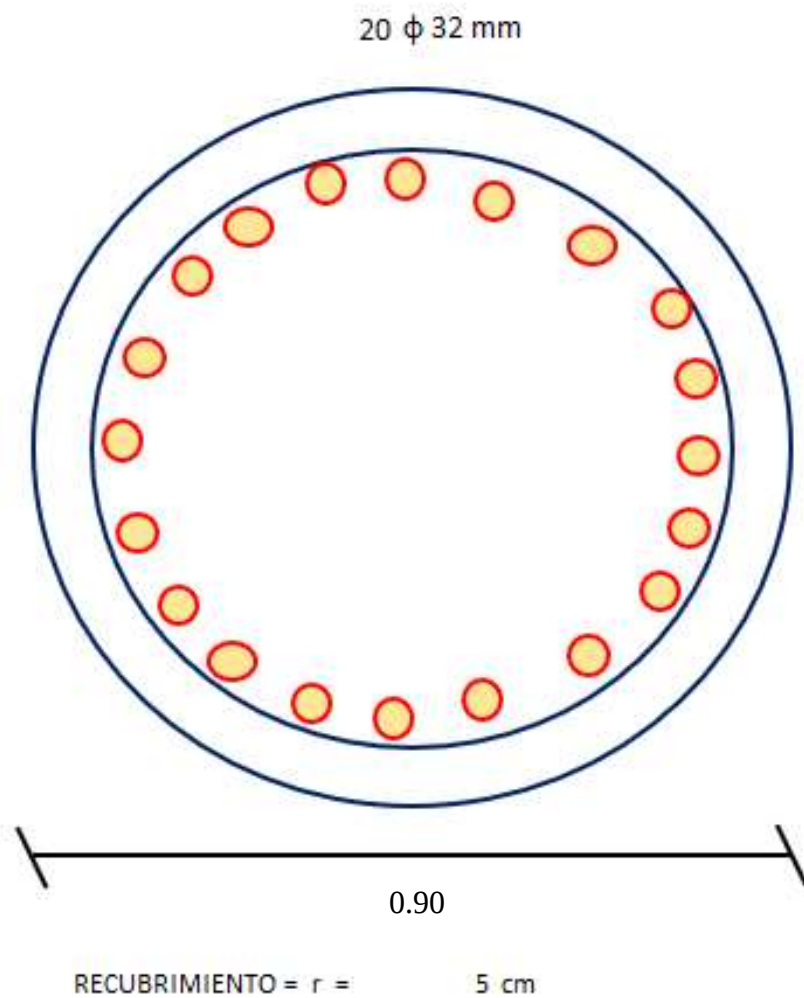


Figura 40. Diseño de columna-fuente: elaboración propia

$A_g = 15394 \text{ cm}^2$	
$A_s = 153.9 \text{ cm}^2$	$= 1\%A_g$
$A_s = 160.8 \text{ cm}^2$	$= 20 \phi 32 \text{ mm} > 153.94 \text{ OK}$
$p_s = 0.01$	

CALCULO DE LOS REFUERZOS MINIMO Y MAXIMO A FLEXO-COMPRESION EN ZONAS SISMICAS

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.04$$

$$0.01 < 0.01044898 < 0.04 \quad \text{OK}$$

CALCULO Y EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

ESBELTEZ DE LA COLUMNA EN EL PLANO Y-Z

$$* \quad K = 2.1$$

$$* \quad r = 35$$

$$K*L/r = 39 > 22 \quad \text{COLUMNA ESBELTA}$$

MAYORACION DE LOS MOMENTOS POR EFECTO DE ESBELTEZ

PLANO Y-Z

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0$$

$$I_g = \frac{\pi * r^4}{4} = 18857409.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} = 2.193 \text{E}+12 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * L_u)^2} = 11615.42093 \text{ Ton}$$

$$C_m = 1 \text{ (ELEMENTO NO ARRIOSTRADO)}$$

$$\varphi_K = 0.75 \text{ (ELEMENTO DE CONCRETO)}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\varphi_K * P_e}} = 1.0277 > 1 \text{ OK}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\varphi_K * P_e}} = 1.0277 > 1 \text{ OK}$$

$$M_{CP} = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} = 279.7562 \text{ Ton/m}$$

PLANO X-Z

$$* \quad K = 2.1$$

$$M_{ct} = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} = 305.8512 \text{ Ton.m}$$

$$M_U = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = 414.4978 \text{ Ton.m}$$

$$* \quad P_u = 235.063207 \text{ Ton}$$

FLEXION BIAxIAL

$$* \quad 0.1 * \varphi * f'_c * A_g = 352.1332666 \text{ Ton}$$

$$\text{COMO } 352.1333 > 235.0632066$$

$$\text{USAMOS } \frac{M_{Ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{ry}} \leq 1$$

$$\frac{M_U}{M_r} = 0.172707431 < 1 \text{ OK}$$

DISEÑO A CORTANTE DE EL CUERPO DE LA PILA

CALCULO DE LA CORTANTE ULTIMA

$$M_b = 2400 \text{ Ton.m}$$

$$* \quad V_u = 369.2 \text{ Ton}$$

CALCULO DE EL AREA EFECTIVA PARA CORTANTE (SECCION CIRCULAR)

$$d_v = D - 2\text{recubrimiento} = 130 \text{ cm}$$

$$A_e = \frac{\pi * d_v^2}{4} = 13273.229 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO

$$V_c = 0.265 * \beta * \sqrt{f_c} * A_e = 122.86 \text{ Ton}$$

CALCULO DE EL ESPACIAMIENTO MINIMO DEL ACERO TRANSVERSAL

$$S_{MIN} = 1.33 * D_{agregado} = 2.5337 \text{ cm}$$

CALCULO DE EL ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL ACERO TRANSVERSAL

$$S_{MAX} = 6 * \varphi = 19.2 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \text{ NO CUMPLE}$$

$$S_{MAX} = 15 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

ASUMIENDO 1 ESTRIBO Φ 3/4"

$$A_v = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} = 311.22 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA CORTANTE NOMINAL RESISTENTE

ESCOGEMOS EL MENOR VALOR ENTRE

$$* V_n = V_c + V_s = 434.077698 \text{ Ton}$$

$$* V_n = 0.25 * f'_c * A_e = 1012.1 \text{ Ton}$$

$$V_n = 434.1 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA CORTANTE RESISTENTE TOTAL

$$V_r = \Phi * V_n = 390.7 \text{ Ton} > 369.23 \text{ OK}$$

CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

$$A_v \geq 0.265 * f'_c^{(1/2)} * b_v * S / f_y = 1.5427 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ min} = 1.5427 \text{ cm}^2 < 5.7 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

CALCULO DE EL REFUERZO TRANSVERSAL PARA CONFINAMIENTO EN ROTULAS PLASTICAS

$$S_{max} = 10.16 \text{ cm}$$

$$A_{Sh} = \frac{0.45 \cdot f_c \cdot d \cdot v \cdot S}{4 \cdot f_y} \cdot \left(\frac{A_g}{A_e} - 1 \right) = 1.696771978 \text{ cm}^2$$

ACERO TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO

$$A_{sh} = 1.7 \text{ cm}^2 = 2 \text{ ESTRIBOS } \Phi 12 \text{ mm @ } 10 \text{ cm}$$

DETALLES DE EL ACERO EN EL CUERPO DE LA PILA

ACERO LONGITUDINAL

$$I_{hb} = 58.42 = 60 \text{ cm}$$

SEPARACION MAXIMA DE LAS BARRAS DE UNA SECCION

CIRCULAR = 20 cm EN ARCO

$$\theta = 0.157 \text{ rad}$$

$$S = D \cdot \theta / 2 - \phi = 7.7956 < 20 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

ACERO PARA CORTANTE

$$L_{\text{gancho}} = 13 \text{ cm}$$

SECCION FINAL DE LA COLUMNA DISEÑADA

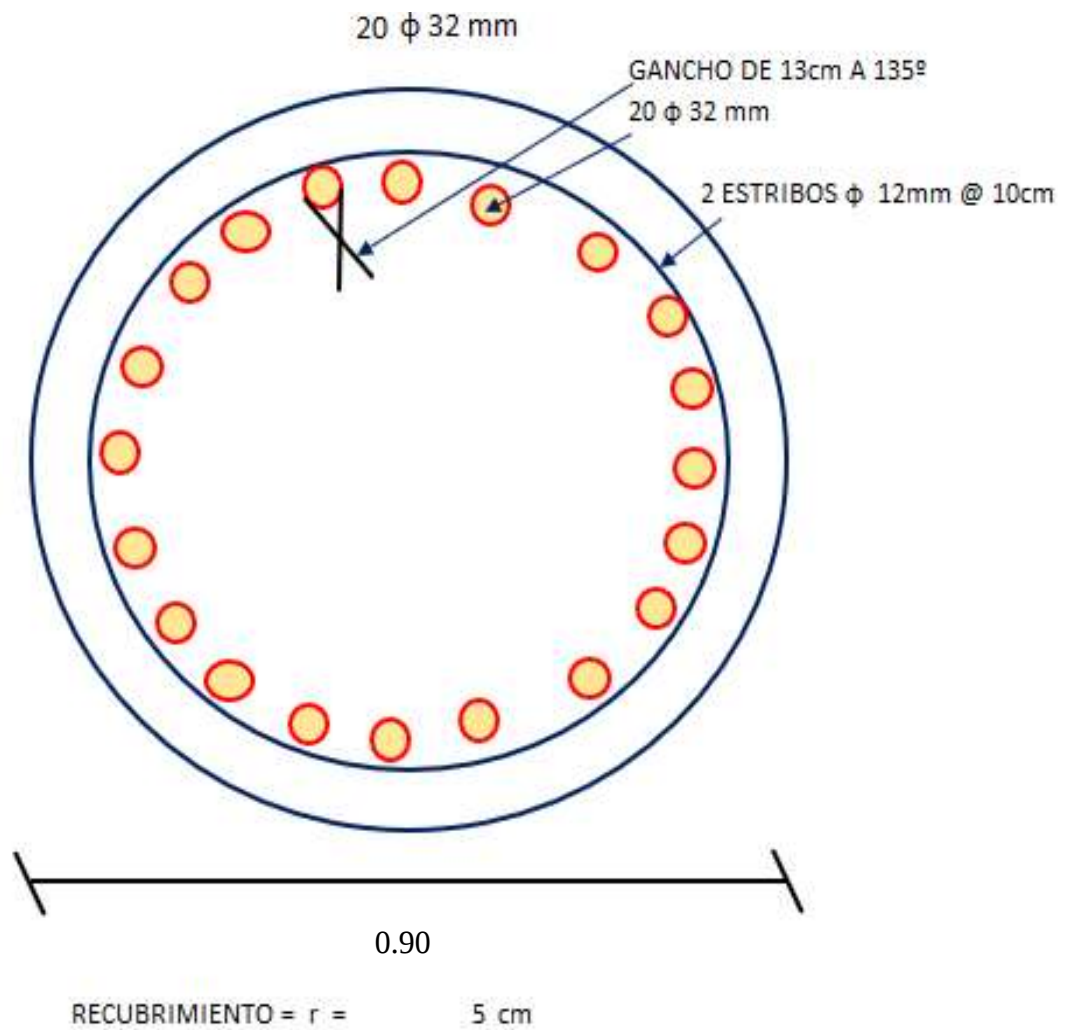


Figura 41. Sección columna-fuente: elaboración propia

5.1.5.1.12. DISEÑO DEL ESTRIBO

DATOS GENERALES

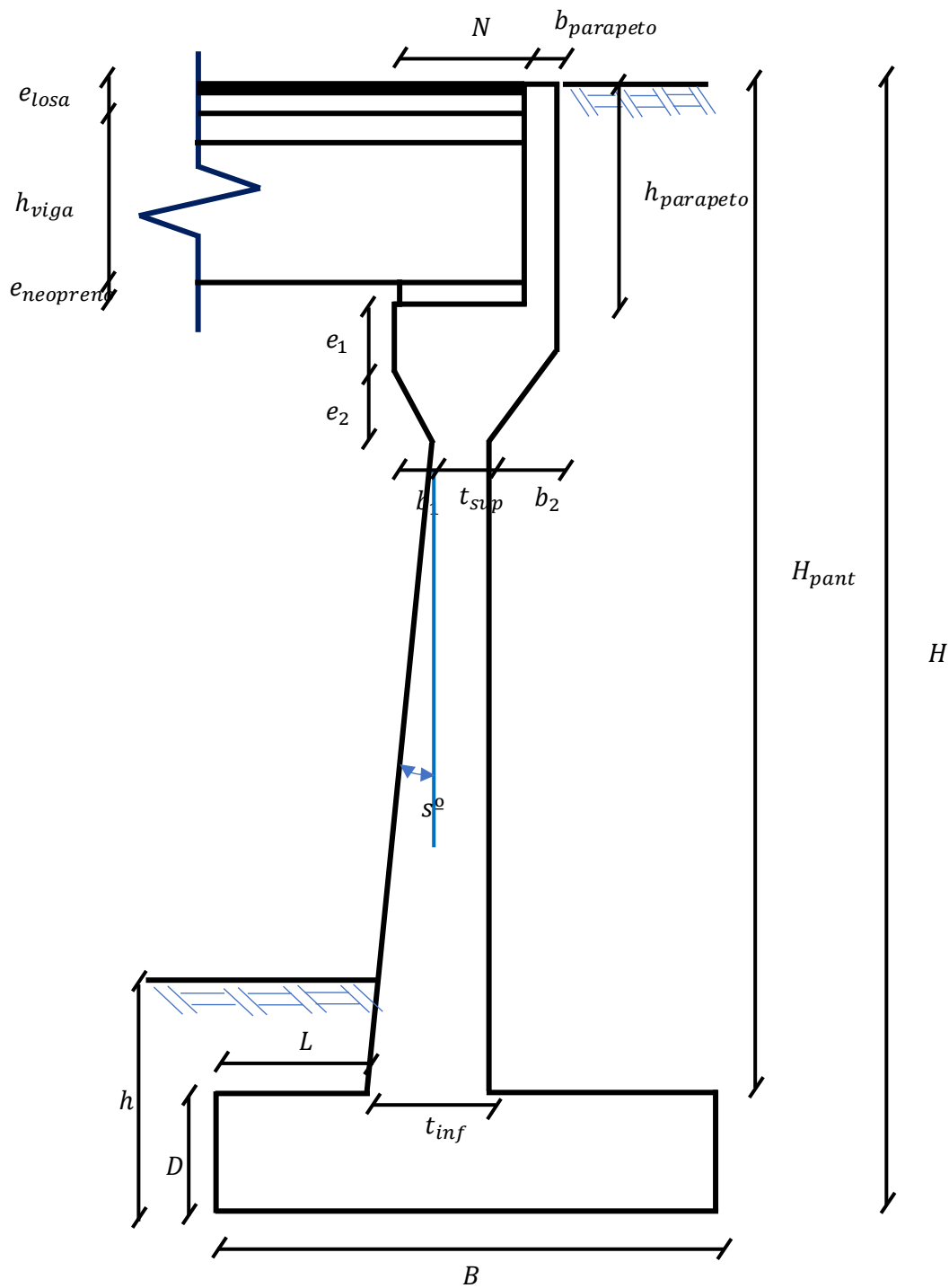


Figura 42.Estribo-fuente: elaboración propia

DATOS GENERALES

DIMENSION	CALCULADO	V. REDONDEADO
H	9.05	9.05
h	2.00	2.00
B= 0.7H	6.34	9.00
D= 0.1H	0.91	1.20
tsup	0.40	0.40
tinf = 0.1H	0.91	1.10
L = B/3	1.81	3.00
elosa	0.25	0.25
hvigá	1.20	1.20
eneopreno	0.10	0.10
hparapeto	1.55	1.55
bparapeto	0.30	0.30
e1	0.15	0.15
e2	0.45	0.45
b1	0.20	0.20
b2	0.20	0.20
S^a	4.90°	4.90°
Nminimo	0.24	---
N	0.50	0.50
Hpant	7.85	8.50

DEFINICION DE CARGAS

DATOS PREVIOS

- * γ CONCRETO = 2.40 Ton/m³
- * γ m = 1.69 Ton/m³
- * φ = 27.50

CALCULO DE REACCIONES

CALCULO DE REACCIONES DE CAMION EN EL CASO MAS CRITICO PARA EL ESTRIBO

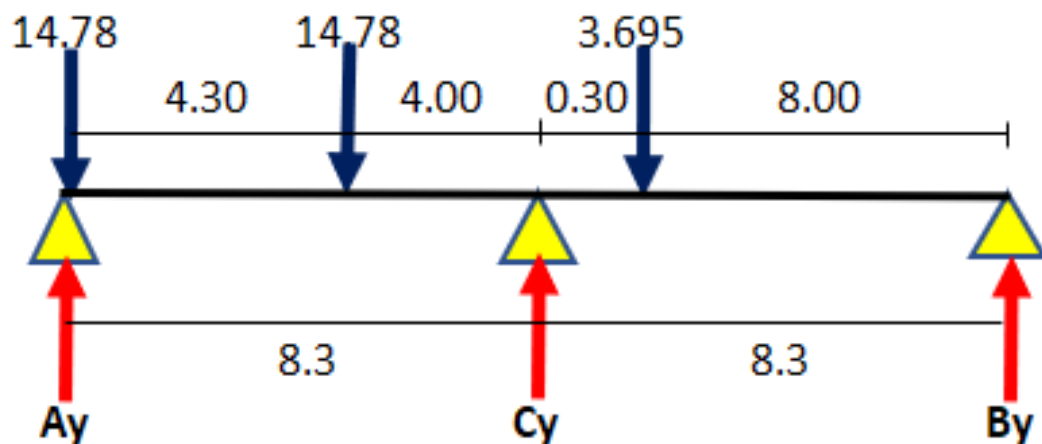


Figura 43.Reacciones-fuente: elaboración propia

* Ay =	7.657 Ton
* By =	22.036 Ton
* Cy =	3.561 Ton

CALCULO DE LAS REACCIONES DE CAMION POR VIGA EN EL CASO MAS CRITICO DEL ESTRIBO

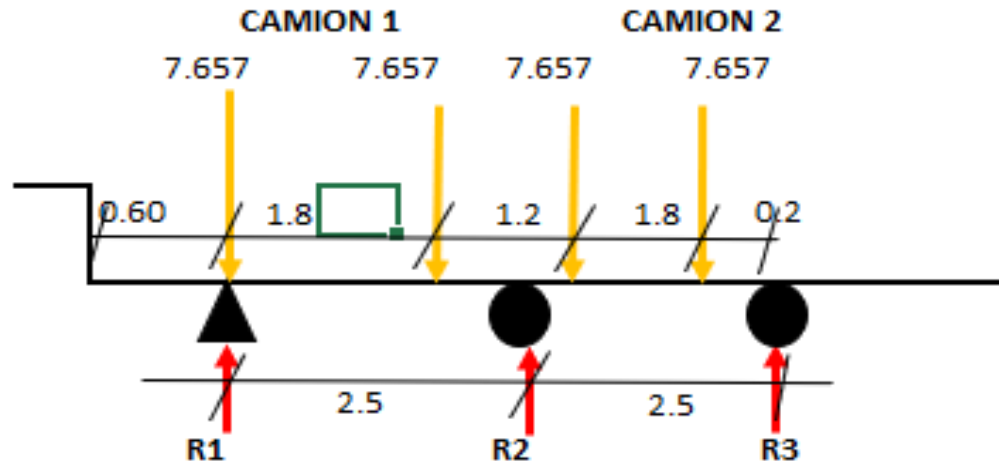


Figura 44.Reacciones-fuente: elaboración propia

R1 =	5.513	Ton
R2 =	16.233	Ton
R3 =	8.882	Ton

CALCULO DE LAS REACCIONES POR CARGA DE CARRIL PARA EL ESTRIBO

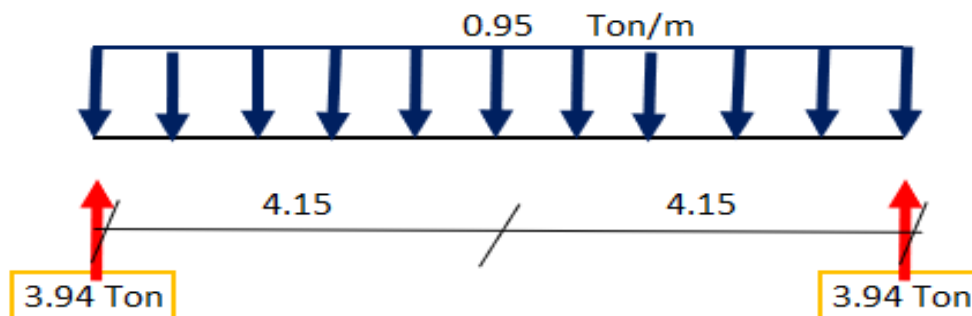


Figura 45.Reacciones-fuente: elaboración propia

* REACCIONES DEBIDO A CARGAS VIVAS MS IMPACTO LL + IM

LL+IM =	25.532	Ton
---------	--------	-----

DISEÑO ESTRUCTURAL

DATOS PREVIOS

- * LONGITUD = 16.60 m
- * ANCHO = 7.20 m
- * f'_c = 210.00 Kg/cm²
- * reb. Pant . = 0.05 m
- * ϕ (flex.) = 0.90
- * f_y = 4200 Kg/cm²
- * rec. Zapat. = 0.075 m
- * ϕ (cort.) = 0.90

Tabla 15. Área de aceros

AREAS DE ACERO		
BARRA	ϕ	A (cm ²)
#03	3/8"	0.71
#04	1/2"	1.27
#05	5/8"	1.98
#06	3/4"	2.85
#07	7/8"	3.88
#08	1"	5.07
#09	1 1/8"	6.41
#10	1 1/4"	7.92
#11	1 3/8"	9.58
#12	1 1/2"	11.40

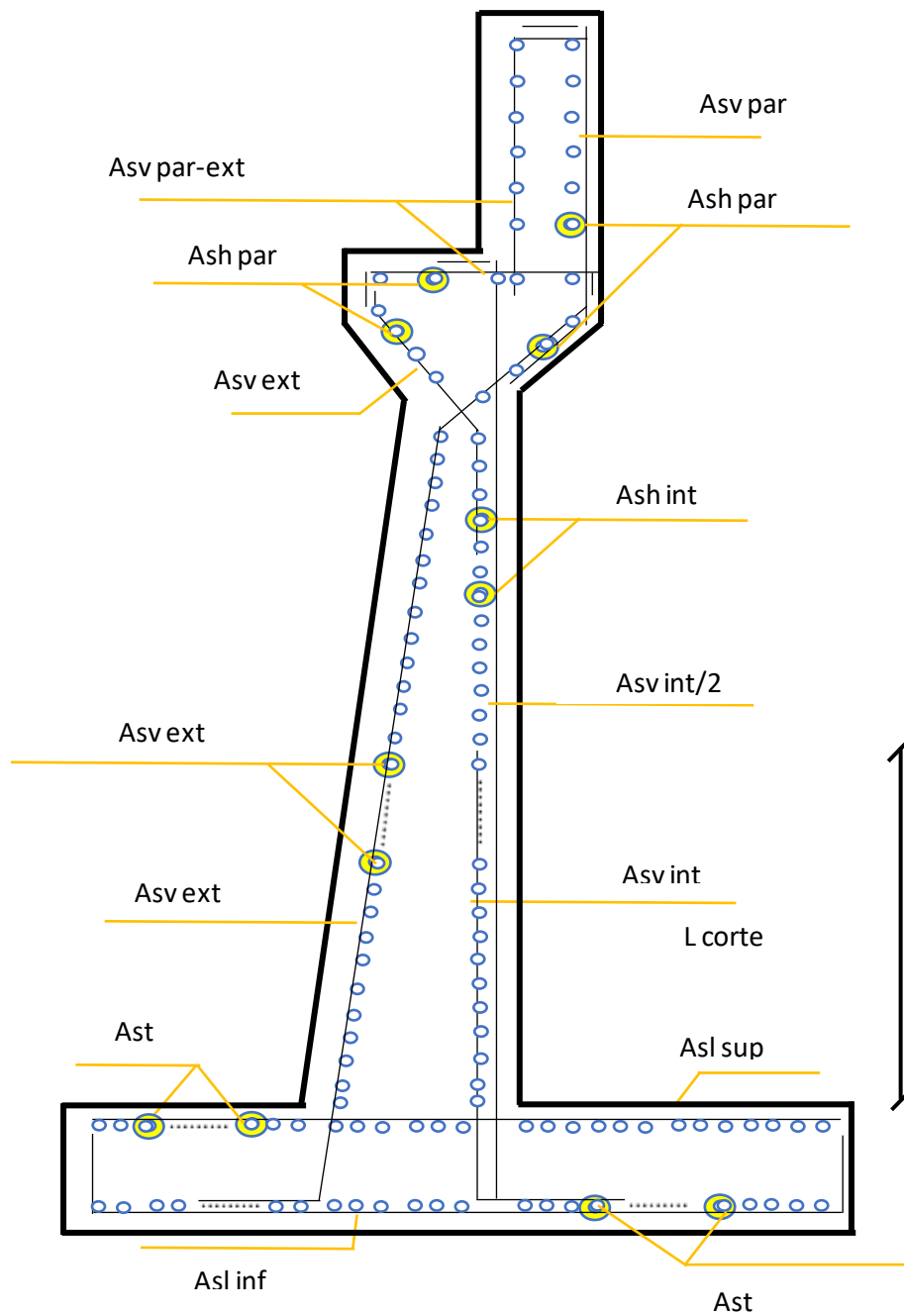


Figura 46. Estribo-fuente: elaboración propia

DISEÑO DE PANTALLA

VERIFICACION POR CORTANTE

ϕ	V_c =	72.5801 Ton
	V_u =	44.513 Ton

OK

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	487.00 Ton-m
d	1.05 m
a	34.56 cm
As	146.87 cm ²
p	0.01399
p min	0.0015
#10	7.92 cm ²
Nº aceros	18.54
s (calculado)	5.39 cm
s (redondeado)	6.00 cm
Asv int.	#10 @ 6 cm
Ld	0.72 m
L corte (calcul.)	2.93 m
L corte (redond)	3.00 m
Asv int/2	#10 @ 12 cm

OK

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#06	2.85 cm ²
Asmin	15.75 cm ²
Nº aceros	5.53
s (calculado)	18.10 cm
s (redondeado)	18.00 cm
Asv ext.	#06 @ 18 cm

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#03	0.71 cm2
p	0.00200
Ash	21.00 cm2
Ash/3	7.00 cm2
Nº aceros	9.85915
s (calculado)	10.14 cm
s (redondeado)	12.00 cm
Ash int.	#03 @ 12 cm
#04	1.27 cm2
2*Ash/3	14.00 cm2
Nº aceros	11.02362
s (calculado)	9.07 cm
s (redondeado)	9.00 cm
Ash ext.	#04 @ 9 cm

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#03	0.71 cm2
p	0.00200
Ash	16.58 cm2
Ash/3	5.53 cm2
Nº aceros	7.78404
s (calculado)	12.85 cm
s (redondeado)	15.00 cm
Ash int.	#03 @ 15 cm
#04	0.71 cm2
2*Ash/3	11.05 cm2
Nº aceros	15.56808
s (calculado)	6.42 cm
s (redondeado)	10.00 cm
Ash ext.	#04 @ 10 cm

Ash int.	#03 , 1 @ 5 , 25 @ 12 , r @ 15
Ash ext.	#04 , 1 @ 5 , 33 @ 9 , r @ 10

DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION POR CORTANTE

ϕ	$V_c =$	17.281	Ton
	$V_u =$	5.73547	Ton

OK

ACERO VERTICAL INTERIOR	
DESC.	VALOR
M_u	10.42 Ton-m
d	0.25 m
a	2.75 cm
A_s	11.67 cm ²
p	0.00467
p_{min}	0.0015
#06	2.85 cm ²
Nº aceros	4.09
s (calculado)	24.43 cm
s (redondeado)	20.00 cm
Asv int.	#06 @ 20 cm

OK

ACERO VERTICAL EXTERIOR	
Asv par. ext.	#03 @ 15 cm

ACERO HORIZONTAL	
Ash par.	#03 @ 15 cm

DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION POR CORTANTE

ϕ	$V_c =$	79.4924 Ton
	$V_u =$	37.092 Ton

OK

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	114.96 Ton-m
d	1.15 m
a	6.40 cm
As	27.20 cm ²
p	0.00237
p min	0.0015
#08	5.07 cm ²
Nº aceros	5.37
s (calculado)	18.64 cm
s (redondeado)	20.00 cm
AsI inf.	#08 @ 20 cm

OK

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#05	1.98 cm ²
Asmin	17.25 cm ²
Nº aceros	8.71
s (calculado)	11.48 cm
s (redondeado)	11.00 cm
AsI sup.	#05 @ 11 cm

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#05 @ 11 cm
------------	--------------------

DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION POR CORTANTE

ϕ	$V_c =$	79.4924 Ton
	$V_u =$	56.7391 Ton

OK

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	91.56 Ton-m
d	1.15 m
a	5.07 cm
As	21.54 cm ²
p	0.00187
p min	0.0015
#08	5.07 cm ²
Nº aceros	4.25
s (calculado)	20.54 cm
s (redondeado)	20.00 cm
AsI inf.	#08 @ 20 cm

OK

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#05	1.98 cm ²
Asmin	17.25 cm ²
Nº aceros	8.71
s (calculado)	11.48 cm
s (redondeado)	11.00 cm
AsI sup.	#05 @ 11 cm

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#05 @ 11 cm
------------	--------------------

6. Capítulo 6

6.1. Contrastación de Hipótesis Generales

1. la aplicación de la norma AASHTO-LRFD-2010 **si influye** en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica, debido a que las consideraciones tomadas en cuenta para el diseño de los elementos de la superestructura y subestructura están normadas específicamente para puentes. De este modo se pudo comprobar mediante los cálculos respectivos según la norma aplicada, que las consideraciones de los elementos de la superestructura y de la subestructura propuestas, cumplen satisfactoriamente su función estructural.

6.2. Contrastación de Hipótesis Específicas

1. El Pre dimensionamiento de elementos basiales **si influye** en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica, ya que las pre dimensiones de los elementos antes mencionados, cumplen satisfactoriamente su función estructural. De esta manera, partimos el diseño estructural con dimensiones idóneas de todos los elementos. Además, también obtuvimos medidas para definir cota de fundación.
2. El diseño vial **si influye** en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica, ya que nos permite esquematizar previamente la geometría y dimensiones del puente. Apoyados del estudio vehicular para determinar el volumen de tráfico en la zona: el IMDS, el IMDA, las horas punta, la proyección a futuro.
3. La capacidad portante **si influye** en el diseño estructural del bypass del cruce de las avenidas los maestros y Cutervo en la ciudad de Ica, ya que este valor nos limita

a saber la capacidad máxima de carga que puede soportar el suelo en la zona. Como resultado del estudio y diseño, el suelo si sería capaz de soportar la demanda de carga que requiere la estructura.

CONCLUSIONES

1. Las predimensiones de los elementos basilares cumplen satisfactoriamente con su función estructural, dando así la seguridad debida según la demanda de cargas, diseño y funcionabilidad
2. El diseño vial propuesto cumple adecuadamente con el propósito de aliviar el tráfico vehicular en la zona de estudio.
3. La capacidad portante del suelo (2.34 kg/cm^2) cumple satisfactoriamente con la demanda de cargas actuantes.
4. Se puede determinar que los factores predominantes en la concepción del proyecto son: los estudios topográficos para determinar las formas y detalles de la superficie en el cruce, la mecánica de suelos para determinar la capacidad portante del terreno y el tipo de suelo donde se va construir, el estudio de tráfico para determinar el IMD, el IMDA, el volumen vehicular proyectado en los tramos de estudios y analizar la situación actual y mejorar la funcionabilidad, el análisis sísmico y diseño estructural para el correcto comportamiento de la estructura ante los eventos que se suscitan en la zona de estudio.
5. El proyecto beneficiara considerablemente la calidad de servicio de las vías en estudio con una circulación de flujo libre, con libertad de selección de velocidades deseadas, con un mejor nivel de comodidad y conveniencia en las vías.

RECOMENDACIONES

1. Recomendamos un cálculo y diseño estructural de los elementos de la superestructura y subestructura con la aplicación de software sofisticados para un mejor y completo análisis con la implementación de normas vigentes.
2. Recomendamos el estudio de tránsito peatonal, para las construcciones de pasos peatonales a desnivel ya que en el presente proyecto no se profundizó al respecto.
3. Recomendamos que se realicen estudios en otros puntos de exploración profundas; en la zona de estudio, mayores al que se obtuvo en la presente tesis para tener datos más precisos y poder trabajar de mejor manera.
4. Recomendamos la mejora del suelo en el presente estado en estudio, para optimizar el diseño y dimensionamiento de los elementos estructurales
5. Recomendamos la capacitación de las personas que viven cerca del lugar del proyecto sobre la funcionalidad, cuidados y seguridad vial que deben tener en cuenta con respecto al intercambio vial

BIBLIOGRAFÍA

- Botia , W. (2015). *Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de calculo*. Universidad militar nueva granada, Bogota.
- Chambi , M., & Isidro , R. (2017). *estudio comparativo tecnico - economico entre pavimento rigido y flexible como alternativa de pavimentacion de la avenida circunvalacion del distrito de yunguyo, provincia de yunguyo - puno*. universidad nacional del antiplano, puno.
- Correa , M., & Del carpio, L. (2019). *Evaluación PCI y propuesta de intervención para el pavimento flexible del jirón Los Incas de Piura*. tesis , Universidad de piura , piura.
- Crespo, C. (2004). *Mecanica de suelos y cimentaciones*. Mexico: Limusa,S.A. De C.V.
- Cubas, T. L. (2018). *Diseño de superestructura del paso a desnivel para mejorar la transitabilidad en interseccion avenida bolognesi y via evitamiento, chiclayo*. tesis para obtener el titulo profecional de ingeniera civil, Universidad cesar vallejo, Facultad de ingenieria civil, Chiclayo.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingenieria de cimentaciones*. Mexico: Cengage Learning Editores, S.A.
- Especificaciones AASHTO LRFD. (2002). *ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR ELMÉTODO LRFD*. American Association of State Highway and Transportation Official.
- Gob.pe. (19 de octubre de 2019). *Ministerio de transportes y comunicaciones* . Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/mtc/noticias/59857-ica-obras-de-la-segunda-calzada-de-la-panamericana-sur-empiezan-en-diciembre>

- Ingeniero civil. (23 de Marzo de 2011). *Ingeniero civil*. Obtenido de Ingeniero civil: <http://uningenierocivil.blogspot.com/2011/03/consistencia-limites-de-atterberg.html>
- Inggemet. (16 de Octubre de 2019). Instituto geologico minero y metalurgico. *Peligro geologico en la region ica*. Lima, peru.
- Juarez, E., & Rico , A. (2005). *Mecanica de suelos* (Vol. Tomo 1). Mexico: Limusa S.A. DE C.V.
- Lescano , E. (2018). *Estudios de los factores incidentes para el deterioro tos en el sector morro solar de la ciudad de jaen provincia de jaen departamento de cajamarca alternativa de solucion* . universidad nacional de cajamarca, Cajamarca, Jaen.
- Livaque , W., & Villcrez , S. Y. (2018). *correccion entre el numero de ciclos de compactacion y la densidad de campo para bases granulares de la carretera en la region lambayeque*. universidad señor de sipan, Chiclayo.
- Mamani , E., & Chura , O. (2016). *Diseño de intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera panamericana sur y la avenida el estudiante de la ciudad de puno*. tesis para optar titulo de ingeniero civil, Universidad nacional del antiplano, Escuela profecional de ingenieria civil, puno.
- Manual de carreteras diseño geometrico. (30 de enero de 2018). Manual de carreteras diseño geometrio 2018. *resolucion directoral*. lima: El peruano.
- Manual de carreteras: suelos, geologia, geotecnia y pavimentos. (9 de abril de 2014). Manual de carreteras: suelos, geologia, geotecnia y pavimentos seccion: suelos y pavimentos. lima, Peru.
- Manual de ensayo de materiales. (3 de junio de 2016). *Manual de ensayo de materiales*. lima, peru.
- Manual de puentes. (20 de diciembre de 2018). Diario oficacion el peruano. lima, peru.

- Mecanica de suelos. (1975). *Mecanique des sols*. Barcelona - Paris: Editions Eyrolles.
- Medina , J. A., & Olin , J. c. (2018). *Dseño geometrico y estructural del intercambio vial en la interseccion de la Av. salaverry con la calle quiroz y san juan de dios cercado de arequipa*. Universidad catolica de santa maria. Arequipa: facultad de arquitectura e ingenieria civil y del ambiente.
- Melo, E. (2018). *Identificacion de las características físicas, mecánicas del suelo para implementación de edificaciones de categoría baja en el sector 3, ciudad pajan*. Universidad estatal del sur de manabi, Facultad de ciencias técnicas, Ecuador.
- Mendez, H., & Torres, J. (2017). *Diseño de superestructura y subestructura del puente la vainilla por el metodo AASHTO LRFD 2010 con las cargas HS20-44+25%*. Universidad nacional de ingeniería, Tecnología de la construcción, Managua.
- Morron , A. (2015). *Evaluación geológica de la carretera llache - cala - progresivas 00+00 al 17+640 - pedro vilcapaza - san antonio de putina*. universidad nacional del antiplano, puno, puno.
- Peña, E. (2017). *Análisis del comportamiento sísmico de los puentes de tipología soviéticocubano en su versión hiperestática*. Universidad de Holguín, Holguín.
- Pintado, m. c. (2017). *Diseño de carretera entre los caserios de llacahuan - succhabamba, provincia de otuzco departamento de la libertad*. universidad cesar vallejo, trujillo.
- Quilumba , J. C., & Quintana, J. F. (2012). *Diseño de paso a desnivel en la intersección entre la avenida escalon 1 y la avenida maldonado, en el sur del distrito metropolitano de quito, provincia de pichincha*. Universidad politecnica salesiana, Quito.
- Rodriguez, W. (2016). *ingeniería geotécnica*. universidad nacional pedro ruiz gallo, Lambayeque.

- Romero , G. (2019). *Analisis y comparacion de criterios de diseño geometrico en las intersecciones a desnivel*. Universidad de piura, facultad de ingenieria civil, Piura.
- Tavera , H. (2011). *Estudio de peligro sismico para cerro de tamboraque distrito de san mateo provincia de huarochiri*. Lima.
- Vargas , W. (2014). *capacidad portante de los suelos de fundacion de la universidad nacional de cajamarca, en la zona suroeste y sureste utilizando el metodo penetracion dinamica ligera (DPL) en comparacion con el metodo por corte directo*. universidad nacional de cajamarca, Cajamarca.

ANEXOS

Imágenes de estudio topográfico



Figura 47. Ubicación del instrumentó en un BM. fuente elaboración propia.



Figura 48. Inicio del levantamiento topográfico. fuente elaboración propia.



Figura 49.levantamiento topográfico en sentido sur-norte lado izquierdo. fuente elaboración propia.



Figura 50.levantamiento topográfico en sentido sur- norte, lado derecho. fuente elaboración propia.

Imágenes de estudio de suelos

IMÁGENES DE ENSAYO DE CAMPO

- Imágenes de ensayo de penetración estándar



Figura 51. Ensayo de penetración estándar. fuente elaboración propia.



Figura 52. Instalación del equipo de SPT. Fuente: Elaboración propia.



Figura 53.equipo de spt listo para empezar el ensayo. fuente elaboración propia.



Figura 54.Penetración al suelo. fuente elaboración propia.



Figura 55.Muestras del ensayo SPT

IMÁGENES DE ENSAYO DE LABORATORIO

- Contenido de humedad



Figura 56. Peso de la tara. Fuente: elaboración propia.



Figura 57. Peso de la muestra más la tara. Fuente: elaboración propia.

- Gravedad específica



Figura 58. Mezcla de la muestra con agua en el picnómetro - fuente: elaboración propia



Figura 59. Sacando el aire atrapado de la muestra – fuente: elaboración propia



Figura 60.Evidenciando ensayo – fuente: elaboración propia

- Granulometría



Figura 61.Preparación de la muestra – fuente: elaboración propia



Figura 62. Lavado de la muestra – fuente: elaboración propia



Figura 63. Secado de la muestra – fuente: elaboración propia



Figura 64. Tamizado de las muestras – fuente: elaboración propia

- Límites líquido



Figura 65. Selección muestra – fuente: elaboración propia



Figura 66. Aplicación de Casagrande – fuente: elaboración propia

- Limite plástico



Figura 67. Preparación de los tubos – fuente: elaboración propia



Figura 68. Peso de los tubos secos – fuente: elaboración propia

- Ensayo de corte directo



Figura 69. Ensayo de corte directo – fuente: elaboración propia



Figura 70. Preparación de la muestra en los moldes- fuente: elaboración propia

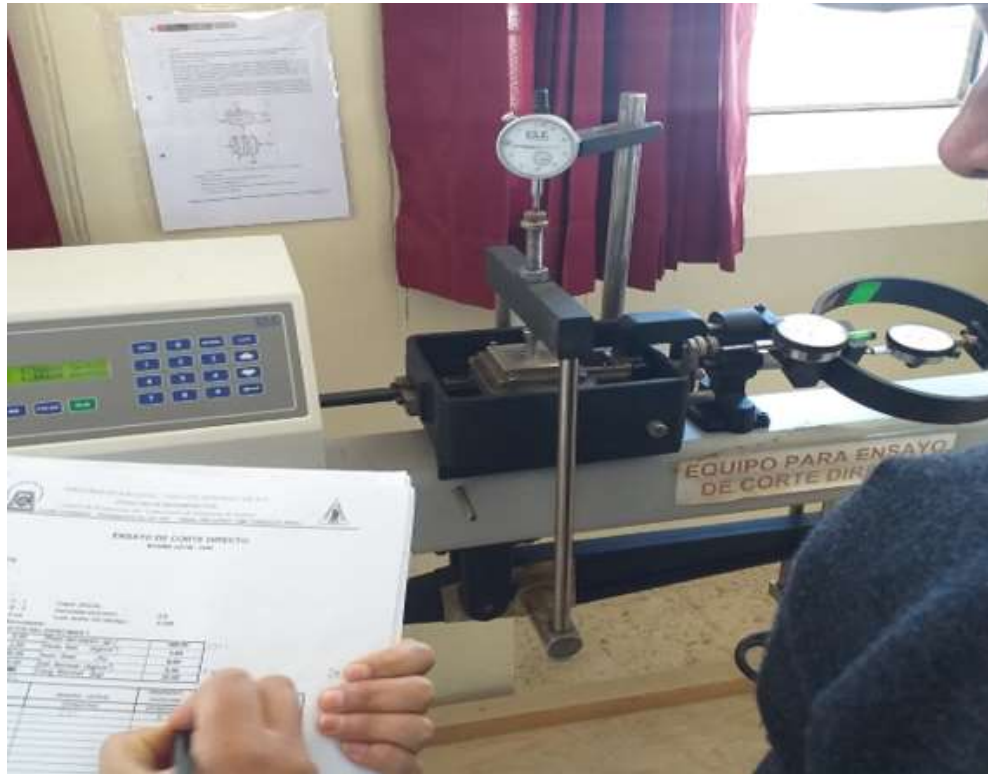


Figura 71. Aplicación de esfuerzos – fuente: elaboración propia



Figura 72. Resultados de la muestra luego del ensayo – fuente: elaboración propia

Imágenes de estudio vial (tráfico)



Figura 73. conteo vehicular a las 6am. Fuente: elaboración propia.



Figura 74. conteo vehicular a las 12 am. Fuente: elaboración propia.



Figura 75.conteo vehicular de Norte a sur. Fuente. elaboración propia.



Figura 76.conteo vehicular de Norte a sur. Fuente: elaboración propia.



Figura 77.conteo vehicular en la noche de oeste a este. Fuente: elaboración propia.



Figura 78.conteo vehicular de noche de norte a sur. Fuente elaboración propia.



Figura 79.conteo vehicular en la noche de oeste a este. Fuente: elaboración propia.



Figura 80.conteo vehicular de Sur a Norte. Fuente: elaboración propia.

HISTOGRAMAS

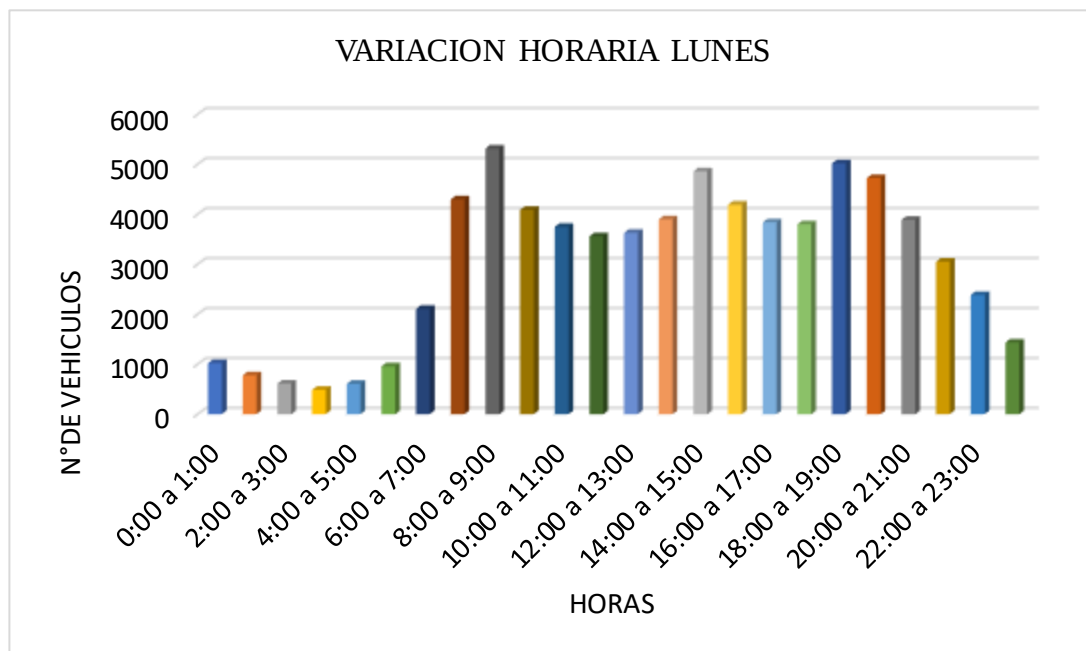


Figura 81. Conteo vehicular – fuente: elaboración propia

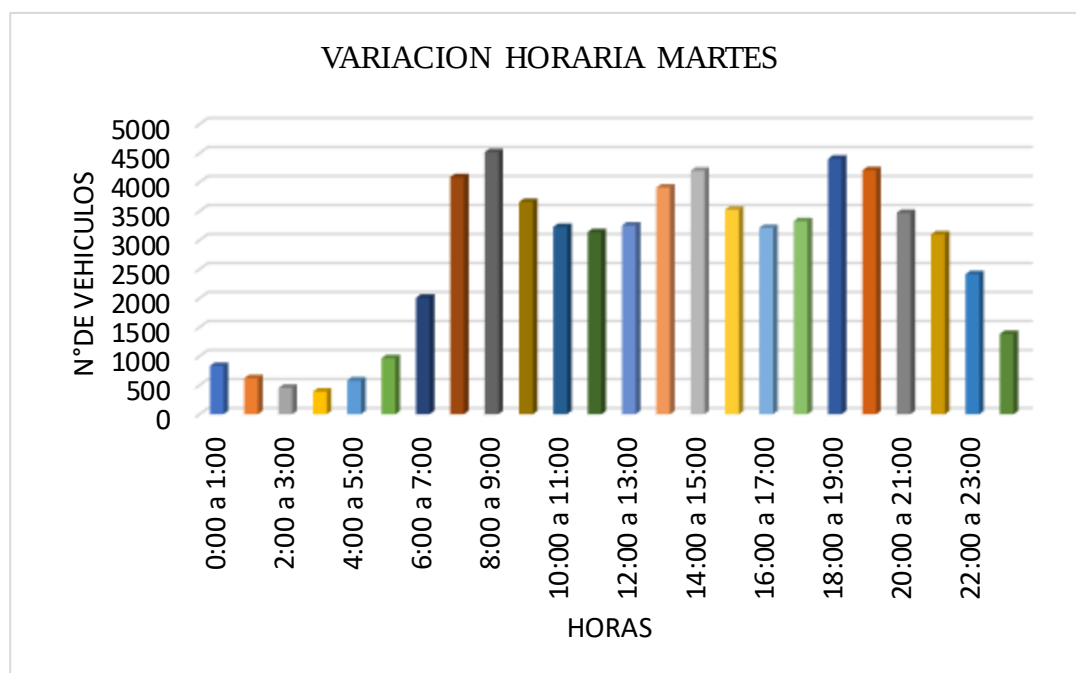


Figura 82. Conteo vehicular – fuente: elaboración propia

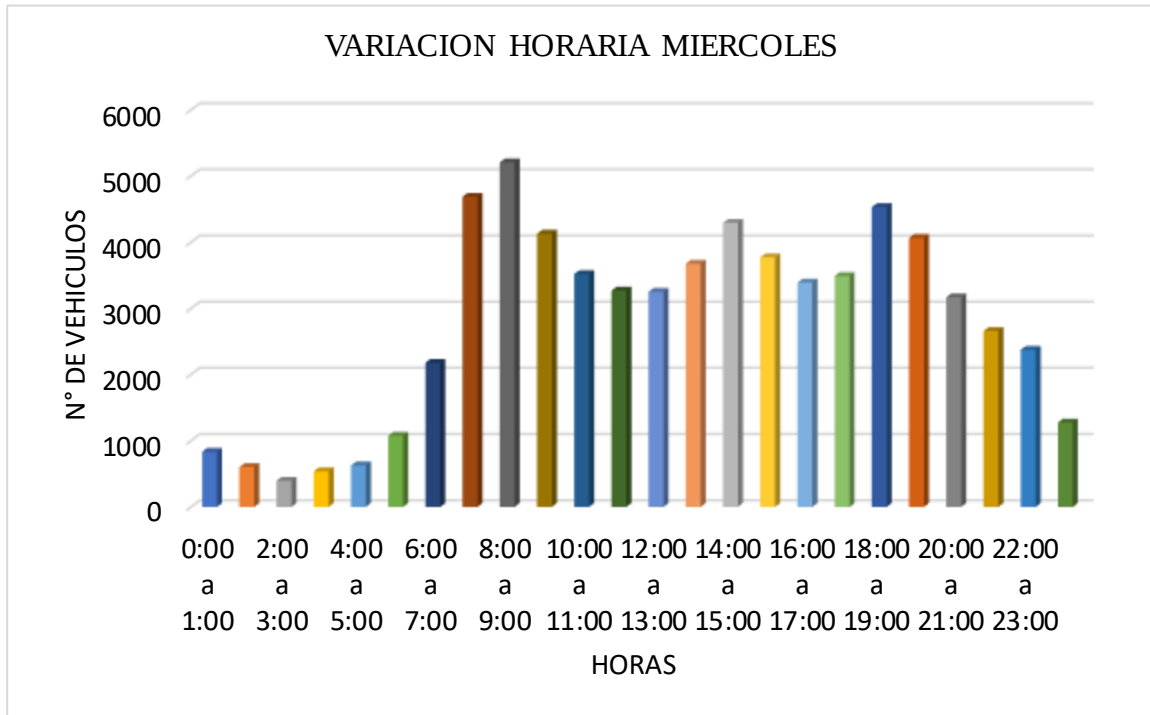


Figura 83.conteo vehicular – fuente: elaboración propia

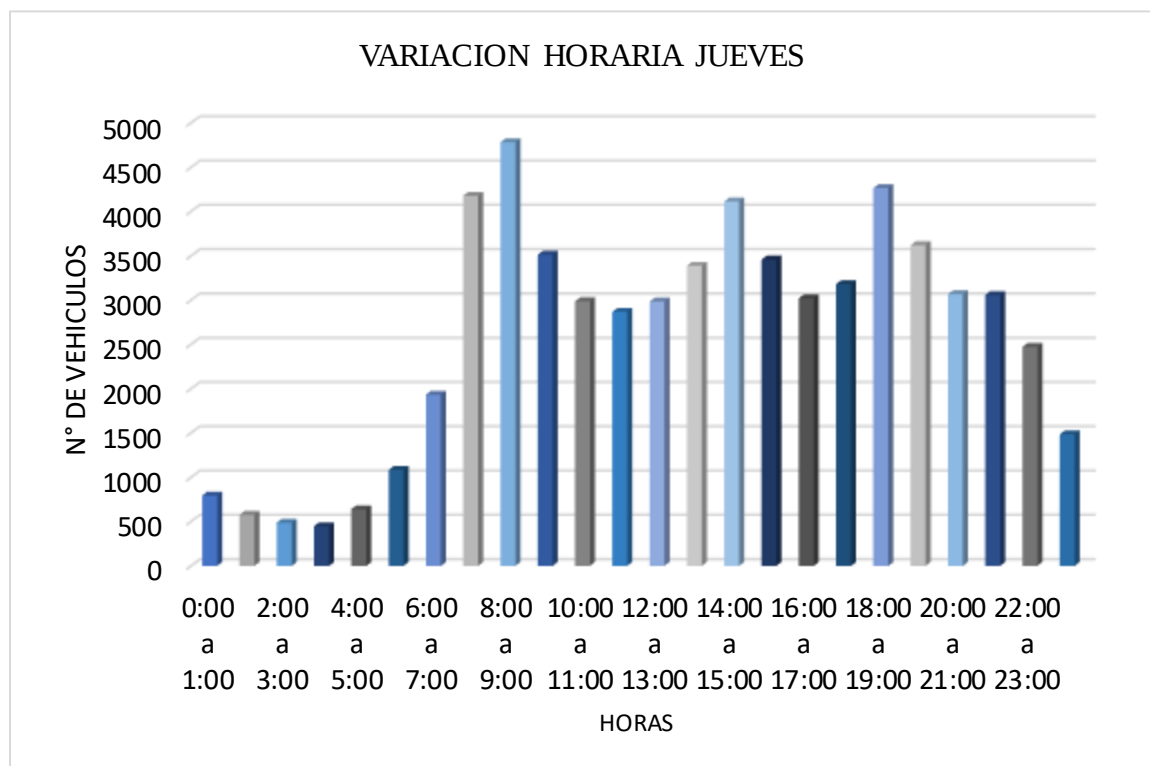


Figura 84.conteo vehicular – fuente: elaboración propia

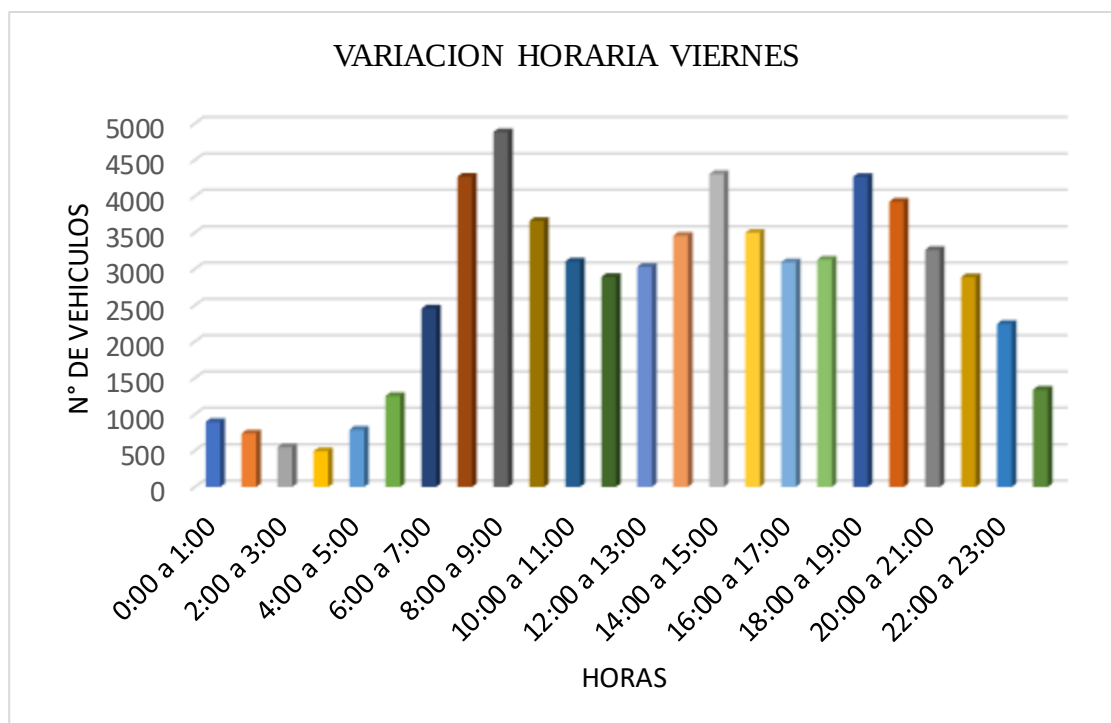


Figura 85.conteo vehicular – fuente: elaboración propia

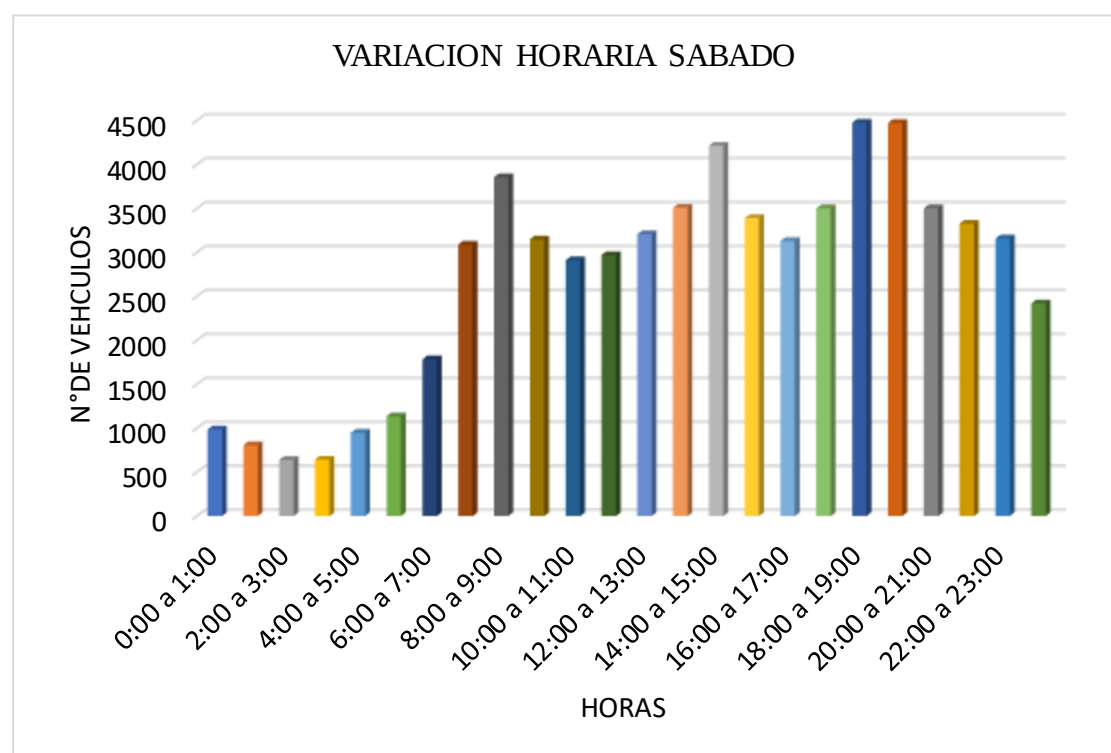


Figura 86.conteo vehicular – fuente: elaboración propia

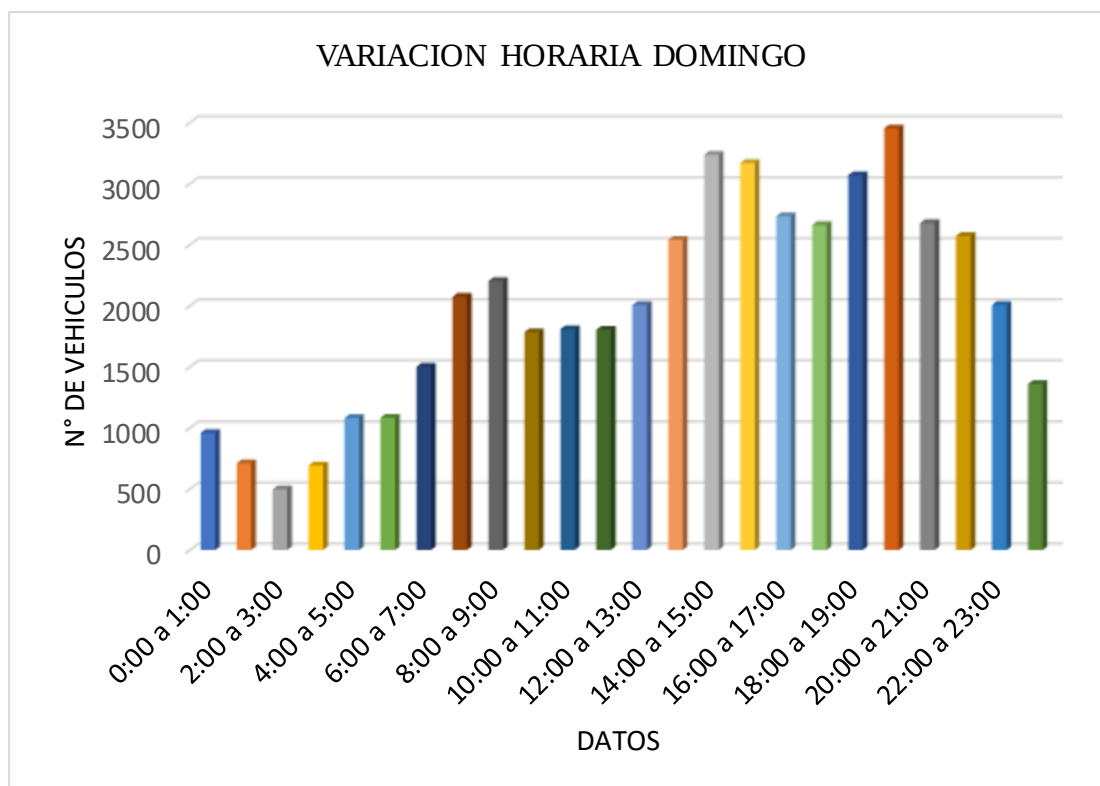


Figura 87. Conteo vehicular – fuente: elaboración propia

VISTA EN 3D



Figura 88. Vista en 3D-fuente: elaboración propia