



Universidad Latina de Costa Rica

Facultad de Ingeniería y Tecnologías de la información

Escuela de Ingeniería Civil

Licenciatura en Ingeniería Civil

Proyecto de Graduación

**Diseño de puente vehicular en avenida Pastor Diaz sobre la altura del Rio Copey ubicado en Puntarenas, Garabito, Jacó**

Autor

Álvaro José González Adanis

Tutor

Ing. Ronald Jiménez Castro

San Pedro, Montes de Oca

Diciembre 2022

## CARTA SEGMENTADA DEL TRIBUNAL EXAMINADOR

Estimados señores:

En mi calidad de **tutor**, como miembro del Tribunal Examinador, confirmo la aprobación del siguiente Trabajo Final de Graduación para optar por **licenciatura en ingeniería civil**.

- **Título:** Diseño de puente vehicular en avenida Pastor Diaz sobre la altura del Rio Copey ubicado en Puntarenas, Garabito, Jacó
- **Modalidad:** Proyecto
- **Autor:** Álvaro José González Adanis
- **Fecha de aprobación:** 27 de diciembre de 2022

RONALD  
EUGENIO  
JIMENEZ  
CASTRO (FIRMA)

Firmado digitalmente por  
RONALD EUGENIO  
JIMENEZ CASTRO (FIRMA)  
Fecha: 2023.01.22 11:24:43  
-06'00'

**Ronald Jiménez Castro**

## CARTA SEGMENTADA DEL TRIBUNAL EXAMINADOR

Estimados señores:

En mi calidad de **lector**, como miembro del Tribunal Examinador, confirmo la aprobación del siguiente Trabajo Final de Graduación para optar por **licenciatura en ingeniería civil**.

- **Título:** Diseño de puente vehicular en avenida Pastor Diaz sobre la altura del Rio Copey ubicado en Puntarenas, Garabito, Jacó
- **Modalidad:** Proyecto
- **Autor:** Álvaro José González Adanis
- **Fecha de aprobación:** 27 de diciembre de 2022

José María Ulate Zárate

Firmado digitalmente por José María Ulate Zárate  
Fecha: 2023.01.27 09:44:35 -06'00'

**José María Ulate Zárate**

## CARTA SEGMENTADA DEL TRIBUNAL EXAMINADOR

Estimados señores:

En mi calidad de **Lector**, como miembro del Tribunal Examinador, confirmo la aprobación del siguiente Trabajo Final de Graduación para optar por **Licenciatura en Ingeniería Civil**.

- **Título:** Diseño de puente vehicular en avenida Pastor Díaz sobre la altura del Río Copey ubicado en Puntarenas, Garabito, Jacó
- **Modalidad:** Proyecto
- **Autor:** Álvaro José González Adanis
- **Fecha de aprobación:** 27 de diciembre de 2022

DANILO ALBERTO  
HERNANDEZ  
GUERRERO (FIRMA)



Firmado digitalmente por  
DANILO ALBERTO  
HERNANDEZ GUERRERO  
(FIRMA)  
Fecha: 2023.01.23 12:54:19  
-06'00'

**Ing. Danilo Hernández Guerrero, M.Sc.**



## DECLARACIÓN JURADA

Yo, **Álvaro José González Adanis** estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual del Proyecto Graduación titulado:

**Diseño de puente vehicular en avenida Pastor Diaz sobre la altura del Rio Copey ubicado en Puntarenas, Garabito, Jacó**

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en San José, 02 de enero de 2023



---

**Álvaro José González Adanis**

**Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)**

**Universidad Latina de Costa Rica**

<b>Yo (Nosotros):</b>	Álvaro José González Adanis
<b>De la Carrera / Programa:</b>	Licenciatura en Ingeniería Civil
<b>Modalidad de TFG:</b>	Proyecto
<b>Titulado:</b>	Diseño de puente vehicular en avenida Pastor Díaz sobre la altura del Rio Copey ubicado en Puntarenas, Garabito, Jacó

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el “**AUTOR**”), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la “**OBRA**”). **SEGUNDO:** El **AUTOR** autoriza y cede a favor de la **UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L.** con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la “**UNIVERSIDAD**”), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la **OBRA** necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la **OBRA** con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El **AUTOR** acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la **UNIVERSIDAD** no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El **AUTOR** garantiza la originalidad de la **OBRA**, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la **OBRA**, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del **AUTOR** y este garantiza mantener indemne a la **UNIVERSIDAD** ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El **AUTOR** se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la **UNIVERSIDAD** **SEXTO:** La presente autorización y cesión se registrará por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el **AUTOR** y la **UNIVERSIDAD**, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El **AUTOR** acepta que la **UNIVERSIDAD**, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO:** El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD.**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD.** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO:** El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO:** El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO.** La presente autorización se extiende el día 02 de Enero de 2023 a las 11:21

Firma del estudiante(s):



## **Dedicatoria**

Dedico este proyecto de graduación primero que nada a mis padres los cuales son los que me han dado todo lo que tengo en la vida hasta el momento sin el apoyo incondicional de ellos esto no hubiera sido posible, a mis hermanos los cuales de alguna u otra manera siempre han estado para lo que necesite, a toda mi familia, a Jorge y Sheleny que me dieron muchas oportunidades en mis primeros años de universidad, a mis amigos incondicionales Daryl, Carlos y Valeria quienes fueron de mucho apoyo a lo largo de mi carrera, a mi novia Aicela la cuál siempre estuvo en todo momento pendiente de mí y a todas las persona las cuales de alguna u otra manera me dieron ese impulso a lo largo del todo el proceso para que esto fuera posible.

## Resumen

El siguiente trabajo se centra en la realización de un diseño para un puente vehicular con un ancho de 9.70 metros y una luz libre de 20.40 metros, esto sobre la cuenca del Río Copey, Garabito, Puntarenas, Costa Rica.

Se hace la presentación del problema en análisis, así como los objetivos, alcance e impacto que tendrá el proyecto del diseño del puente en la comunidad de Jacó

En las primeras secciones del documento se elabora un resumen de las diferentes normativas aplicables para el diseño de un puente vigentes para Costa Rica y la región Centroamericana.

Se mencionan las partes presentes en la estructura de los puentes, su función e importancia, a su vez se presentan la normativa vigente y aplicable para el diseño de estas estructuras, así como los estudios previos que se deben de realizar, entre los cuales destacan: la topografía del terreno, análisis geotécnico de la zona de la estructura y estudios hidrológicos de los caudales.

Además, se genera un informe del estado en el que se encuentra el puente que está construido actualmente, donde se logra determinar que se deben de tomar medidas en esta estructura para poder continuar con su uso actualmente.

Por último, se realizan los planos constructivos del diseño generado tomando en cuenta todas las consideraciones de las diferentes normativas vigentes para el diseño de este tipo de estructuras.

## Abstract

The following work focuses on the realization of a design for a vehicular bridge with a width of 9.70 meters and a free span of 20.40 meters, this over the Copey River basin, Garabito, Puntarenas, Costa Rica.

The problem under analysis is presented, as well as the objectives, scope and impact that the bridge design project will have on the Jacó community.

In the first sections of the document, a summary of the different applicable regulations for the design of a bridge in force for Costa Rica and the Central American region is elaborated.

The parts in the structure of the bridges, their function and importance are mentioned, in turn the current and applicable regulations for the design of these structures are presented, as well as the previous studies that must be carried out, among which stand out: the topography of the land, geotechnical analysis of the area of the structure and hydrological studies of the flows.

In addition, a report of the state of the bridge that is currently built is generated, where it is possible to determine the actions that must be taken in this structure to continue with its current use.

Finally, the construction plans of the generated design are made taking into account all the considerations of the different regulations for the design of this type of structure.

## Tabla de contenidos

<b>Capítulo I</b> .....	14
<b>1. Introducción</b> .....	15
<b>1.1 Antecedentes</b> .....	15
<b>1.2 Planteamiento del problema</b> .....	19
<b>1.3 Objetivo general</b> .....	20
<b>1.4 Objetivos específicos</b> .....	20
<b>1.5 Justificación</b> .....	21
<b>1.6 Alcances y limitaciones</b> .....	22
<b>1.6.1 Alcances</b> .....	22
<b>1.6.2 Limitaciones</b> .....	22
<b>1.7 Impacto</b> .....	23
<b>1.8 Hipótesis</b> .....	25
<b>Capítulo II</b> .....	26
<b>2. Marco Teórico</b> .....	27
<b>2.1 Tipos de puentes</b> .....	27
<b>2.2 Componentes estructurales de los puentes</b> .....	28
<b>2.2.1 Accesorios</b> .....	28
<b>2.2.2 Superestructura</b> .....	29
<b>2.2.2.1 Tipos de superestructura</b> .....	30
<b>2.2.3 Subestructura</b> .....	31
<b>2.2.3.1 Apoyos</b> .....	31
<b>2.2.3.2 Bastiones</b> .....	32
<b>2.2.3.3 Pilas</b> .....	34
<b>2.3 Etapa de anteproyecto</b> .....	35
<b>2.3.1 Estudios básicos</b> .....	35
<b>2.3.1.1 Topografía y niveles de referencia</b> .....	35
<b>2.3.1.2 Estudios hidrológicos e hidráulicos</b> .....	36
<b>2.3.1.3 Estudios geotécnicos</b> .....	38
<b>2.3.1.4 Estudio de tráfico vehicular</b> .....	43
<b>2.3.1.5 Estudios de impacto ambiental</b> .....	44
<b>2.3.1.6 Estudio de peligrosidad sísmica</b> .....	44
<b>2.4 Diseño previo del puente</b> .....	45
<b>2.4.1 Estética</b> .....	45

2.4.2	Seguridad vial .....	46
2.4.3	Cargas de diseño .....	47
2.4.4	Vehículo de diseño .....	49
2.4.5	Diseño sísmico .....	50
2.4.6	Consideraciones para el diseño de elementos de concreto en puentes .....	51
2.4.7	Consideraciones para el diseño de elementos de acero en puentes .....	52
2.4.8	Consideraciones para el diseño de elementos subestructurales .....	53
2.4.9	Planos estructurales .....	54
<b>Capítulo III.....</b>		<b>55</b>
<b>3.</b>	<b>Marco Metodológico .....</b>	<b>56</b>
3.1	Paradigma.....	56
3.2	Categorías de análisis de la investigación .....	57
3.3	Enfoque metodológico y métodos de investigación .....	59
3.4	Técnicas e instrumentación para la recolección de datos.....	59
3.5	Técnicas e instrumentación para el procesamiento y análisis de datos .....	60
<b>Capítulo IV.....</b>		<b>61</b>
<b>4.</b>	<b>Análisis de resultados .....</b>	<b>62</b>
4.1	Informe sobre el estado actual del puente .....	62
4.1.1	Obtención de la calificación .....	62
4.1.2	Daños y deterioros presentes en el puente .....	69
4.1.3	Calificación obtenida resultado del análisis visual.....	72
4.2	Diseño estructural del puente.....	73
4.2.1	Pre-dimensionamiento .....	73
4.2.2	Análisis hidrológico .....	75
4.2.3	Análisis geotécnico.....	77
4.2.4	Diseño de la losa .....	80
4.2.5	Diseño de vigas de acero .....	84
4.2.6	Diseño de bastiones.....	103
<b>Capítulo V.....</b>		<b>128</b>
<b>5.</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>129</b>
5.1	Recomendaciones .....	132
<b>Bibliografía.....</b>		<b>133</b>
<b>Glosario .....</b>		<b>137</b>
<b>Apéndices.....</b>		<b>139</b>



**Anexos..... 146**

### Índice de ilustraciones

<b>Ilustración 1 La Cloaca Máxima .....</b>	<b>15</b>
<b>Ilustración 2 Puente de las Damas.....</b>	<b>17</b>
<b>Ilustración 3 Puente de tipo vado .....</b>	<b>27</b>
<b>Ilustración 4 Sistema de contención vehicular .....</b>	<b>29</b>
<b>Ilustración 5 Elementos de un puente .....</b>	<b>30</b>
<b>Ilustración 6 Viga de tipo cajón.....</b>	<b>31</b>
<b>Ilustración 7 Apoyo de tipo fijo .....</b>	<b>32</b>
<b>Ilustración 8 Muro de contención con contrafuertes.....</b>	<b>33</b>
<b>Ilustración 9 Partes de una pila .....</b>	<b>34</b>
<b>Ilustración 10 Planta topográfica de un puente .....</b>	<b>35</b>
<b>Ilustración 11 Delimitación de cuenca hidrográfica .....</b>	<b>37</b>
<b>Ilustración 12 Ensayo SPT .....</b>	<b>40</b>
<b>Ilustración 13 Maquina para el ensayo de corte directo .....</b>	<b>42</b>
<b>Ilustración 14 Barrera de contención vehicular de tipo New Jersey.....</b>	<b>46</b>
<b>Ilustración 15 Vehículo de diseño HL-93.....</b>	<b>49</b>
<b>Ilustración 16 Lamina constructiva de un puente .....</b>	<b>54</b>
<b>Ilustración 17 Barandas de acceso.....</b>	<b>69</b>
<b>Ilustración 18 Aceras y baranda de acceso.....</b>	<b>70</b>
<b>Ilustración 19 Sistema de drenaje en bastión norte.....</b>	<b>70</b>
<b>Ilustración 20 Bastión norte.....</b>	<b>71</b>
<b>Ilustración 21 Relleno de aproximación norte .....</b>	<b>71</b>
<b>Ilustración 22 Sección transversal de un puente.....</b>	<b>73</b>
<b>Ilustración 23 Baranda de tipo Flex Beam .....</b>	<b>74</b>
<b>Ilustración 24 Hidrograma de crecientes del Río Copey.....</b>	<b>75</b>
<b>Ilustración 25 Estación 0+150 Puente Av. Pastor D. ....</b>	<b>76</b>
<b>Ilustración 26 Factor espectral dinámico, FED .....</b>	<b>79</b>
<b>Ilustración 27 Detalle de losa .....</b>	<b>83</b>
<b>Ilustración 28 Dimensiones de viga W30x261 .....</b>	<b>84</b>
<b>Ilustración 29 Detalle de losa y distribución de vigas.....</b>	<b>92</b>

<b>Ilustración 30</b> Detalle de empalme en vigas interiores .....	102
<b>Ilustración 31</b> Detalle de empalme en vigas exteriores.....	102
<b>Ilustración 32</b> Detalle de sección transversal del bastión .....	127

## Índices de tablas

<b>Tabla 1</b>	<b>Calificativos del puente según su importancia operacional y vida residual .....</b>	<b>63</b>
<b>Tabla 2</b>	<b>Listado de componentes de los puentes.....</b>	<b>63</b>
<b>Tabla 3</b>	<b>Elementos de protección del puente contra amenazas naturales .....</b>	<b>63</b>
<b>Tabla 4</b>	<b>Daños y defectos típicos en puentes.....</b>	<b>64</b>
<b>Tabla 5</b>	<b>Rango de posibles valores de GD, según consecuencias estructurales, funcionales o de durabilidad .....</b>	<b>65</b>
<b>Tabla 6</b>	<b>Relevancia estructural RE, recomendados para los componentes del puente .....</b>	<b>65</b>
<b>Tabla 7</b>	<b>Definición de niveles de consecuencias de falla .....</b>	<b>66</b>
<b>Tabla 8</b>	<b>Relación entre relevancia estructural RE, tipos de falla y niveles de consecuencias .....</b>	<b>66</b>
<b>Tabla 9</b>	<b>Niveles de clasificación propuestos para puentes en Costa Rica .....</b>	<b>68</b>
<b>Tabla 10</b>	<b>Capacidad de carga admisible sondeo 1 en Ton/m<sup>2</sup>.....</b>	<b>77</b>
<b>Tabla 11</b>	<b>Capacidad de carga admisible sondeo 2 en Ton/m<sup>2</sup>.....</b>	<b>77</b>
<b>Tabla 12</b>	<b>Parámetros de empuje del suelo .....</b>	<b>78</b>
<b>Tabla 13</b>	<b>Cargas muertas no composite.....</b>	<b>80</b>
<b>Tabla 14</b>	<b>Cargas muertas composite .....</b>	<b>81</b>
<b>Tabla 15</b>	<b>Carga muerta de la superficie de rodamiento.....</b>	<b>81</b>
<b>Tabla 16</b>	<b>Resumen de fuerzas internas .....</b>	<b>81</b>
<b>Tabla 17</b>	<b>Momento último por cargas sobre la losa.....</b>	<b>82</b>
<b>Tabla 18</b>	<b>Comprobación de propuesta de acero.....</b>	<b>82</b>
<b>Tabla 19</b>	<b>Factor de distribución para vigas interiores .....</b>	<b>85</b>
<b>Tabla 20</b>	<b>Factor de distribución para vigas exteriores .....</b>	<b>85</b>
<b>Tabla 21</b>	<b>Resumen de efectos por la carga viva .....</b>	<b>85</b>
<b>Tabla 22</b>	<b>Combinaciones de carga en vigas interiores.....</b>	<b>86</b>
<b>Tabla 23</b>	<b>Combinaciones de carga en vigas exteriores .....</b>	<b>86</b>
<b>Tabla 24</b>	<b>Capacidad de momento plástico vigas interiores.....</b>	<b>87</b>
<b>Tabla 25</b>	<b>Capacidad de momento plástico vigas exteriores .....</b>	<b>88</b>
<b>Tabla 26</b>	<b>Resumen de la capacidad de momento plástico y fuerza cortante .....</b>	<b>89</b>

<b>Tabla 27</b>	<b>Chequeo de flexión en vigas interiores.....</b>	<b>89</b>
<b>Tabla 28</b>	<b>Chequeo de flexión en vigas exteriores .....</b>	<b>89</b>
<b>Tabla 29</b>	<b>Chequeo de resistencia cortante .....</b>	<b>90</b>
<b>Tabla 30</b>	<b>Chequeo por estado límite de Servicio II en vigas interiores.....</b>	<b>90</b>
<b>Tabla 31</b>	<b>Chequeo por estado límite de Servicio II en vigas exteriores .....</b>	<b>91</b>
<b>Tabla 32</b>	<b>Chequeo por fatiga en patines .....</b>	<b>91</b>
<b>Tabla 33</b>	<b>Chequeo por fatiga en almas.....</b>	<b>92</b>
<b>Tabla 34</b>	<b>Cantidad de pernos requerida en patín de vigas interiores .....</b>	<b>93</b>
<b>Tabla 35</b>	<b>Cantidad de pernos requerida en patín de vigas exteriores.....</b>	<b>93</b>
<b>Tabla 36</b>	<b>Placas en patín de vigas interiores.....</b>	<b>94</b>
<b>Tabla 37</b>	<b>Placas en patín de vigas exteriores .....</b>	<b>94</b>
<b>Tabla 38</b>	<b>Chequeo de resistencia a flexión de la viga interior con pernos .....</b>	<b>95</b>
<b>Tabla 39</b>	<b>Chequeo de resistencia a tensión de las placas en vigas interiores.....</b>	<b>95</b>
<b>Tabla 40</b>	<b>Chequeo de aplastamiento por pernos en placas internas .....</b>	<b>95</b>
<b>Tabla 41</b>	<b>Chequeo de resistencia a compresión de las placas interiores .....</b>	<b>96</b>
<b>Tabla 42</b>	<b>Chequeo de resistencia a flexión de la viga exterior con pernos.....</b>	<b>96</b>
<b>Tabla 43</b>	<b>Chequeo de resistencia a tensión de las placas en vigas exteriores .....</b>	<b>97</b>
<b>Tabla 44</b>	<b>Chequeo de aplastamiento por pernos en placas externas.....</b>	<b>97</b>
<b>Tabla 45</b>	<b>Chequeo de resistencia a compresión de las placas exteriores .....</b>	<b>97</b>
<b>Tabla 46</b>	<b>Cantidad de pernos y resistencia cortante para placas interiores.....</b>	<b>98</b>
<b>Tabla 47</b>	<b>Cantidad de pernos y resistencia cortante para placas exteriores .....</b>	<b>99</b>
<b>Tabla 48</b>	<b>Dimensiones de la placa del alma para vigas interiores .....</b>	<b>99</b>
<b>Tabla 49</b>	<b>Dimensiones de la placa del alma para vigas exteriores.....</b>	<b>100</b>
<b>Tabla 50</b>	<b>Chequeo por aplastamiento en pernos del alma en vigas interiores .....</b>	<b>100</b>
<b>Tabla 51</b>	<b>Chequeo por aplastamiento en pernos del alma en vigas exteriores.....</b>	<b>100</b>
<b>Tabla 52</b>	<b>Chequeo del bloque cortante en placas del alma vigas interiores .....</b>	<b>101</b>
<b>Tabla 53</b>	<b>Chequeo del bloque cortante en placas del alma vigas exteriores.....</b>	<b>101</b>
<b>Tabla 54</b>	<b>Pre dimensionamiento del parapeto.....</b>	<b>103</b>
<b>Tabla 55</b>	<b>Pre dimensionamiento del cimiento .....</b>	<b>103</b>

<b>Tabla 56</b>	<b>Pre dimensionamiento de la cajuela.....</b>	<b>104</b>
<b>Tabla 57</b>	<b>Cargas actuantes en bastión.....</b>	<b>105</b>
<b>Tabla 58</b>	<b>Resumen de cargas verticales actuantes para caso 1.....</b>	<b>105</b>
<b>Tabla 59</b>	<b>Comprobación de presión estática más efecto dinámico.....</b>	<b>106</b>
<b>Tabla 60</b>	<b>Resumen de cargas horizontales actuantes para caso 1.....</b>	<b>106</b>
<b>Tabla 61</b>	<b>Factores de carga AASHTO LRFD.....</b>	<b>107</b>
<b>Tabla 62</b>	<b>Cargas verticales ultimas actuantes para caso 1.....</b>	<b>107</b>
<b>Tabla 63</b>	<b>Momento estabilizador por cargas verticales para caso 1.....</b>	<b>108</b>
<b>Tabla 64</b>	<b>Cargas horizontales ultimas actuantes para caso 1.....</b>	<b>108</b>
<b>Tabla 65</b>	<b>Momento de vuelco por cargas horizontales para caso 1.....</b>	<b>109</b>
<b>Tabla 66</b>	<b>Chequeo por vuelco alrededor del punto A para caso 1.....</b>	<b>109</b>
<b>Tabla 67</b>	<b>Chequeo por deslizamiento en base del estribo para caso 1.....</b>	<b>109</b>
<b>Tabla 68</b>	<b>Chequeo de las presiones actuantes en la base del estribo para caso 1.....</b>	<b>110</b>
<b>Tabla 69</b>	<b>Cargas verticales ultimas actuante para caso 2.....</b>	<b>110</b>
<b>Tabla 70</b>	<b>Momentos estabilizadores por cargas verticales para caso 2.....</b>	<b>111</b>
<b>Tabla 71</b>	<b>Cargas horizontales ultimas actuantes para caso 2.....</b>	<b>111</b>
<b>Tabla 72</b>	<b>Momentos de vuelco por cargas horizontales para caso 2.....</b>	<b>112</b>
<b>Tabla 73</b>	<b>Chequeo de vuelco alrededor del punto A para caso 2.....</b>	<b>112</b>
<b>Tabla 74</b>	<b>Chequeo de deslizamiento en base del estribo para caso 2.....</b>	<b>112</b>
<b>Tabla 75</b>	<b>Cargas actuantes en la base de la pantalla.....</b>	<b>113</b>
<b>Tabla 76</b>	<b>Momento de diseño en base de pantalla para acero en flexión.....</b>	<b>114</b>
<b>Tabla 77</b>	<b>Determinación del acero en flexión de diseño.....</b>	<b>114</b>
<b>Tabla 78</b>	<b>Comprobación del acero en flexión mínimo.....</b>	<b>115</b>
<b>Tabla 79</b>	<b>Diseño de acero por temperatura en la pantalla.....</b>	<b>116</b>
<b>Tabla 80</b>	<b>Revisión de fisuración por distribución de la armadura.....</b>	<b>117</b>
<b>Tabla 81</b>	<b>Revisión de cortante parte 1.....</b>	<b>118</b>
<b>Tabla 82</b>	<b>Revisión por cortante parte 2.....</b>	<b>119</b>
<b>Tabla 83</b>	<b>Momento de diseño en cara vertical de la pantalla.....</b>	<b>119</b>
<b>Tabla 84</b>	<b>Acero de diseño en sección superior de la zapata.....</b>	<b>120</b>

<b>Tabla 85 Comprobación de acero mínimo en parte superior de la zapata.....</b>	<b>120</b>
<b>Tabla 86 Comprobación de acero por temperatura .....</b>	<b>121</b>
<b>Tabla 87 Revisión por cortante en sección superior de la zapata parte 1 .....</b>	<b>122</b>
<b>Tabla 88 Revisión por cortante en sección superior de la zapata parte 2 .....</b>	<b>123</b>
<b>Tabla 89 Valores de diseño para el acero inferior de la zapata.....</b>	<b>124</b>
<b>Tabla 90 Acero de diseño para la sección inferior de la zapata .....</b>	<b>124</b>
<b>Tabla 91 Comprobación de acero mínimo en sección inferior de la zapata.....</b>	<b>125</b>
<b>Tabla 91 Comprobación de acero mínimo en sección inferior de la zapata.....</b>	<b>125</b>
<b>Tabla 92 Revisión por cortante en la sección inferior de la zapata.....</b>	<b>126</b>
<b>Tabla 92 Revisión por cortante en la sección inferior de la zapata.....</b>	<b>126</b>

# Capítulo I



## 1. Introducción

### 1.1 Antecedentes

Los primeros puentes fueron construidos con elementos bastante simples, por ejemplo, un tronco el cual fue simplemente apoyado sobre un río o unas cuantas rocas colocadas para poder pasar sin mojarse en una quebrada. Conforme la necesidad de conectar más y más ciudades se fue haciendo enorme, la exigencia de crear puentes también aumentó paralelamente.

En el mundo antiguo este auge lo vivió el imperio romano, el cual estaba bastante familiarizado con la construcción de estos, debido su vasta red de caminos la cual debían de atravesar ríos o riachuelos en muchas ocasiones, los romanos fueron los primeros en descubrir que el sistema de arcos funcionaba muy bien para la construcción de puentes y otras estructuras como la “Cloaca Máxima, el colector más grande de aguas residuales que construido primero como un canal de agua dulce abierto, alrededor de los siglos II y I a.C. y se transformó en un monumental túnel con paredes de toba y bóvedas” (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura, 2017, pág. 18).

*Ilustración 1 La Cloaca Máxima*



*Fuente: Iagua (2016)*

A pesar de la que la “Cloaca Máxima” y muchos de los puentes romanos fueron una maravilla de la ingeniería antigua, muchos de estas estructuras se diseñaban y construían de una manera empírica, casi de prueba y error, debido a esto comenzaron a surgir una serie de ingenieros sumamente brillantes que poco a poco fueron elaborando las bases de la ingeniería como la conocemos hoy en día, algunos de estos son:

Robert Hook quien estableció las leyes de la mecánica elástica. Con la fundación de la «Ecole de Ponts et Chaussées» se planteó de una manera sistemática el conocimiento científico del problema resistente. Los trabajos que Navier, Coulomb, Poisson, etc. Que desarrollaron a lo largo del siglo XIX vinieron a establecer la resistencia de materiales sobre bases seguras. Muller-Bresiau y Castigliano siguieron los trabajos. Rankine publica su Mecánica aplicada en 1858 y Culman su estática gráfica en 1866. (Manterola, 1984, p.8).

A finales del siglo XVII se construye el puente Coalbrookdale sobre el río Severn en Inglaterra, según Manterola (1984) “el primer puente de fundición que dio lugar a la época más brillante de la historia de los puentes” (p.7). Durante la construcción de esta estructura se pasó de un trabajo totalmente manual en toda la extensión del proceso a un trabajo más mecánico, todo esto gracias a la industrialización que se dio en la época.

Sin duda alguna este acontecimiento marcó un antes y un después en la construcción de este tipo de plataformas, tanto así que hoy en día hay puentes que son unas joyas modernas de la ingeniería y la innovación.

En el país el primer puente que se construyó sobre una vía de comunicación principal fue el “Puente de las Damas” en el año de 1845 sobre el río Jesús María en San Mateo de Alajuela, este puente fue construido por “acaudalados comerciantes y cafetaleros, intranquilos por los pésimos caminos, los cuales decidieron fundar la Sociedad Económica Itineraria, también conocida como la Junta Itineraria” (Méndez, 2020). Este paso tenía una forma arqueada y estaba compuesto principalmente por piedra labrada y cal.

*Ilustración 2 Puente de las Damas*



*Fuente: Wikipedia (2014)*

En épocas más actuales uno de los puentes más sobresalientes es el país es el Rafel Iglesias ubicado sobre el río Colorado, llama particularmente la atención por su forma, ya que posee un arco invertido en su parte inferior y utilizó un material apenas conocido en el país “La propuesta implicó utilizar un material que apenas se empezaba a utilizar en puentes de la época en Costa Rica, el concreto preesforzado. La propuesta eliminó las torres por encima de la calzada y utilizó elementos prefabricados de concreto como unidades básicas de construcción” (Vargas-Alas, 2017, p.4).

Dentro de los antecedentes nacionales de proyectos de una índole similar se encuentra el trabajo final de graduación titulado “Diseño estructural de la ampliación en los puentes sobre quebradas El Salto y Marín” por la estudiante Wendy Pamela Marín Jiménez de la Universidad Latina de Costa Rica, este proyecto fue presentado en el año 2022 y se centra en la propuesta de las dimensiones de las alcantarillas necesarias para la elaboración de un puente sobre las mismas.

Otro antecedente fue elaborado en el Tecnológico de Costa Rica en el año 2012, el proyecto fue titulado “Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente” por Hermes Bonilla Delgado, donde si bien es cierto el trabajo no se centra completamente en el diseño de un puente, una sección de este si está destinada al diseño de un puente de 15 metros de longitud, sobre la cuenca del río Veracruz en la comunidad de Guacimal, Puntarenas.

Por otra parte, en el ámbito internacional, existen muchos proyectos de una índole similar como lo es “Diseño estructural del puente Flandes” por Nicolas Rivera Hernández y Sebastian Gutierrez Riveros de la universidad Piloto de Colombia, donde el trabajo consiste en el diseño de un puente vehicular en la comunidad de Pasca, Cundinamarca, debido a las grandes falencias estructurales que presentaba el puente construido en aquel momento.

Por ultimo otro trabajo similar es el de María José Belda Pallarés, de la Universidad Politécnica de Valencia, donde se diseñó un puente con unas dimensiones de 17.45 metros de ancho y una longitud de 40 metros, sobre la rambla de Alcalá, Benicarló, este proyecto fue titulado por la autora como “Proyecto básico de puente sobre la rambla de Alcalá, Benicarló, solución B”, como su nombre lo deja en evidencia, este proyecto es la continuación de otro del mismo índole, donde se propuso otra solución para la construcción del puente.

## 1.2 Planteamiento del problema

En Costa Rica la condición de las carreteras y puentes vehiculares han tenido una gran cantidad de altibajos a lo largo de los años según el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR, 2020, p.95).

La condición estructural como funcional de la red vial nacional a finales del año 2020 mostraba una lenta pero constante tendencia a la mejora, particularmente entre el año 2018 y 2020; sin embargo y a partir de 2019 la condición funcional de la red vial ante prácticas de “no hacer nada” o “cero mantenimientos” puso en evidencia la susceptibilidad de las vías nacionales al mostrar en el corto plazo problemas de deterioros superficiales y la consecuente afectación para los usuarios, al aumentar los costos de operación vehicular por daño a los vehículos, disminuir velocidades de operación y altos consumos de combustible

Lo que deja en evidencia la gestión que tienen tanto el gobierno central como los gobiernos locales de hacer diferentes obras de infraestructura, pero el mantenimiento que se les da es muy poco o nulo, esta práctica lo que produce es que la vida útil de estas estructuras disminuya considerablemente en comparación a que si se les diera la conservación óptima.

El cantón de Garabito no es la excepción al problema, ya que mucha de su red vial incluyendo los puentes está en mal estado, particularmente los puentes de la zona, los cuales presentan muchos problemas tanto en los bastiones como en la superficie de rodamiento, esto en base a un informe realizado por la empresa Ingeniería y Arquitectura Jacó para la Municipalidad de Garabito, en donde se evaluaron distintos puentes a lo largo de las rutas cantonales, dando como resultado que aproximadamente el 83% de los puentes en rutas cantonales necesitan algún tipo de reparación urgente y tan solo un 17% del total de puentes se encuentran en una condición buena o regular. Un lugar tan turístico como lo es Jacó no puede darse el lujo de tener este tipo de estructuras en mal estado, por lo que es necesario un mejoramiento o en algunos casos un diseño completamente nuevo de los mismos. Consecuentemente, es necesario plantear la siguiente pregunta: ¿Se puede generar un diseño de un puente sobre el río Copey, Garabito, Puntarenas que cumpla con los requerimientos de la comunidad y la reglamentación técnica del Costa Rica?

### **1.3 Objetivo general**

Efectuar el diseño de un puente sobre el río Copey ubicado en Avenida Pastor Díaz, Puntarenas, Garabito, Jacó, para mejorar el tránsito vehicular y peatonal de la zona

### **1.4 Objetivos específicos**

- Generar un informe que delimite los principales problemas estructurales presentes en el puente construido actualmente a la altura del río Copey.
- Analizar los diferentes estudios técnicos brindados por la municipalidad de índole importante para el proyecto.
- Realizar el diseño estructural de un puente que pueda sustituir al construido actualmente.
- Elaborar un modelo 3D con la herramienta de Lumion, que muestre el diseño propuesto.
- Crear los planos constructivos del puente en base a los resultados obtenidos en el diseño estructural

## 1.5 Justificación

La Avenida Pastor Diaz es la principal arteria vial del casco central del cantón de Garabito, por la que pasan miles de turistas y residentes al año, a lo largo de esta vía existen 2 puentes, el primero y el más transitado debido a su ubicación céntrica es el que se encuentra sobre el río Copey, el otro es el puente que está a la altura del río Naranjal. Ambos puentes tienen varias décadas de estar construidos, sin embargo, el mantenimiento que se les ha dado es prácticamente nulo.

Aunado a esto la separación con el mar en el caso del puente Copey es de aproximadamente 250 metros, por lo que la inferencia de la sal marina a calado en la estructura del puente, dañando algunas de sus vigas notoriamente, otro problema está en los bastiones de la estructura, ya que estos presentan un importante socavamiento, principalmente el bastión norte. Por estas razones, se necesita implementar un adecuado diseño para dicho puente, el cual es el que tiene un deterioro más avanzado.

Este proyecto se va a elaborar para poder brindarle a cerca de las 12 000 personas que habitan en el casco central de Jacó según el último censo de la INEC, y a la gran cantidad de turistas que visitan este lugar, catalogado por el ICT como una zona de mucha influencia turística, un puente que esté en buenas condiciones para poder ser transitado, tanto por peatones como vehículos. Teniendo un impacto positivo en la fluidez vehicular de la zona y en la seguridad de los transeúntes.

## **1.6 Alcances y limitaciones**

### **1.6.1 Alcances**

- Se elaborará un diagnóstico a partir de los problemas presentes en el puente que está construido actualmente.
- Se generará el diseño estructural del puente a 2 carriles vehiculares y con pasos peatonales a ambos lados de este.
- El diseño final será presentado en conjunto de un modelo 3D del puente, para que la comunidad pueda observar cómo se verá en puente propuesto ya construido.
- Se realizarán los planos constructivos del puente, en base a los resultados obtenidos en la sección del diseño de este.
- No se contempla la elaboración de un cronograma de actividades para la obra.

### **1.6.2 Limitaciones**

- La municipalidad de Garabito y la asociación de desarrollo de la comunidad serán las encargadas de facilitar los estudios de suelos, estudios hidrológicos, topografía y cualquier otro estudio o información necesaria para el proyecto.
- Por ser época lluviosa en algunos casos no se podrá ingresar debajo del puente para realizar algún tipo de inspección.
- No se realizará el diseño como tal de la estructura de pavimento.
- No se cuenta con ningún tipo de información de diseño previa en formato DWG, ni de sitio, ni de ninguna otra disciplina que se pueda complementar.
- Por ser una vía principal para poder realizar algún tipo de medición en campo de manera transversal a la carretera se deberá parar el flujo vehicular.



## 1.7 Impacto

Como todo diseño y obra de ingeniería la construcción de un puente tiene sus impactos, según López et al. (2019) “La ingeniería es una de las carreras profesionales con mayor exigencia por el riesgo social que implica el resultado de su ejercicio. Un mal diseño o construcción puede traer nefastas secuelas.” (p.7).

Lo que deja ver que los principales impactos de las obras ingenieriles están el rubro social.

Un inadecuado diseño o mantenimiento de la vialidad es causa de una congestión innecesaria. En muchas ciudades es frecuente encontrar casos de falta de demarcación de los carriles de circulación, inesperados cambios en su cantidad, ubicación de los paraderos de buses justo en puntos de una reducción en el ancho de la calzada y otras deficiencias que entorpecen la fluidez del tránsito. (Thomson y Bull, 2001, p.13).

Considerando lo anterior, poder contar con una red vial en óptimas condiciones, incluyendo tanto carreteras como puentes, beneficiará la fluidez del tránsito vehicular que circula por la zona, reduciendo así el tiempo de recorrido de los conductores.

Otro aspecto en que sé que tendrá un impacto es en la seguridad de los peatones, debido a que, al colocar aceras a ambos lados del puente, el que estos puedan transitar libremente y de una manera segura, será en mayor medida “Las aceras no son solamente un espacio de infraestructura, sino que remiten a otros factores importantes a considerar; por ejemplo, estas permiten que las personas se empoderen de sus ciudades y asuman una ciudadanía activa dentro de sus entornos.” (LanammeUCR, 2018, p.7).

Por otro lado, este tipo de obras genera diversas fuentes de empleo, tanto en la construcción como una vez finalizada, ya que se debe de dar un mantenimiento preventivo constante para evitar inconvenientes, la falta de mantenimiento puede provocar problemas a futuro, tales como oxidación de las partes metálicas del puente, pérdida de la señalización en la vía, entre otros aspectos.

A nivel mundial, el sector construcción emplea a más de 250 millones de trabajadores, lo que se traduce a un 7,7 % de todo el empleo; específicamente en América Latina y el Caribe, representa un 7 % del empleo. Cada millón de dólares invertido en productos de construcción genera un promedio de 97 empleos en mercados emergentes (Calero, 2021, párr.2)

En el localidad de Jacó viven cerca de 12 000 personas los cuales en su mayoría en algún momento de la semana deben de transitar por el puente Copey, ya que se encuentra en la principal arteria vial de la comunidad, estas personas sentirán una mejoría en el flujo vehicular debido a que se eliminará el estrechamiento de carriles, presente en el puente actual; pero el impacto positivo no solo será para los conductores de automotores de la zona, ya que en gran medida la población de esta zona costera se moviliza en otro tipo de transporte, por ejemplo la bicicleta, por lo que contar con pasos peatonales debidamente separados de la ruta de flujo de vehículos dentro del puente, ayudará en aumentar la seguridad de las personas que transitan a pie o en bicicleta.

Otro beneficio será en el tema de generación de empleo, ya que construir un puente necesita de mucho personal para su construcción, por lo que los obreros de la zona obtendrán trabajo por un periodo de tiempo considerable, mejorando la situación económica de los trabajadores y también del comercio en los alrededores

## **1.8 Hipótesis**

Este trabajo de graduación al ser un diseño de una estructura no requiere de una hipótesis para su realización.

## Capítulo II

## 2. Marco Teórico

### 2.1 Tipos de puentes

Según el Manual de Inspección de Puentes MOPT (2007), las estructuras que tienen como principal función permitir la circulación de vehículos o personas a través de algún obstáculo, sea natural o artificial, se agrupan en 4 principales grupos, los cuales son:

- Puente: Estructura la cuál pasa sobre un cuerpo a agua tal como un rio o quebrada o algún accidente topográfico de gran profundidad.
- Paso a desnivel: Elemento construido para evitar la intersección directa entre dos o más vías, este paso puede atravesar dichas vías por la parte superior o inferior de las mismas.
- Alcantarilla: Es una estructura que posee de uno a cuatro tramos, en el cuál la longitud libre entre cada una de las celdas es menor a 6 metros.
- Vado: Estructura conformada por cuatro tramos, la misma no permite el paso permanente de vehículos, debido a su diseño.

*Ilustración 3 Puente de tipo vado*



*Fuente: El 19 digital (2021)*

## 2.2 Componentes estructurales de los puentes

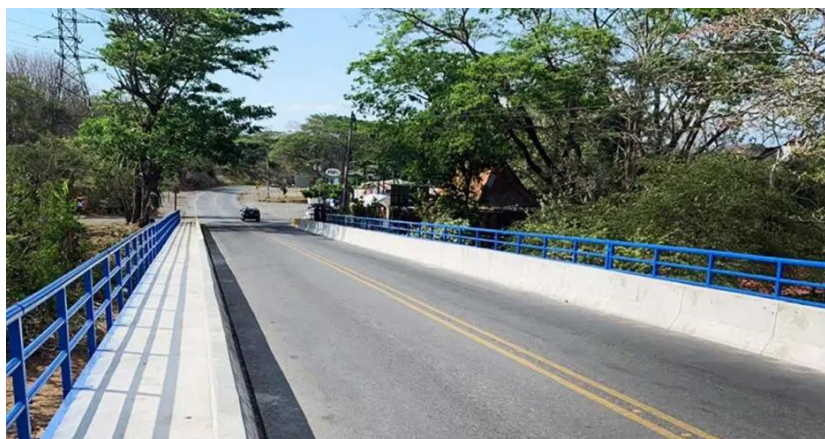
Los elementos estructurales que forman parte de una estructura tipo puente, la cual fue definida anteriormente, se agrupan en los siguientes cuatro grandes grupos:

### 2.2.1 Accesorios

Los accesorios no cumplen una función estructural en los puentes, pero estos son de suma importancia para mantener el seguro y correcto funcionamiento. Los accesorios presentes en un puente de uso vehicular son:

- Superficie de rodamiento: Esta superficie es conocida también como superficie de desgaste o capa de desgaste, cuya principal función es proteger al sistema de piso (Losa), del desgaste producido por la circulación de vehículos, esta puede ser de distintos materiales tales como, asfalto o concreto y cuyo espesor debe de rondar entre los 2.54 cm a 5 cm.
- Sistema de contención vehicular: Este accesorio es conocido comúnmente como baranda, y su principal uso es evitar la caída de los peatones o vehículos al vacío que se encuentra a los costados de la estructura, estas barandas deben de ser diseñadas al igual que los otros elementos del puente, a menos que en el diseño se esté contemplando un sistema que cumpla con las diversas normas reguladoras, según sea el caso.
- Juntas de expansión: Son elementos que se colocan en los extremos de cada paño de losa, para evitar problemas a futuro por la dilatación o contracción de la estructura, a causa de los cambios de temperaturas o sismos. En el país existen cuatro tipos de juntas que son las más comúnmente utilizadas las cuales son: juntas abiertas, juntas selladas, juntas de placas de acero deslizante y las juntas de placas dentadas.

*Ilustración 4 Sistema de contención vehicular*



*Fuente: La República (2020)*

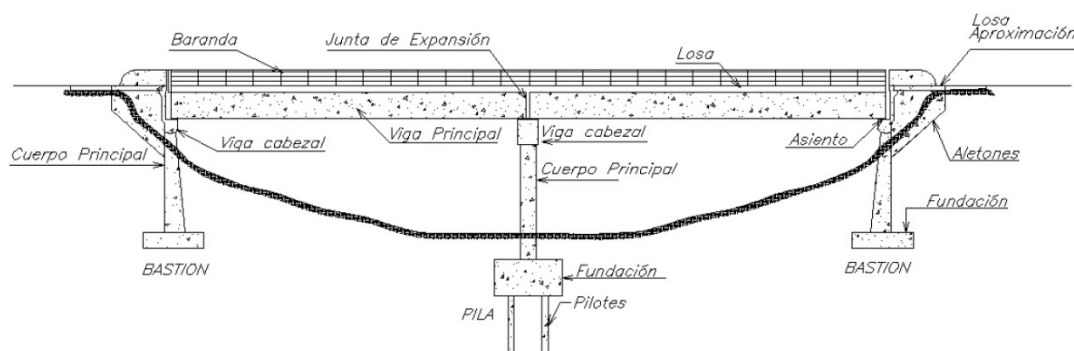
### **2.2.2 Superestructura**

La superestructura comprende la totalidad de los elementos estructurales que se encuentran sobre los apoyos del puente y es la que se encarga de soportar las cargas que actúan sobre este.

Los componentes de la superestructura de un puente según el Manual de Inspección de Puentes del MOPT (2007), se dividen en tres principales grupos

- Elementos principales: También son conocidos como “Vigas principales” su función principal es soportar las cargas aplicadas sobre ellos y transmitir los esfuerzos hacia los cimientos del puente. Dependiendo de la longitud del puente se utilizan unos tipos de elementos principales u otros.
- Elementos secundarios: Las vigas secundarias están ubicadas comúnmente en una dirección perpendicular a las vigas principales y se encargan de distribuir adecuadamente las cargas internas y externas a lo largo de la estructura.
- Losa: Es el principal soporte por donde circulan los vehículos, esta puede ser de materiales como concreto reforzado, acero, madera, entre otros materiales. Y tiene la función de trasladar las cargas vivas a las vigas principales del puente.

*Ilustración 5 Elementos de un puente*



*Fuente: MOPT (2007)*

### **2.2.2.1 Tipos de superestructura**

El tipo de superestructura se puede definir una vez que se consideran distintas variables, entre las cuales sobresalen, la longitud del puente, la cantidad de tramos si es de tramo simple o continuo, entre otros.

Dentro del tipo de superestructura más utilizado en Costa Rica es el tipo viga, el cual se subdivide en tres grupos según el Ministerio de Obras Públicas y transporte (MOPT)

- Viga tipo cajón: “Los puentes tipo cajón son aquellos en los que las vigas principales presentan la forma de cajón hueco. Pueden ser construidos con concreto presforzado, acero o en sección compuesta de acero con concreto reforzado” (Agüero, 2018)
- Viga T: Las vigas tipo T como su nombre lo dice tiene la figura de dicha letra, estas pueden ser fabricadas de concreto reforzado o concreto preesforzado, con trenzas de cables de alta resistencia.
- Viga I: Al igual que el tipo “T”, estas vigas tienen la forma de la letra en su nombre, pueden ser elaboradas de acero o concreto, en el caso que ser construidas en concreto solo se permiten elementos prefabricados, los cuáles son preesforzados.



*Ilustración 6 Viga de tipo cajón*



*Fuente: Lanamme (2018)*

### **2.2.3 Subestructura**

Está formada por todos aquellos elementos estructurales que son diseñados para soportar el peso de la superestructura y transferir sus cargas hasta los cimientos. Esta subestructura se divide en: apoyos, bastiones y pilas.

#### ***2.2.3.1 Apoyos***

Los apoyos son sistemas mecánicos que transmiten las cargas verticales de la superestructura a la subestructura. El uso y la funcionalidad de estos varía dependiendo del tamaño y la configuración del puente. Las funciones principales de los apoyos aparte de transmitir todas las cargas de la superestructura a la subestructura son garantizar los grados de libertad del diseño de la estructura como traslación por expansión o contracción térmica o sismo y la rotación causada por la deflexión de la carga muerta y la carga viva. (MOPT, 2007)

Los apoyos se segmentan en dos: apoyos de expansión, apoyos fijos y apoyos rígidos.

- Apoyos de expansión: Este tipo de apoyo permite que la estructura rote y se pueda trasladar en su sentido longitudinal, algunos ejemplos son las placas de neopreno.
- Apoyo fijo: Este apoyo restringe la traslación tanto longitudinal como transversal de la estructura y solo permite la rotación de esta.
- Apoyo rígido: Con este apoyo no se permite ningún tipo de movimiento es decir se restringe completamente los desplazamientos rotacionales y traslacionales.

*Ilustración 7 Apoyo de tipo fijo*



*Fuente: MOPT (2007)*

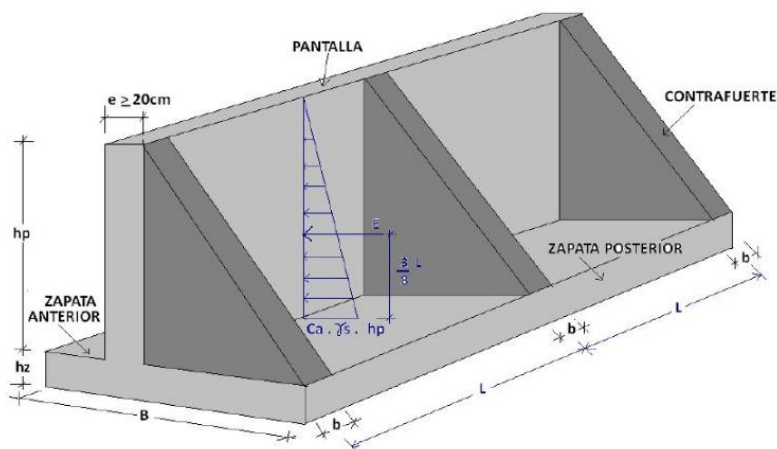
### **2.2.3.2 Bastiones**

Los bastiones son elementos que sirven de apoyo en los extremos del puente y su principal funcionalidad es ser portantes de la carga proveniente de los apoyos de la estructura y transferirlas hacia el suelo. Estos pueden ser construidos de materiales tales como concreto, acero, madera o mampostería. Estos elementos también funcionan como contención a los rellenos de aproximación del puente.

Tipos de bastiones:

- Voladizo: Es un muro de contención unido rígidamente a la fundación. Este muro utiliza su propio peso y el peso del suelo sobre la cimentación, para poder ser capaz de resistir las presiones que se ejercen sobre esta.
- Marco: Conformado por dos o más columnas unidas a una viga tipo cabezal.
- Muro contrafuerte: Esta estructura es un muro y una cimentación unidas a la vez mediante por elementos verticales perpendiculares al plano conocidos como contrafuertes. Estos muros son usados comúnmente en lugares donde se requieren muros de gran altura.
- Cabezal sobre pilotes: Este tipo de estructura no posee cuerpo principal, ya que consiste en una viga tipo cabezal apoyada en una o más filas de pilotes.
- Tierra armada: Se compone de un muro mecánicamente estabilizado construido por capas de bloques modulares comúnmente de concreto sin ningún refuerzo. El muro posee en su parte posterior mallas de acero la cuales actúan como refuerzo y transforman el suelo en un material capaz de soportar las cargas verticales que se aplican.
- Gravedad: Este tipo de bastión con ayuda de su propio peso es capaz de resistir las presiones laterales y el empuje del suelo. Normalmente este tipo de bastiones tienden a ser muy pesados, en comparación con los otros tipos.

*Ilustración 8 Muro de contención con contrafuertes*



*Fuente: Udocz (2018)*

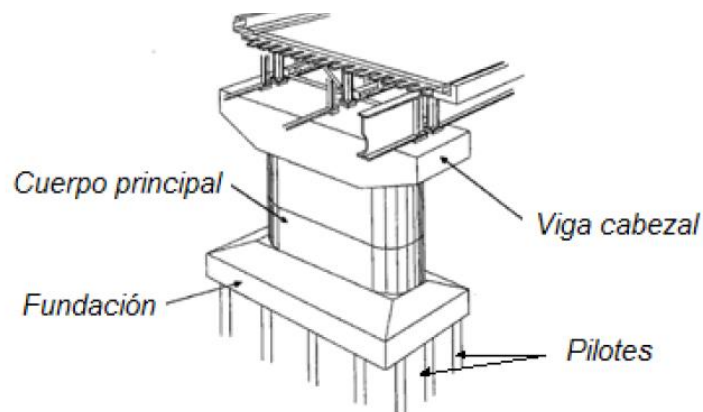
### 2.2.3.3 Pilas

Las pilas son apoyos intermedios para la superestructura del puente por lo general son elaboradas en concreto reforzado, acero o madera. Estas cumplen la misma función que los bastiones con la única diferencia de que no contiene relleno.

#### Tipos de pilas

- Muro: Pared que se extiende desde la cimentación hasta la viga cabezal, en dicha viga se encuentran los pedestales sobre que se apoya la superestructura.
- Marco: Consiste en una viga cabezal apoyada sobre dos columnas, el conjunto forma una estructura tipo marco, de ahí su nombre, las columnas son soportadas por la cimentación de estas.
- Columna sencilla: Está compuesta por una viga cabezal en forma de martillo, unida a una columna que puede ser de distintas formas, por ejemplo: circular o rectangular que se extiende hasta la fundación.
- Columna múltiple: Funciona con el mismo principio que la columna sencilla, solo que en este caso son tres o más columnas las cuales se encarga de soportar la estructura superior del puente.

*Ilustración 9 Partes de una pila*



*Fuente: MOPT (2007)*

## 2.3 Etapa de anteproyecto

### 2.3.1 Estudios básicos

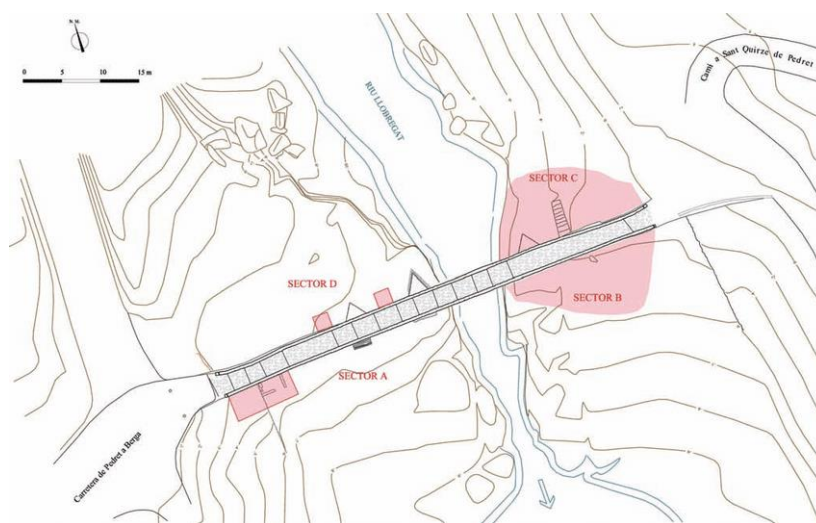
Según el Manual de Puentes y Alcantarillas de Costa Rica, elaborado por el Lanamme, los principales aspectos que se deben de tener en cuenta para el diseño de un puente son los estudios básicos, los cuales brindan la información necesaria para poder realizar anteproyectos y proyectos definitivos de este tipo de estructuras, dentro de estos estudios destacan:

#### 2.3.1.1 Topografía y niveles de referencia

El estudio de topografía del terreno tiene como principal objetivo la determinación de las características físicas y geográficas del terreno, así como sus variaciones o alteraciones. Dicho análisis genera un contorno del relieve mediante curvas de nivel, con las cuales se pueden definir las alturas necesarias de la estructura y si es el caso también lograr ubicar infraestructura la cuál puede influir en el diseño y construcción de la estructura.

El nivel de detalle de los datos obtenidos por medio de este tipo de estudios puede variar dependiendo del proyecto que se vaya a desarrollar, sin embargo, siempre deben de contar con los resultados mínimo con los cuales normalmente cuentan este tipo de estudios.

***Ilustración 10 Planta topográfica de un puente***



***Fuente: ResearchGate (2010)***

### ***2.3.1.2 Estudios hidrológicos e hidráulicos***

Los estudios hidrológicos son de vital importancia en gran cantidad de los casos en la construcción de puentes, ya que en su gran mayoría estas estructuras se encuentran sobre algún cauce de un río o quebrada, estos estudios se centran en la determinación de una manera predictiva el comportamiento que puede tener el agua sobre la superficie de determinado terreno, para la generación de este tipo de estudios se toman parámetros como las precipitaciones, la escorrentía y también se necesitan los resultados de la topografía del terreno, este estudio es único para cada área de análisis, por ningún motivo se deberá de tomar para el diseño algún estudio que se haya realizado en zonas aledañas, ya que puede variar considerablemente de un lugar a otro.

Según el Manual Puentes y Obras de Paso de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana conocida como SIECA, dentro del estudio se deben de incluir los caudales máximos que puede tener la cuenca de análisis para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, intensidad de lluvia, morfología de la cuenca, cálculo del caudal de escorrentía, entre otras variables.

En el caso de los periodos de retorno dentro del manual no se especifica la utilidad de los periodos pequeños como lo son los periodos de 5 y 10 años, sin embargo en el caso del periodo de 25 años, este es utilizado para el diseño de drenajes longitudinales paralelos a la vía, el periodo de 50 años al igual que el de 25 años es utilizado para el diseño de drenajes solo que en este caso drenajes menores, por último se tiene los periodos de retorno grandes como lo son el caso de los 100 y 500 años, estos dos últimos son los más importantes por decirlo de alguna manera, debido a que en el caso del periodo de 100 años este es utilizado para el diseño hidráulico de la estructura, es decir el valor de diseño para el puente y el de 500 años es utilizado para realizar un análisis de la posible socavación que tendrá la estructura.

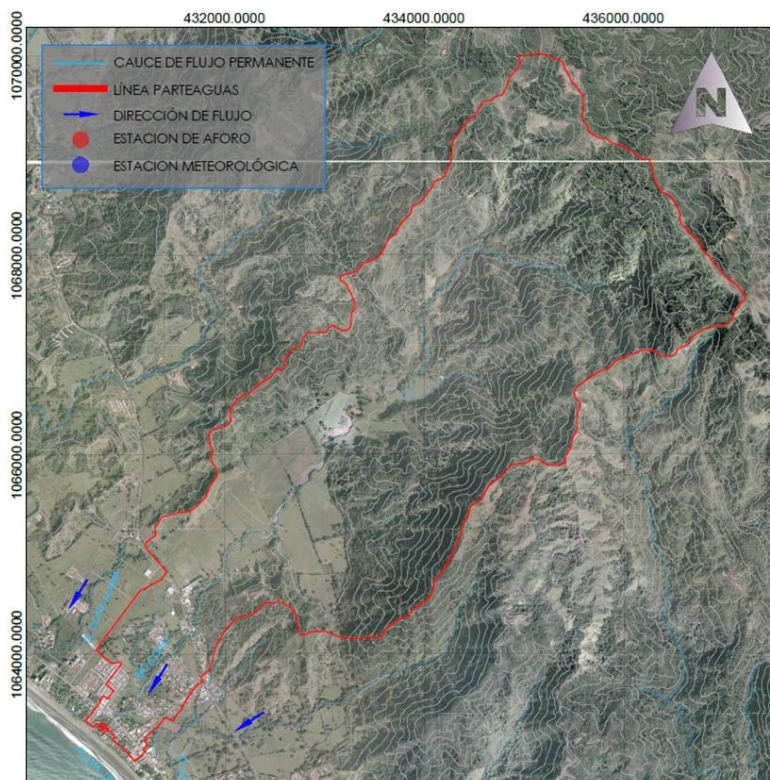
Sin embargo, dependiendo del manual de referencia con el que se trabaje estos valores de periodos de retorno pueden ser variables, ya que en el caso del MOPT, este especifica que:

Se requiere una estimación del caudal de avenida máxima para un periodo de retorno de 50 años que permita usarlo como parámetro de diseño en el cálculo hidráulico, de esta manera se pueden optimizar las diferentes secciones de importancia hidráulica con la idea de que la

estructura del puente funcione en un periodo de vida útil bajo los supuestos y resultados de los enfoques de análisis y los valores calculados. (MOPT, s. f.)

En el documento del MOPT al periodo de análisis ser de solo 50 años, trae consigo algunas complicaciones, ya que, al diseñar el puente con una capacidad mucho menor a su vida útil, que el caso de este tipo de estructuras es de 75 años, esto genera que en muchos de los casos los puentes no sean capaces de llegar al final de su periodo de diseño ya que se comienzan a presentar problemas como el socavamiento, por ejemplo.

**Ilustración 11 Delimitación de cuenca hidrográfica**



**Fuente: INGEFOR (2022)**



### ***2.3.1.3 Estudios geotécnicos***

Estos tienen la función de establecer las características geológicas, tanto locales como generales del suelo donde se ubicará el puente, los resultados se obtienen mediante exploraciones en el campo donde se toman diversas muestras y se analizan en el laboratorio de suelos para poder caracterizar la zona del proyecto.

Al igual que los estudios hidrológicos, estos se tienen que hacer justo en la ubicación por donde pasará el puente y estarán ubicados sus fundaciones, ya que la morfología de los suelos puede cambiar mucho de una ubicación a otra, no necesariamente separada por cientos de metros, por lo que es un estudio de vital importancia.

De acuerdo con el Manual para el diseño de puentes y alcantarillas del Lanname los requisitos para la exploración del suelo deben de hacer referencia a la metodología de diseño AASHTO LRFD, debido a esta situación los puentes quedan fuera del alcance del Código de Cimentaciones de Costa Rica, ya que este brinda procesos de análisis con la metodología de esfuerzos de trabajo mejor conocida como metodología ASD, la cual no es compatible con la normativa AASHTO.

Según el documento ‘Términos de referencia técnicos para estudios geotécnicos y geológicos para puentes’ del MOPT, los informes de este tipo se deben de dividir en las siguientes secciones:

#### ***a) Perfil estratigráfico***

Este tipo de perfil se puede definir como una radiografía del terreno en análisis, que se obtiene realizando una integración de toda la información recolectada en los estudios, perforaciones, ensayos de laboratorio, investigación geofísica, entre otros.

#### ***b) Análisis geológico***

Se puede definir como el proceso por el cual se logra identificar la composición del suelo, es decir las propiedades de este y a su vez factores que pueden llegar a ser perjudiciales para el proyecto como fallas, fracturas en el suelo, por lo que se deben de tomar en consideración a la hora de realizar el diseño de la estructura.



### *c) Perforaciones*

Según el documento del MOPT, se debe de realizar una perforación por cada una de las pilas del puente, sin importar el tamaño de estas o la longitud del puente. Las perforaciones se deben de realizar preferiblemente por el ensayo de perforación por percusión, mejor conocido como SPT, con una profundidad mínima que se calcula con ayuda de la siguiente formula:

(Ec.1)

$$L \text{ perf.} = N.T.O - N.D.F + (4m - 24m)^*$$

donde:

**L perf.:** Profundidad mínima de perforación

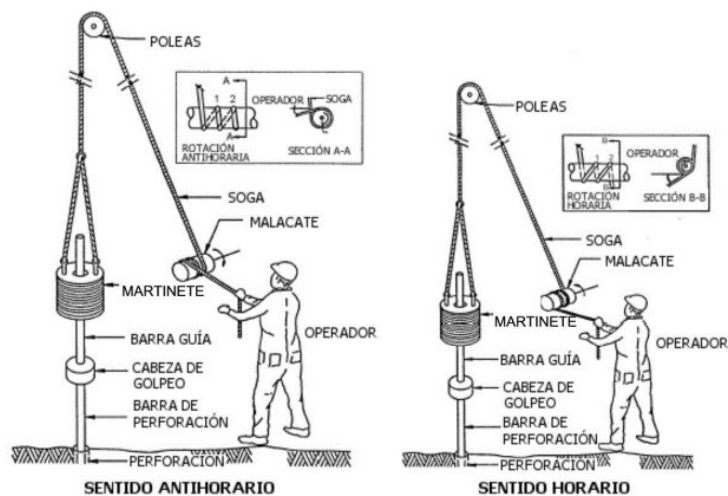
**N.T.O:** Nivel de terreno original

**N.D.F:** Nivel de desplante de Placa de Fundación propuesto en el Anteproyecto

\*Depende de la capacidad de soporte del suelo y del tipo de cimentación, y varía desde 4m para placas convencionales hasta 24m para pilotes.

Si en algún caso se da que es imposible utilizar el método de perforación por SPT, se deberá de usar la perforación por rotación con broca de diamante y se considera que 3 metros de perforación por el método SPT equivalen a 1 metro de perforación por el método de rotación.

**Ilustración 12 Ensayo SPT**



*Fuente: Universidad Tecnológica Nacional de Argentina (2003)*

#### **d) Investigación geofísica**

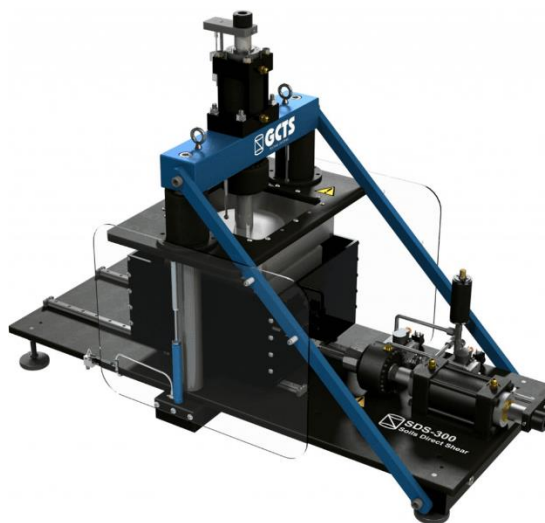
De manera complementaria a las perforaciones SPT o por rotación se deben de realizar dos perfiles de refacción sísmica, de manera paralela a la estructura del puente, con una separación de geófonos de entre 5 a 10 metros, y con una longitud de estudio de dos veces la longitud del puente más 20 metros ( $L = 2 * 20m + \text{Longitud del puente}$ ) y con una profundidad mínima de la longitud de perforación más 5 metros ( $P_{\text{min}} = L \text{ perforación} + 5m$ ).

*e) Ensayos de laboratorio*

Los ensayos de laboratorio mínimos que se deben de realizar siempre y cuando el tipo de suelo lo permita son:

- Cohesión
- Peso unitario
- Relación de vacíos
- Porcentajes de humedad y saturación
- Límites de Atterberg (Limite líquido y plástico)
- Ángulo de fricción interna
- Porcentaje de recuperación
- Calidad de la roca (RQD)
- Curva granulométrica
- Módulo de deformidad
- Clasificación del suelo
- Corte directo
- Compresión inconfiada

Estos son ensayos base que se requieren según la normativa vigente del país, sin embargo, el profesional a cargo del proyecto puede tener la libertad de solicitar algunos ensayos adicionales para así tener un mejor conocimiento de las propiedades del suelo.

*Ilustración 13 Maquina para el ensayo de corte directo*

*Fuente: LAPTOP (2022)*

#### ***f) Análisis de licuefacción***

Si durante alguna de las perforaciones se encuentra algún tipo de material el cual pueda propiciar la licuación del suelo durante un sismo, tales como las arenas finas sumergidas mal graduadas, se deberá de realizar un análisis para evaluar el posible riesgo de que esto pueda suceder y pueda propiciar el colapso de la estructura en cuestión.

El análisis de la licuación se realiza mediante el método indicado en el Código de Cimentaciones, CCCR, a dicho método se le conoce como método de Tshuchida y Hayashi, el cual se centra en las variaciones de la presión de poros de los suelos por efecto de la licuación.

#### ***g) Análisis de asentamientos***

En caso de ser necesario un análisis de los asentamientos que pueda llegar a tener la estructura en el suelo se requieren ensayos especiales de consolidación en el laboratorio de suelos, a su vez se puede obtener un valor aproximado de los asentamientos de una manera rápida por medio de correlaciones elaboradas para los suelos de Costa Rica, sin embargo, este último análisis no debe de usarse como valores de diseño.

### ***2.3.1.4 Estudio de tráfico vehicular***

Generalmente la ubicación de los puentes vehiculares obedece al comportamiento de las vías de tránsito de la zona, ya que estos deben de permitir el paso de vehículos de un extremo del accidente topográfico al otro. Sabiendo esto realizar un estudio del análisis del flujo vehicular en la zona de influencia del proyecto es de gran importancia, ya que se podrá conocer el impacto que tendrá la obra, así como los requerimientos mínimos que necesita la estructura en materia vial, para poder solventar los problemas en la zona.

Para entender los problemas de tránsito y llegar a la formulación de diseños adecuados a las necesidades actuales y futuras, es necesario conocer la relación entre la demanda del tránsito vehicular y la oferta para la circulación vial. La demanda vehicular es la cantidad de vehículos que requieren desplazarse por un determinado sitio y la oferta representa la cantidad máxima de vehículos desplazables en la vía.

Cuando la demanda vehicular es menor que la oferta vial, el flujo será no saturado y los niveles de operación variarán de excelentes a aceptables, pero si la demanda vehicular es mayor que la oferta vial, el flujo del tráfico vehicular será forzado, presentándose detenciones frecuentes y demoras, lo cual es lo no deseable. (SIECA, 2021, p.41).

Analizando el fragmento anterior extraído del manual de SIECA, se puede comprender la relación que existe entre la demanda vehicular y la oferta vial, ya que a menor oferta mayor será el congestionamiento en las vías y a mayor oferta la relación será inversamente proporcional.

Por lo que, si se realiza una estructura de paso como la de análisis en este proyecto, sin la presencia de estudios de tráfico, podría conllevar a una mala praxis en términos del diseño vial del mismo.

### ***2.3.1.5 Estudios de impacto ambiental***

El objetivo en términos generales de este estudio es evaluar las variables presentes en las etapas de construcción y operación del proyecto, con la finalidad de encontrar procedimientos de gestión ambiental que puedan asegurar de una u otra manera la sostenibilidad ambiental de la estructura.

Este estudio de impacto ambiental (EIA), depende de la magnitud del proyecto, ya que existen obras de paso de una escala menor las cuales probablemente no requieran un análisis EIA para su elaboración, sin embargo, esto queda a criterio de la autoridad ambiental competente, que en el caso de Costa Rica sería la Secretaría Técnica Nacional Ambiental conocida como SETENA, perteneciente al Ministerio de Ambiente y Energía MINAE.

Una vez que se finalicen los EIA, se obtiene un Plan de Manejo Ambiental o PMA, el cual contiene los lineamientos para lograr de una manera viable la prevención y mitigación de impactos negativos que genere el proyecto para el medio ambiente.

Dentro del EIA, según el manual del SIECA se deben de considerar los siguientes aspectos:

- Leyes, incluyendo la Ley del Medio Ambiente, Código de Salud, Código de Trabajo, Ley Municipal, entre otras leyes de interés para el proyecto en materia ambiental
- Reglamentos y normativas relativas a las descargas de aguas residuales a los cuerpos receptores y alcantarillados, calidad del agua, emisiones atmosféricas y el manejo de residuos sólidos
- Otros aspectos que el profesional o la autoridad ambiental consideren pertinente.

### ***2.3.1.6 Estudio de peligrosidad sísmica***

La peligrosidad sísmica de una región se le denomina a la probabilidad que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado, se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado. (SIECA, 2021, p.94).

En base a diversos documentos del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA), se debe de elaborar un análisis de peligrosidad sísmica solo en los siguientes tres casos:

- Existencia de una o más fuentes sísmicas activas a una distancia menor a 10 km del sitio de la estructura, capaces de generar un sismo de magnitud mayor a 6 grados.
- Puentes en los cuales haya un tramo libre sin apoyos mayor a los 150 metros.
- Casos en los cuales el puente sea considerado como una estructura esencial o crítica, en base a la clasificación de importancia presenta en el Código Sísmico de Costa Rica.

## **2.4 Diseño previo del puente**

Durante el diseño previo inicial de un puente se deben de tomar en consideración los resultados de los estudios básicos de la sección anterior, a su vez, otros aspectos como la estética que tendrá el puente, la geometría, entre otros.

En etapa del proyecto se presentan varias propuestas para el puente, en donde al final se escoge las más adecuada en términos económicos, funcionales y la estética, que en muchos casos esta última consideración tiene mucho peso en la selección de la estructura debido a la magnitud de los proyectos y su ubicación.

Los aspectos generales que se deben de tomar en cuenta para el prediseño de una estructura de este tipo son los siguientes:

### **2.4.1 Estética**

En base a lo dicho por el Lanname en el Manual de Puentes y Alcantarillas, la estética se debe de tratar como un requisito adicional a parte de los requerimientos básicos tales como la seguridad, durabilidad, uso racional de recursos, funcionalidad, entre otros.

Sin embargo, no se debe dejar de lado debido a que los puentes en algunos casos son de un tamaño considerable y tienen un impacto visual en el paisaje de la zona, por lo que se debe de lograr un diseño en el cual esta estructura se mimetice con el paisaje y así lograr un puente funcional y no tan grotesco a la vista de los usuarios.

### **2.4.2 Seguridad vial**

La seguridad vial es uno de los principales aspectos a tener en cuenta, ya que ayuda a disminuir el riesgo de un accidente de tránsito, donde se ponga en riesgo la vida de las personas y la integridad de la superestructura del puente. La principal consideración en temas de seguridad vial es los puentes son las barreas vehiculares, la cuales según el manual se deben de usar sistemas los cuales hayan sido aprobadas bajo alguna de las normativas de desempeño y que cumplan para el nivel de contención requerido para la carretera donde se ubicará el puente.

La normativa aplicable en términos de seguridad vial aplicables a puentes son los siguientes:

1. Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras con Enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial
2. Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el control del Tránsito
3. Manual SCV: Guía para el Análisis y Diseño de Seguridad Vial de Márgenes de Carreteras
4. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Novena edición

***Ilustración 14 Barrera de contención vehicular de tipo New Jersey***



***Fuente: Vibro Sur LTDA (S.f)***



### 2.4.3 Cargas de diseño

Dentro del análisis estructural es indispensable utilizar las combinaciones de cargas presentes en el Manual de la AASHTO para el diseño de puentes, en el cual se brindan dichas combinaciones de acuerdo con las distintas circunstancias a la cuales estamos diseñando, la ecuación básica en la metodología LRFD es la siguiente:

(Ec.2)

$$Q = \sum n_i * y_i * Q_i$$

Donde:

$Q_i$ = Cargas últimas aplicadas sobre la estructura

$y_i$ = Factor de mayorización de la carga

$n_i$ = Factor por el tiempo efectivo

$Q$ = Carga mayorada

Las combinaciones de carga descritas en el documento de la AASHTO son las siguientes:

- a) Combinación por resistencia: Combinación de cargas básicas que representa el uso del puente en condiciones de carga vehicular normal, sin viento.

(Ec.3)

$$C_U = D_C + D_W + L_L$$

- b) Evento extremo: Combinación de cargas la cual incluye la carga de sismo.

(Ec.4)

$$C_U = D_C + D_W + E_Q$$

- c) Servicio I: Combinación de cargas que contempla el uso normal del puente con viento de 90 km/h

(Ec.5)

$$C_U = D_C + D_W + L_L$$

- d) Servicio II: Su función de análisis es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que puede provocar la sobrecarga vehicular

(Ec.6)

$$C_U = D_C + D_W + L_L$$

- e) Fatiga: Es la combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga vehicular gravitatoria

(Ec.7)

$$C_U = 0.75 * L_L$$

*Donde:*

$D_C$  = Peso propio de los elementos estructurales y no estructurales

$D_W$  = Peso propio de lo superficie de rodamiento

$L_L$  = Sobrecarga vehicular

$E_Q$  = Carga de sismo

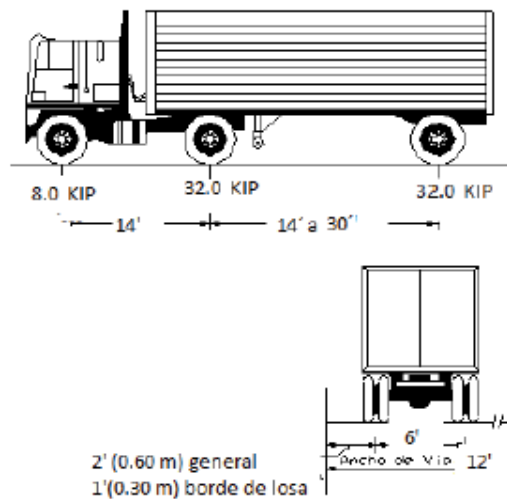
#### 2.4.4 Vehículo de diseño

Para el debido análisis estructural del flujo vehicular sobre el puente, se debe de utilizar un valor critico de diseño, a dicho valor se le conoce como vehículo de diseño, dicho vehículo es recomendado por la normativa AASHTO para puentes, al cual se le conoce como HL-93.

Este vehículo de diseño debe de cumplir con las siguientes características:

- Distancia de separación entre los ejes más pesados de 4.27 a 9.14 metros
- Carga de 9.3N/mm por carril
- Ancho de contacto de las llantas es de 510 mm por 250 mm

*Ilustración 15 Vehículo de diseño HL-93*



*Fuente: SIECA (2021)*

### 2.4.5 Diseño sísmico

Es la determinación de cargas de sismos para el diseño de la estructura y de los elementos que permiten mantener en pie la estructura durante un sismo.

Al país no contar con un código avalado para el diseño de puentes, el CFIA recomienda utilizar el mismo cálculo para el coeficiente sísmico utilizado en las estructuras tales como edificios o casas. Este valor en combinación con la masa del puente y el desplazamiento de los bastiones de este a causa de un evento sísmico permite la verificación de la fuerza sísmica en el sentido horizontal al puente, la fórmula es la siguiente:

(Ec.8)

$$C_s = \frac{a_{ef} * I * FED}{S_R}$$

*Donde:*

$C_s$ = Coeficiente sísmico

$a_{ef}$ = Aceleración pico efectiva de diseño

$I$ = Factor de importancia de la estructura en cuestión

$FED$ = Factor espectral dinámico

$S_R$ = Factor de sobre resistencia

Las variables de la Ec.8, se obtienen en base al código sísmico de Costa Rica (CSCR)

#### **2.4.6 Consideraciones para el diseño de elementos de concreto en puentes**

Según las especificaciones técnicas de diseño de la AASHTO, para los elementos principales de la estructura de un puente elaborados de concreto, se deben de considerar aspectos tales como las propiedades del material y los estados límite que se deben de aplicar para cada uno de esos elementos. Sin embargo, para el caso de Costa Rica, las propiedades de los materiales varían un poco en comparación con la normativa AASHTO, por lo que se debe de tomar en cuenta la variación de esos valores específicos.

##### **a) Vigas principales**

Para el caso de este tipo de elementos se deben de seguir las recomendaciones presentes en lo incisos 5.7, 5.8 y 5.14 de la normativa de diseño de la AASHTO.

##### **b) Vigas secundarias**

Para el diseño de las vigas diafragma de concreto, se deben de seguir las mismas secciones de la normativa para el diseño de vigas principales, adicionado la sección 5.13.2.2 de la norma.

Se deben de colocar este tipo de vigas en las zonas de los bastiones y las pilas de la estructura, en el caso de las zonas intermedias del puente se debe analizar si es necesario colocarlas o no.

##### **c) Detallado de los elementos**

De una manera complementaria al diseño estructural del puente se deben de considerar puntos como la longitud de desarrollo, empalmes en los aceros de refuerzo, durabilidad de la estructura, entre otros.

Estos lineamientos están establecidos en las secciones 5.10, 5.11 y 5.12 de las especificaciones técnicas de diseño AASHTO.

### ***2.4.7 Consideraciones para el diseño de elementos de acero en puentes***

Según las especificaciones técnicas de diseño de la AASHTO, para los elementos principales de la estructura de un puente elaborados de acero, se deben de considerar aspectos tales como las propiedades del material y los estados límite, análisis de fatiga, análisis por factura y el detallado de estos elementos. Sin embargo, al igual que los elementos de concreto, para el caso de Costa Rica, las propiedades de los materiales varían un poco en comparación con la normativa AASHTO, por lo que se debe de tomar en cuenta la variación de esos valores específicos.

#### ***a) Vigas principales de acero***

Para el caso de este tipo de elementos se deben de seguir las recomendaciones presentes en los incisos 6.8, 6.9, 6.10 y 6.11 de la AASHTO.

Estos elementos cumplen la misma función que las vigas principales elaboradas de concreto.

#### ***b) Vigas secundarias de acero***

Para el diseño de las vigas diafragma de concreto, se deben de seguir las mismas secciones 4.6.2.7 y 4.6.2.8 de la normativa de diseño

Al igual que en el caso de las vigas diafragma de concreto se deben de colocar este tipo de vigas como mínimo en las zonas de los bastiones y las pilas de la estructura, en el caso de las zonas intermedias del puente se debe analizar si es necesario colocarlas o no.

#### ***c) Detallado de elementos de acero***

De una manera complementaria al diseño estructural del puente se deben de considerar elementos a flexión, compresión, el tipo de conexión entre los elementos de acero, entre otros.

Estos lineamientos están establecidos en las secciones 6.12 y 6.13 de las especificaciones técnicas de diseño AASHTO.

#### **2.4.8 Consideraciones para el diseño de elementos subestructurales**

Según las especificaciones técnicas de diseño de la AASHTO, para el diseño de los elementos sub estructurales del puente se deben de considerar aspectos como las propiedades del suelo, estados límites, factores de carga, material del suelo, entre otros.

Se deben de seguir las consideraciones de los incisos 11.4 y 11.5 de la especificación de diseño antes mencionada.

##### **a) Muros de contención**

En esta sección se engloban tanto los bastiones como los muros de contención como: muro con contrafuerte, muro de gravedad, muro en voladizo, entre otros, los cuales fueron debidamente mencionados y explicados en la sección **2.2.3.2** del presente documento.

Para los muros de contención no convencionales como los muros en voladizo, se deben de seguir lo incisos 11.8, 11.9, 11.10 y 11.11 de las especificaciones AASHTO.

En el caso de muros convencionales como el muro por gravedad o muro contrafuerte se debe de seguir la sección 11.6 de la especificación de diseño.

##### **b) Cimentaciones**

En el caso de las cimentaciones del puente se debe seguir todos los lineamientos e indicaciones presentes en el capítulo 10 de la norma AASHTO.

##### **c) Pilas**

Para el diseño de estos elementos las secciones de la especificación AASHTO a seguir se encuentran en el inciso 11.7 de la misma.

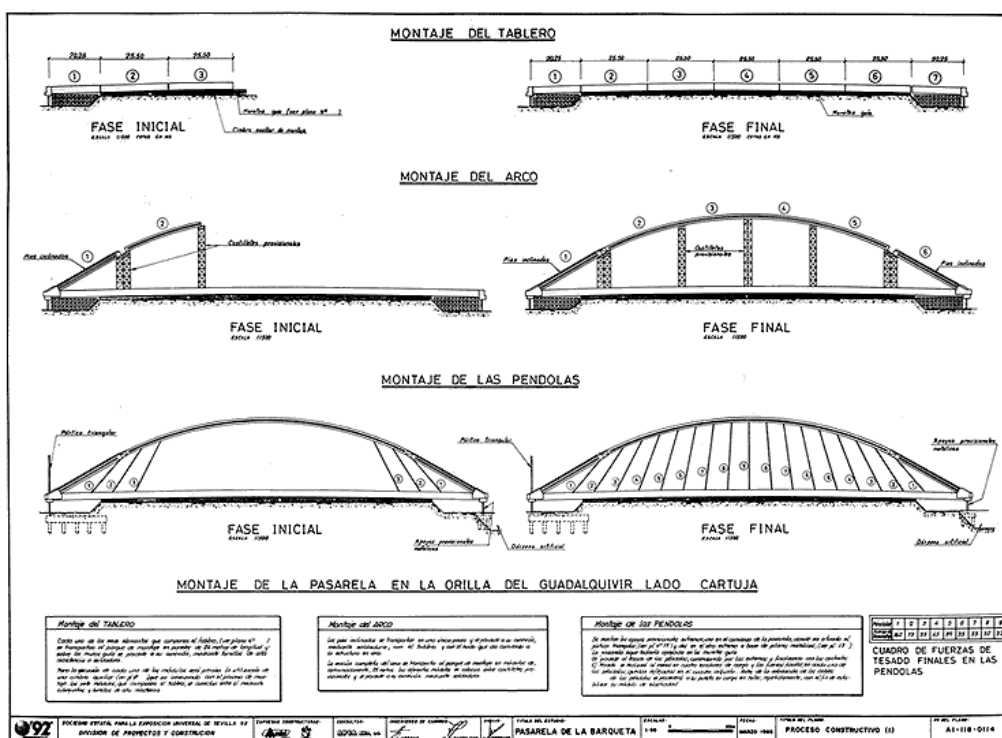
##### **d) Apoyos**

Las indicaciones presentes para el diseño de los apoyos de un puente en base a la especificación AASHTO, están contenidas en los incisos 14.4, 14.6, 14.7 y 14.8 de dicha especificación.

### 2.4.9 Planos estructurales

Los planos estructurales se pueden definir como la culminación del diseño del puente, ya que para poder llegar hasta este punto los profesionales debieron de tomar en cuenta todas las consideraciones expuestas en esta sección. Estos detallan de una manera gráfica los resultados obtenidos en el proceso de diseño, se representan aspectos como las dimensiones, tipo de refuerzos, distribución de las vigas, ubicación de los bastiones, entre otros aspectos necesarios para la construcción de la obra.

*Ilustración 16 Lamina constructiva de un puente*



Fuente: Civil net (2012)



## **Capítulo III**

### **3. Marco Metodológico**

#### **3.1 Paradigma**

Las redes viales vehiculares desde su creación han sido de suma importancia para el desarrollo de la humanidad ya que por ellas se pueden transportar con gran facilidad materiales para la construcción de estructuras, insumos básicos, las personas se pueden transportar para laborar en otros lugares, entre otras cosas. Sin embargo, durante la construcción de una ruta vehicular muchas veces los ingenieros civiles se encuentran con accidentes en la topografía, lo cual en la mayoría de los casos hace imposible la construcción de ese tramo de carretera sin la utilización de un puente, lo que lo hace de suma importancia en el conjunto de la red vial y por ende en el desarrollo tanto económico como social de una región.

### 3.2 Categorías de análisis de la investigación

<b>Variables</b>	<b>Variable independiente</b>	<b>Herramienta por utilizar</b>	<b>Variable dependiente</b>
Evaluar las condiciones estructurales actuales del puente Copey, Garabito, Puntarenas.	Manual de inspección de puentes de Costa Rica, Lineamientos para el diseño sísmorresistente de puentes	Manual de Inspección de Puentes, elaborado por la Dirección de Puentes del MOPT	Cumplir con los lineamientos especificados en el manual de inspección
Analizar los estudios técnicos importantes para el iniciar el diseño del puente, en base a la información obtenida	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Código sísmico de Costa Rica, Manual Centroamericano de Lineamientos SIECA	Software CIVIL 3D, AutoCAD, Google Earth, Agisoft Metashape	Cumplir con las especificaciones mínimas dentro de las normativas y códigos para la construcción de un proyecto de esta índole
Elaborar un modelo 3D del puente	Planos del prediseño del puente	Software Lumion 11 y Sketchup	Obtención del render arquitectónico del proyecto, para presentar a la comunidad

---

Generar el plano constructivo del puente, junto con los detalles necesarios	Datos obtenidos en la etapa de diseño de la estructura	Software AutoCAD	Obtención de una representación gráfica del puente, junto con sus detalles y dimensiones para poder realizar la construcción del mismo
---	--	------------------	--

---

### **3.3 Enfoque metodológico y métodos de investigación**

El enfoque metodológico presente en el trabajo se puede considerar como un enfoque de carácter mixto, según Sampieri (2014) “La meta de la investigación mixta no es reemplazar a la investigación cuantitativa ni a la investigación cualitativa, sino utilizar las fortalezas de ambos tipos de indagación combinándolas y tratando de minimizar sus debilidades potenciales”

Según lo explicado en el párrafo anterior, con un enfoque de carácter mixto se puede lograr obtener una perspectiva más amplia y profunda, por lo que los resultados que se obtienen son más completos.

### **3.4 Técnicas e instrumentación para la recolección de datos**

Las técnicas de recolección de datos se centran en la búsqueda de lineamientos, normativas, manuales y otros documentos, para el diseño de puentes vehiculares, tales como el Manual Centroamericano de lineamientos para la planificación de puentes y obras de paso del SIECA, el Manual de especificaciones técnicas de la AASHTO, Manual de inspección de puentes del MOPT, Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes del CFIA, entre otros.

En el caso de los estudios para poder realizar el diseño de la estructura, estos serán brindados por la municipalidad de Garabito.

### **3.5 Técnicas e instrumentación para el procesamiento y análisis de datos**

Una vez se tenga toda la información teórica pertinente, se utilizará el software Civil 3D, con el cual se podrá generar las superficies de trabajo a partir de las curvas de nivel y así poder obtener un modelo computacional del terreno donde se ubicará el puente.

A su vez otros programas que se usarán, será la herramienta de Excel, con la cual se generaran los cálculos necesarios para el proyecto, Sketchup para la elaboración del modelo 3D de la estructura y así apreciar cómo se verá terminada y poder presentarla de una manera más visual ante la comunidad del cantón, otro software utilizado serpa Google Earth, con el cual se obtendrá una ubicación georreferenciada del puente y una imagen satelital para una mejor ubicación del proyecto.

## **Capítulo IV**

## 4. Análisis de resultados

### 4.1 Informe sobre el estado actual del puente

El informe se realizó mediante una inspección visual en campo, según lo estipulado en la Guía para la determinación de la condición de puentes en Costa Rica mediante inspección visual, se elabora por la división de puentes del laboratorio nacional de materiales.

La determinación inicial de la condición del puente es el primer paso para decidir si se deben realizar investigaciones más profundas por especialistas que incluyan otros ensayos no destructivos y destructivos, la generación de modelos estructurales, análisis hidrológicos e hidráulicos y estudios geotécnicos. La profundidad y tipo de estas investigaciones depende de la peligrosidad de los daños encontrados, la importancia del puente, la información requerida para el análisis de seguridad estructural o de la existencia de dudas luego de la evaluación visual inicial. (Lanamme, 2015, p.9).

#### 4.1.1 *Obtención de la calificación*

Para lograr una calificación del estado actual del puente se toman en cuenta seis consideraciones presentes en la guía del Lanamme estas son:

##### *1) Información preliminar e inspección visual del puente*

En esta sección se realiza una búsqueda de información antes de realizar la inspección dentro de la información que se debe de recolectar se encuentran: la fecha de construcción del puente, tránsito promedio diario, planos constructivos, inspecciones y mantenimientos previos que haya tenido la estructura, entre otros. Esto es con la finalidad de lograr determinar la importancia operacional del puente, así como el rango de vida remanente del puente ASL, según la clasificación.



**Tabla 1** Calificativos del puente según su importancia operacional y vida residual

Importancia Operativa y Económica del Puente	Vida Remanente del Puente ASL (vida útil entre 50 y 75 años)
Convencionales (CO)	ASL 1 (menor a 15 años)
Esenciales (E)	ASL 2 (15-50 años)
Críticos (CR)	ASL 3 (mayor a 50 años)

Fuente: Lanamme (2015)

## 2) Componentes del puente y grado de daño GD

Con la inspección visual e información recolectada se debe realizar un listado de los componentes del puente basado en las siguientes tablas

**Tabla 2** Listado de componentes de los puentes

Seguridad Vial, Accesorios y Accesos	Superestructura	Subestructura
<i>Seguridad Vial</i>	<i>Elementos primarios</i>	<i>Apoyos</i>
- Señalización	- Tablero	- Elastomérico
- Iluminación	- Puente con vigas de concreto o acero	- Apoyo Expansivo (rodillo, pin, etc)
- Rotulación altura y carga máxima	- Puente tipo cajón	- Apoyo fijo
- Barreras vehiculares (en puente y en accesos)	- Arcos de mampostería, concreto o acero	
- Aceras	- Unión rígida (puente tipo marco)	<i>Bastiones</i>
<i>Accesorios</i>	- Estructura de madera	- Cabezal/Pared del cabezal
- Juntas de Expansión	- Puente tipo cercha	- Cuerpo
- Sistema de drenaje en Puente	- Cables, anclajes y torres	- Cimiento
- Superficie de ruedo del puente	<i>Elementos secundarios</i>	<i>Pilas</i>
<i>Accesos</i>	- Diafragma	- Cimientos
- Relleno de aproximación	- Arriostres (superior o inferior)	- Viga cabezal
- Losa de aproximación	- Vigas transversales y largueros de piso	- Cuerpo: Muro o marco con pantalla, marco y columna
- Muros de contención	- Armadura/viga rigidizadora (colgantes o atirantados)	

Fuente: Lanamme (2015)

**Tabla 3** Elementos de protección del puente contra amenazas naturales

Aspectos sísmicos	Aspectos hidráulicos
Cadenas/anclajes/post-tensión externa	Protección de taludes de rellenos
Dispositivos especiales (ej.: aislamiento sísmico)	Escollera de protección del bastión
Pedestales (Longitud de asiento)	Protección de socavación en pilas
Llaves de corte	Llaves de corte

Fuente: Lanamme (2015)

Una vez se tenga la lista de todos los componentes presentes en el puente se puede comenzar a asignar los valores de grado de daño, estos valores se calculan tomando en cuenta la extensión y la severidad del daño presente en cada uno de los componentes, esta última corresponde a la ubicación e intensidad de deterioro presente en el elemento.

Los grados de daño conocidos como GD, comprenden una escala del 0 al 3, donde 0 corresponde a un daño leve o nulo, 1 a un daño ligero, 2 un daño moderado y 3 un daño crítico o severo. Cualquier daño estructural presente deberá como mínimo tener un GD = 1, ya que de alguna u otra forma ponen en peligro la integridad del puente.

En el caso de daños relacionados a la durabilidad de la estructura su valor máximo será de GD = 1, esto a que previene que los daños no sean sobrevalorados, especialmente a que, en la mayoría de los casos, los defectos en la durabilidad vienen ligados directamente a daños estructurales, por lo que se deberán de evaluar de una manera separada.

Algunos de los daños típicos y rangos aceptados de los grados de daño GD, viene explicados de una manera más visual en las tablas 4 y 5 del presente documento.

**Tabla 4 Daños y defectos típicos en puentes**

Tipo de Efecto (Daño)	Descripción
Deformación	Cambio geométrico incompatible con el diseño o condiciones de servicio, ej.: deflexión, torsión, dilatación o vibración.
Destrucción del Material	Cambio desfavorable de las características físicas o químicas del material como una reducción de la resistencia, pérdida de tenacidad por endurecimiento (fragilidad) e incremento de la permeabilidad.
Discontinuidad del Material	Corte en la continuidad del material incompatible con el diseño, ej.: grietas, fracturas, delaminación, etc.
Pérdida de Sección	Deterioro que produce la pérdida de sección transversal del elemento
Daños en Protección	Pérdida o mal funcionamiento de la protección, ej.: pérdida/insuficiencia del recubrimiento, reflexividad en pinturas, desprendimiento de pintura, etc.
Desplazamiento/Rotación	Cambio permanente de la ubicación del componente no asociado a una deformación.
Contaminación	Impurezas o contaminantes no deseados como vegetación, sales, aceites, etc.

**Fuente: Lanamme (2015)**

**Tabla 5 Rango de posibles valores de GD, según consecuencias estructurales, funcionales o de durabilidad**

Consecuencia del daño	GD			
	0	1	2	3
Durabilidad				
Funcional				
Estructural				

Fuente: Lanamme (2015)

### 3) Relevancia estructural RE

La relevancia estructural según (Lanamme, 2015) “es una variable que incorpora la importancia de un componente o elemento según su función en el sistema global del puente. Sopesa no solo el aspecto estructural sino también aspectos de seguridad vial, durabilidad, protección del entorno y accesibilidad” (p.22).

Esta relevancia comprende desde la RE = 1, donde están los sistemas de seguridad vial, iluminación, superficie de ruedo, entre otros. Hasta RE = 4 donde se encuentran algunos tipos de superestructuras, por ejemplo, las estructuras de madera o puentes tipo cercha.

**Tabla 6 Relevancia estructural RE, recomendados para los componentes del puente**

RE = 1	RE = 2	RE = 3	RE = 4
Juntas de Expansión*	+Superestructura: - Diafragma <sup>†</sup> - Arriostres (superior o inferior)	Tablero +Superestructura: - Puente con 4 o más vigas de concreto o acero - Puente tipo cajón - Vigas transversales y largueros de piso - Armadura/viga rigidizadora (colgantes o atirantados) - Cuerpo de arco mampostería	+Superestructura: - Estructura de madera - Puente con 3 o menos vigas de concreto o acero - Puente tipo cercha - Arco de concreto o acero
+Seguridad Vial*: - Señalización - Iluminación - Rotulación de altura y carga máxima	+Seguridad Vial*: - Barreras vehiculares (en puente) - Aceras	+Pila: - Cuerpo Muro o marco con pantalla - Viga cabezal	+Pila: - Columna - Cuerpo tipo marco - Cimientos
+Accesos*: - Barrera vehicular	+Accesos*: - Relleno de aproximación - Losa de aproximación - Muros de contención	+Bastión: - Cabezal/Backwall - Cuerpo - Cimiento	Cables, anclajes y torres (puentes colgantes y atirantados)
Superficie de ruedo*	Aletones y muros	Unión rígida (puente tipo marco)	-
+Protección Durabilidad - Sistema de drenaje* - Pintura estructura	+Rehabilitación: - Refuerzo con fibras - Refuerzo/adición de vigas - Postensión externa - Recalce o pilas adicionales	+Apoyos: - Elastomérico - Apoyo Expansivo (rodillo, pin, etc) - Apoyo fijo	-

\*Componentes no estructurales del puente cuyos daños afectan su operación

† En puentes con curvas o sesgos pronunciados los diafragmas podrían calificarse como RE = 3

Fuente: Lanamme (2015)

#### 4) Tipo de falla y grado de consecuencia de falla FCF

Una vez que ya se tenga identificados los elementos, junto con sus valores de RE (Relevancia estructural) y GD (Grado de deterioro), se debe de asignar un valor a dicha falla conocido como factor de consecuencia de falla FCF, dicho valor se escoge en base al elemento analizado según sean las consecuencias de su falla sobre el puente y la forma en que se espera que ocurra la falla del puente como conjunto, estos valores van desde 0,6 hasta 1,25, dependiendo del nivel de consecuencia y el nivel de importancia del puente.

**Tabla 7 Definición de niveles de consecuencias de falla**

Consecuencia	Descripción
Nivel 1: BAJA	Consecuencias leves sin riesgo de pérdida de vidas o lesiones, molestias a usuarios, servicio puede ser afectado en periodos cortos.
Nivel 2: MODERADA	Consecuencias moderadas. Riesgo leve de pérdidas de vida o lesiones. Consecuencia económica considerable.
Nivel 3: ALTA	Consecuencias altas. Riesgo moderado de pérdidas de vida o lesiones. Consecuencia económica alta.
Nivel 4: SEVERA	Consecuencias muy altas. Riesgo alto de pérdidas de vida o lesiones. Consecuencia económica muy alta.

**Fuente: Lanamme (2015)**

**Tabla 8 Relación entre relevancia estructural RE, tipos de falla y niveles de consecuencias**

Tipo de falla probable del puente como sistema	Consecuencias según tipo de Falla								
	Nivel 1 FCF = 0,6		Nivel 2 FCF = 0,8			Nivel 3 FCF = 1,0		Nivel 4 FCF = 1,25	
	Todos	CO	E	CR	E	CR	CR +	CR +	
A: Servicio	RE = 1	-	-	-	-	-	-	-	
B: Falla elemento secundario o de entorno	-	RE = 2	RE = 2	RE = 2	-	-	RE = 2	-	
C: Redundante: Falla de elemento no causaría colapso del puente	-	RE = 3 o 4	RE = 3	-	RE = 4	RE = 3 o 4	RE = 3 o 4	-	
D: No redundante: Falla de elemento causaría colapso del puente	-	RE = 3 o 4	RE = 3	-	RE = 4	RE = 3 o 4	RE = 3	RE = 4	

**Fuente: Lanamme (2015)**

### 5) *Calificación de los elementos del puente CE*

Los tres factores que se calcularon anteriormente como lo fueron el GD, RE y el FCF, se utilizan para calcular la calificación de cada uno de los elementos del puente, estos valores se relacionan en base a la siguiente ecuación:

(Ec.9)

$$CE_i = \begin{cases} 1 & \text{si } GD = 0 \\ \text{Entero}\{[(FCF * RE) - 1] + GD\} \leq 6 & \text{si } GD \neq 0 \end{cases}$$

Los valores de CE comprenden una escala del 1 al 6 donde el 1 corresponde a una condición satisfactoria y el 6 a un riesgo inaceptable o falla inminente.

### 6) *Calificación global del puente CP*

Esta es la calificación final que se le da al puente en base a los datos obtenidos en todo el proceso, esta se describe en la ecuación:

(Ec.10)

$$CP = \max(CE_i)$$

Se toma como el CE máximo debido a que se asume que al puente estar elaborado por diferentes elementos independientes entre sí, se concibe que la falla del elemento más débil genera el fallo de todo el sistema, por lo que esto es una calificación conservadora.

Los valores y la descripción de cada uno de los distintos CP se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 9 Niveles de clasificación propuestos para puentes en Costa Rica**

Categoría	Condición	Descripción	
		Integridad Estructural y Seguridad Vial	Necesidad de Atención
1	SATISFACTORIA	Estado bueno. Sin daño o daños son leves. La estabilidad estructural, seguridad vial y durabilidad están asegurados	Mantenimiento rutinario (Debe estar programado para todos los puentes de la Red Vial Nacional)
2	REGULAR	Deterioros ligeros que deben ser tratados por aspectos de durabilidad o progresión del daño. Deficiencias en aspectos de seguridad vial	Reparaciones se programan en conjunto con el siguiente mantenimiento rutinario del puente
3	DEFICIENTE	Deficiencia importante pero los componentes del puente funcionan aún de forma adecuada. Daño o defecto en seguridad vial peligroso	Es necesario programar la reparación previo al próximo mantenimiento rutinario
4	SERIA	Puente estable pero con deterioro significativo en uno o varios elementos estructurales primarios, o falla en secundarios. Si no se trata la proliferación del deterioro, este podría conducir a una situación inestable a futuro. Deficiencia en seguridad vial muy riesgosa para los usuarios	<u>Atención pronta.</u> Se debe atender pronto el puente para detener la progresión del daño. Se debe atender una situación peligrosa en la seguridad vial de forma prioritaria incluyendo el señalamiento de la situación vial riesgosa
5	ALARMANTE	Situación crítica. La estabilidad del puente puede estar comprometida en un periodo de tiempo corto gracias a la progresión del daño. Procurar reparación o tratamiento inmediato para asegurar estabilidad y evitar daños irreversibles en los elementos	<u>Atención prioritaria.</u> Se debe señalar la condición estructural peligrosa del puente y los trabajos de reparación son prioritarios. Evaluar la capacidad estructural residual del puente para juzgar si es necesario restringir la carga permitida
6	RIESGO INACEPTABLE O FALLA INMINENTE	Situación de puente inestable. Riesgo alto de colapso de la estructura. Daño severo en un elemento crítico o daños severos extendidos sobre varios elementos principales del puente. Daño irreversible que posiblemente requiera el cambio del puente o la sustitución de elementos dañados. Condición de deterioro inaceptable en puentes de importancia muy alta	<u>Atención inmediata.</u> Cerrar el puente o restringir el paso de vehículos pesados (según criterio de la Administración). Evaluar necesidad de colocación de soportes temporales o un puente temporal. Estudio estructural del puente y propuesta de reparación o cambio del puente

**Fuente: Lanamme (2015)**

#### **4.1.2 Daños y deterioros presentes en el puente**

Una vez se realiza la visita de campo para poder observar los daños y deterioros presentes en el puente, algunas de las situaciones que se encontraron fueron las siguientes:

##### **a) Barandas de acceso**

Las barandas de acceso al puente no cumplen los requerimientos mínimos de la normativa AASHTO, ya que estas tienen una separación vertical de 0.70m, lo cual está muy por encima de los 0.15m que especifica la norma, a su vez el estado de estas en el costado sur del puente no es el óptimo, ya que cuenta con desplazamientos laterales posiblemente provocados por el golpe de algún automotor.

***Ilustración 17 Barandas de acceso***



***Fuente: Elaboración propia (2022)***

##### **b) Aceros**

En cuanto a las aceras estas presentan un ancho de 0.85m dimensiones las cuales satisfacen los 1.20m estipulados por la norma para aceras en puentes vehiculares de esta índole.



*Ilustración 18 Aceras y baranda de acceso*

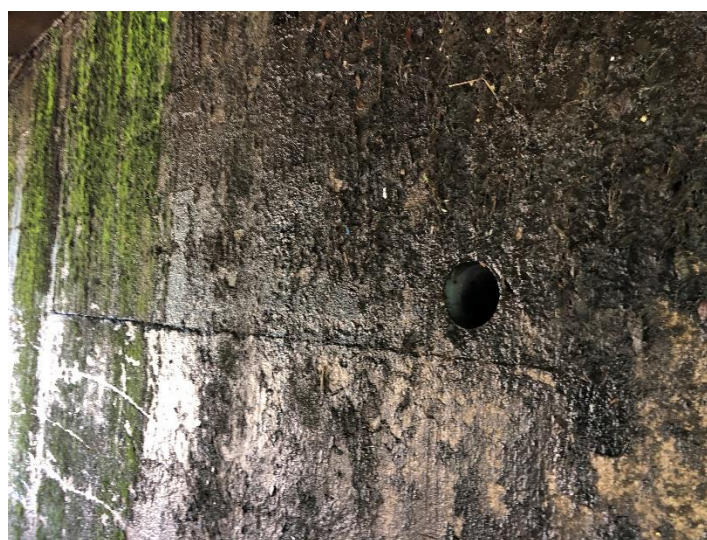


*Fuente: Elaboración propia (2022)*

***c) Sistema de drenaje***

Los sistemas de drenaje de la estructura tanto los que se encargan de evacuar el agua del tablero, como los que evacuan el agua en el relleno de los bastiones para liberar las presiones actuantes, se encuentran obstruidos por escombros, basura y material vegetal, lo que ocasiona que no cumplan su función de una manera efectiva.

*Ilustración 19 Sistema de drenaje en bastión norte*



*Fuente: Elaboración propia (2022)*



#### ***d) Escollera de protección***

La escollera de protección del bastión norte presenta un daño importante en su integridad, ya que posee desprendimiento de material en toda su parte inferior lo que genera un riesgo por socavación en dicho bastión.

***Ilustración 20 Bastión norte***



***Fuente: Elaboración propia (2022)***

#### ***e) Rellenos de aproximación***

El relleno de aproximación al puente más afectado es el presente en el bastión norte el cual ya presenta problemas en su escollera de protección, estos rellenos han sido lavados por el río diversas ocasiones, ya que no cuentan con ningún tipo de protección, por lo que su nivel de afectación es importante lo cual pone en riesgo la integridad del puente mismo y de estructuras aledañas que están a escasos 10 metros del cauce del río.

***Ilustración 21 Relleno de aproximación norte***



***Fuente: Elaboración propia (2022)***

### **4.1.3 Calificación obtenida resultado del análisis visual**

Una vez descritos algunos de los problemas presentes en la estructura conjunto del puente, en el **apéndice 1** se muestra una tabla resumen de los elementos analizados del puente, así como sus valores de RE, GD, FCF y CE.

La calificación global que obtuvo el puente es de un CP = 4 (Condición seria), que a como se puede ver en la **tabla 9** dicho valor nos indica lo siguiente

Puente estable, pero con deterioro significativo en uno o varios elementos estructurales primarios, o falla en secundarios. Si no se trata la proliferación del deterioro, este podría conducir a una situación inestable a futuro. Deficiencia en seguridad vial muy riesgosa para los usuarios. (Lanamme, 2015, p.19).

Por lo que la atención que la estructura en general debe de recibir una pronta atención para así lograr evitar la progresión del daño.

## 4.2 Diseño estructural del puente

En la siguiente sección se detallará el proceso de diseño de las diferentes secciones del puente, así como las diferentes consideraciones técnicas que fueron tomadas.

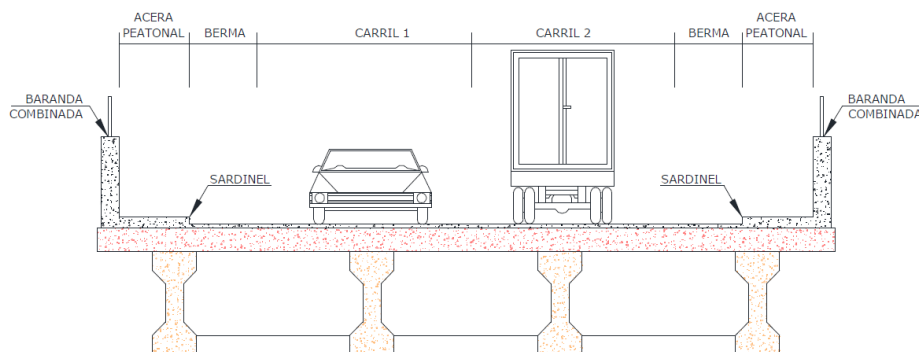
### 4.2.1 Pre-dimensionamiento

Para el pre dimensionamiento del puente se utilizaron las consideraciones del Manual Centroamericano de lineamientos para la planificación y diseño de puentes y obras de paso, Manual de puentes de Perú y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras.

En donde en todos los casos se determina que para una carretera con velocidades de tránsito menores a 70 km/h, el ancho de cada uno de carriles debe de ser de 3.60 m, por lo que el tamaño total de los dos carriles de diseño será de 7.20 metros.

Para la selección del ancho de las aceras se tomaron en cuenta nuevamente los documentos anteriormente mencionados, en donde según el Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú (2018) “Se establece que el ancho mínimo de las veredas para velocidades de diseño menores a 70 km/h debe ser 1.20 m. efectivo, es decir sin incluir el ancho de las barandas ni de berreras” (p. 68). Por lo que se escoge dicha dimensión para el diseño de las aceras ambos lados del puente.

**Ilustración 22 Sección transversal de un puente**



**Fuente: AASHTO Perú (2018)**

Según la normativa se pueden seleccionar cualquier tipo de barandas, siempre y cuando estas cumplan con las secciones 13.7 de la normativa AASHTO. Debido a esto se escoge una baranda de tipo AMRCO Flex Beam, con una altura de 1.10 m medidos desde la parte superior de la acera y con un espaciamiento de 0.15 metros.

*Ilustración 23 Baranda de tipo Flex Beam*



*Fuente: Made-in-China (2022)*

Los sistemas de drenaje “Se deberán poner en ambos la losa, en la unión con el sardinel de las veredas, convenientemente distanciados, tubos de drenaje metálicos o de PVC de 3” pulgadas de diámetro como mínimo, sobre saliendo 0.40 m debajo de la losa” (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018, p.80).

Según lo anterior la separación mínima es a escogencia del diseñador y de los requerimientos del puente, por lo que la distancia de separación propuesta de los mismo es de 4.50 metros de centro a centro.

La distancia longitudinal del puente está definida por el ancho del cauce del río, tomando las consideraciones topográficas, con las cuales se escoge una longitud libre de 20.40 metros.

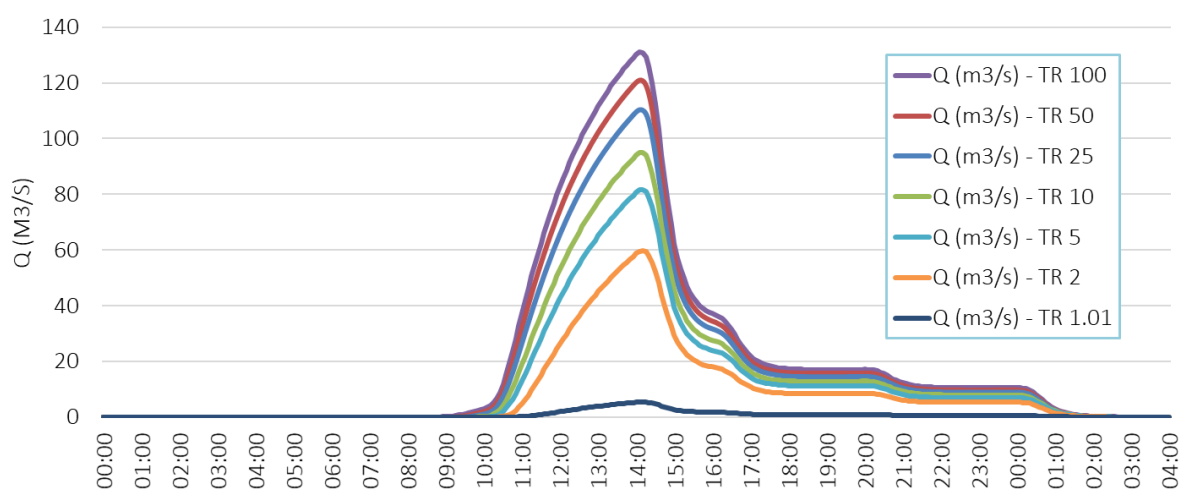
En resumen, el ancho del puente tomando en cuenta las aceras a ambos lados de este, los carriles de diseño y los desagües es de 9.70 m y su distancia longitudinal es de 20.40 m.

#### 4.2.2 Análisis hidrológico

Para esta sección se analizó el estudio hidrogeológico (**anexo 1**) brindado por la Municipalidad de Garabito, en el cual se brinda detalles referentes a la cuenca del Río Copey.

Una de las características más importantes es el cálculo de avenidas máximas según periodo de retorno, en este caso se tienen periodos de retornos (TR) de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

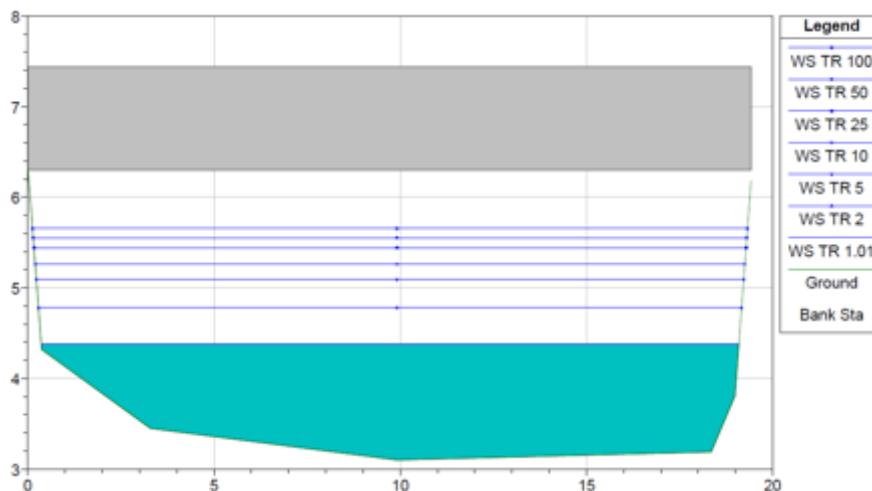
*Ilustración 24 Hidrograma de crecientes del Río Copey*



Fuente INGEOFOR (2022)

Posteriormente se estudiaron las secciones transversales del estudio en las estaciones las cuales se construirá el puente, en este caso es la estación 0+150, para así lograr obtener los niveles que tendrá el río en avenidas máximas para los distintos TR.

**Ilustración 25 Estación 0+150 Puente Av. Pastor D.**



*Fuente INGEOFOR (2022)*

En base la normativa AASHTO el periodo de retorno de diseño para este tipo de estructuras debe de ser de 100 años por lo que en base a las elevaciones de la ilustración 9, se determina que el nivel de avenida máxima del agua es de 5.5 metros, por lo que dicho valor será el inicial para determinar la elevación que deberá de tener el puente.

A este valor se le debe de adicionar 1.5 metros debido a que esta es la luz mínima que debe de existir entre el espejo de agua y el puente, en ríos donde no se arrastren palizadas durante una avenida máxima, por lo que la altura de diseño será de 7 metros.

### 4.2.3 Análisis geotécnico

A continuación, se muestran los valores de diseño tomados del informe geotécnico (**anexo 2**) elaborado por la empresa Ingeotecnia de El General.

Para este informe se generaron una perforación al lado de cada uno de los bastiones del puente existente, dichas perforaciones fueron mediante el método de penetración estandar (SPT).

#### a) Capacidad admisible del suelo

Las capacidades de carga del suelo se muestran en las siguientes tablas, donde en rojo se muestran los valores de capacidad menores a 10.0 ton/m<sup>2</sup>, con una carga ultima de 30.0 ton/m<sup>2</sup>.

*Tabla 10 Capacidad de carga admisible sondeo 1 en Ton/m<sup>2</sup>*

Sondeo 1	Nivel de desplante	Ancho cimiento (m)		
		0.40	0.55	0.70
	0.55	2.3	2.4	2.5
	1.00	3.8	4.0	4.1
	1.45	5.7	5.9	6.0
	1.90	9.0	9.2	9.4
	2.35	19.4	19.8	20.0
	2.80	20.0	20.0	20.0
	3.25	20.0	20.0	20.0
	3.70	reb		

*Fuente Ingeotecnia de El General (2018)*

*Tabla 11 Capacidad de carga admisible sondeo 2 en Ton/m<sup>2</sup>*

Sondeo 2	Nivel de desplante	Ancho cimiento (m)		
		0.40	0.55	0.70
	0.55	2.3	2.4	2.6
	1.00	3.5	3.6	3.7
	1.45	6.0	6.2	6.3
	1.90	8.6	8.8	8.9
	2.35	20.0	20.0	20.0
	2.80	reb		

*Fuente Ingeotecnia de El General (2018)*

### ***b) Parámetros para obras de retención***

A su vez se tomaron en analizaron los valores referentes a los parámetros de empuje del suelo, los cuales se presentan a continuación:

***Tabla 12 Parámetros de empuje del suelo***

<b>Ítem</b>	<b>Capa 1</b>
Peso unitario húmedo ( $\gamma$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	1550
Angulo de fricción ( $\phi$ )	27.5 °
Coeficiente de presión activa (Ka)	0.37
Coeficiente de presión pasiva (Kp)	2.72
Cohesión efectiva	nula

*Fuente Ingeotecnia de El General (2018)*

### ***c) Tipología del suelo***

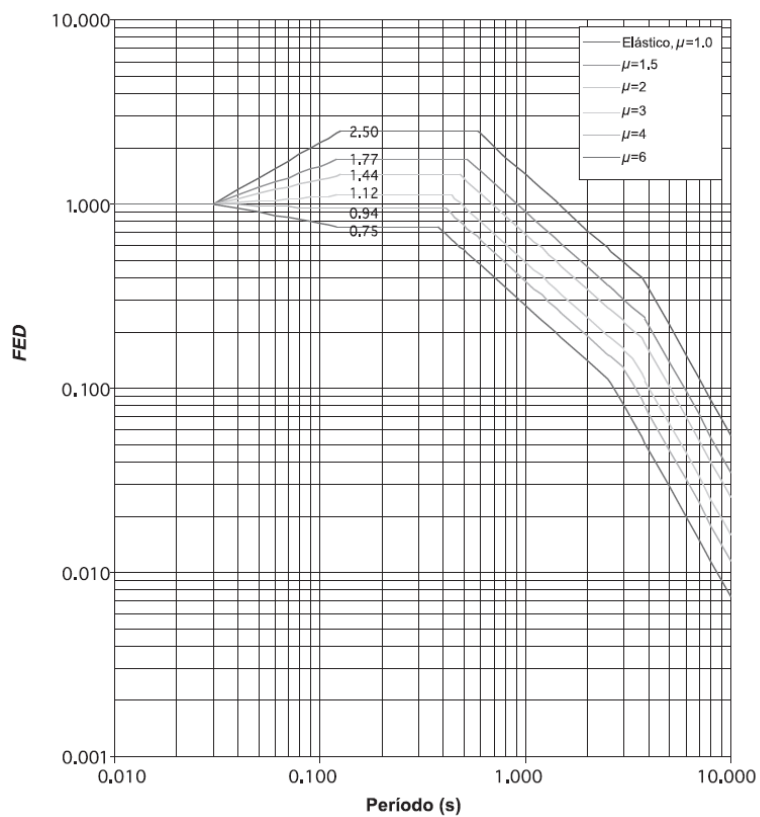
En base a la ubicación del puente, los datos del estudio geotécnico y el Código Sísmico de Costa Rica, se determinó la tipología del suelo, para este caso el CSCR-2010 en su sección 2.2, clasifica este suelo como tipo S3, descrito como suelo con más de 6 metros de suelos no cohesivos de poca o mediana resistencia.

La zona sísmica según el CSCR-2010 en la cual se ubica el cantón de Garabito es una zona sísmica de tipo IV.

Estos datos fueron utilizados para calcular la aceleración pico efectiva de diseño ( $a_{ef}$ ), con ayuda de la figura 5.11 del Código Sísmico 2010, donde se determina dicha aceleración con un valor de 0.44.



**Ilustración 26 Factor espectral dinámico,  $FED$**



*Fuente Código Sísmico de Costa Rica (2010)*

Todos los valores mencionados anteriormente del estudio geotécnico y del Código Sísmico fueron utilizados para el diseño de los bastiones del puente.

#### 4.2.4 Diseño de la losa

En esta sección se muestran los resultados más relevantes en el diseño de la superestructura del puente, todos los cálculos fueron elaborados con ayuda de la herramienta Excel y se pueden ver de una manera completa y detallada en el **apéndice 2**.

El vehículo de diseño utilizado es el HL-93 el cual es el que especifica la norma para el diseño de puentes de la AASHTO, las cargas generadas por este camión de diseño se pueden ver en la ilustración 15.

Conociendo el vehículo de diseño se deben de calcular las cargas muertas y vivas que van actuarán sobre la estructura del puente.

Lo primero son las cargas muertas no composite son las cargas que actúan en conjunto como por ejemplo la carga generada por la losa, los tope de las vigas, los conectores de cortante entre otros, para este caso se propone un espesor de losa de 20 cm.

*Tabla 13 Cargas muertas non composite*

<b>DC</b> Losa	0.5	<b>kips/ft</b>	0.744	<b>ton/m</b>
<b>DC</b> Tope	0.03	<b>kips/ft</b>	0.047	<b>ton/m</b>
<b>DC</b> Acero	0.27	<b>kips/ft</b>	0.408	<b>ton/m</b>
<b>DC</b> stay in place forms	0.078	<b>kips/ft</b>	0.116	<b>ton/m</b>
<b>DC<sub>1</sub></b>	<b>0.884</b>	<b>kips/ft</b>	<b>1.315</b>	<b>ton/m</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Posteriormente cargas muertas composite las cuales son las adiciones que se hacen posterior a la losa como en este caso las barreras de contención vehicular.

*Tabla 14 Cargas muertas composite*

<b>DC<sub>Barreras</sub></b>	0.167	<b>kips/ft</b>	0.248	<b>ton/m</b>
<b>DC<sub>2</sub></b>	<b>0.167</b>	<b>kips/ft</b>	<b>0.248</b>	<b>ton/m</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Por último, se tienen las cargas generadas por la superficie de rodamiento o  $DW_{FWS}$

*Tabla 15 Carga muerta de la superficie de rodamiento*

<b>DW<sub>FWS</sub></b>	0.279	<b>kips/ft</b>	0.415	<b>ton/m</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

En base a dichas cargas se obtienen las fuerzas internas actuantes, las cuales se aprecian en la siguiente tabla

*Tabla 16 Resumen de fuerzas internas*

<b>V<sub>DC</sub></b>	13.13	<b>kips</b>	5.96	<b>tonf</b>
<b>M<sub>DC</sub></b>	82.07	<b>ft-kips</b>	11.35	<b>tonf-m</b>
<b>V<sub>DW</sub></b>	3.49	<b>kips</b>	1.58	<b>tonf</b>
<b>M<sub>DW</sub></b>	21.79	<b>ft-kips</b>	3.01	<b>tonf-m</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Realizando las respectivas combinaciones de carga se obtiene el momento último por las cargas de la losa, el cual se utiliza para el cálculo del acero de refuerzo

*Tabla 17 Momento ultimo por cargas sobre la losa*

$M_U = 1.3M_{DC} + 2.17M_{LL+I}$				
<b>M<sub>u</sub> losa</b>	<b>11.63</b>	<b>ft-kips</b>	<b>1.61</b>	<b>tonf-m</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Por último, en base al momento ultimo actuante se calcula el acero de refuerzo, este debe de ser igual en la sección superior e inferior

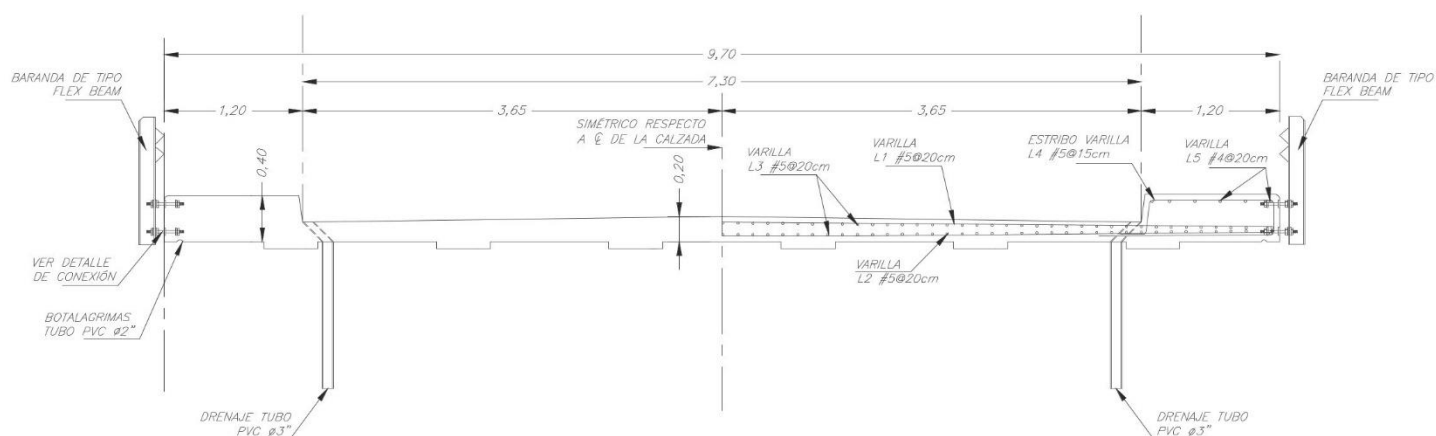
*Tabla 18 Comprobación de propuesta de acero*

Comprobación de la propuesta				
Varilla propuesta	#5			
Área	0.31	in <sup>2</sup>	1.98	cm <sup>2</sup>
A cada	8	in	20.32	cm
A <sub>s</sub>	0.46	in <sup>2</sup>	2.97	cm <sup>2</sup>
a	0.68	in	1.72	cm
φM <sub>n</sub>	13.15	ft-kips	1.82	tonf-m
M <sub>U</sub>	11.63	ft-kips	1.61	tonf-m
<b>Cumple</b>				
≠ φM <sub>n</sub> /M <sub>U</sub>	13%	No hay sobre diseño		
<b>Usar varilla # 5 @ 20 cm</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

La propuesta de acero de refuerzo sugerida es varilla #5 a cada 20 cm de separación, tanto para el refuerzo superior como el inferior

**Ilustración 27 Detalle de losa**



Fuente: Elaboración propia (2022)

En la ilustración anterior se puede observar el detalle de la losa, en la cual se aprecian las dimensiones de la misma, su distribución de acero, además de los accesorios como los bajantes pluviales y barandas de protección.

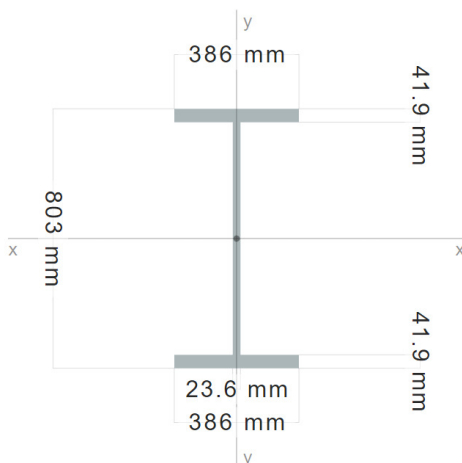
#### 4.2.5 Diseño de vigas de acero

En esta sección se realizó el diseño para dos grupos de vigas, las cuales son las vigas interiores y las vigas exteriores, esto debido a que las cargas que deben soportar son diferentes.

##### a) Selección de la viga

Se propone una sección de acero **W30x261** del catálogo AISC, tanto para las vigas interiores como vigas exteriores, dicha sección se sometió a diferentes comprobaciones para garantizar el cumplimiento de todos los requerimientos estructurales.

*Ilustración 28 Dimensiones de viga W30x261*



*Fuente: Blue Ketchep (S.F)*

La cantidad de vigas presentes en el puente es de 6 vigas, con una separación entre centros del alma de 1.50 metros de longitud en vigas internas y en el caso de las vigas externas la separación con el borde de la losa es de 1.10 metros.

Los factores de distribución por carril para cada grupo de vigas, para este puente el cual es considerado por la normativa como uno con dos o más carriles cargados se presentan a continuación.

*Tabla 20 Factor de distribución para vigas interiores*

Factor de distribución de momento	
DFM <sub>mi</sub>	0.361 carriles
Factor de distribución de cortante	
DFV <sub>mi</sub>	0.596 carriles

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Factor de distribución de momento para vigas exteriores	
e	0.9898
DFM <sub>me</sub>	0.358 carriles
Factor de distribución de cortante para vigas exteriores	
e	0.8
DFV <sub>me</sub>	0.4770 carriles

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 20 Resumen de efectos por la carga viva*

Ubicación de la viga	No. De carriles cargados	M <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (ft-kips por carril)	M <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (tonf-m por carril)	DFM	M <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (ft-kips por viga)	M <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (tonf-m por viga)	V <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (kips por carril)	V <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (tonf por carril)	DFV	V <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (kips por viga)	V <sub>LL+HM</sub> Sin mayorar (tonf por viga)
Interior	2	1587.34	219.45	0.361	573.8	79.32	103.82	47.09	0.596	61.9	28.08
Exterior	2	1587.34355	219.45	0.358	567.91	78.51	103.82	47.09	0.477	49.52	22.46

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 21 Combinaciones de carga en vigas interiores*

<b>Momento para vigas interiores mayorado</b>				
$M_u = 1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}$				
<b>M<sub>u</sub></b>	<b>1139.36</b>	<b>ft-kips</b>	<b>157.52</b>	<b>tonf-m</b>
<b>Cortante para vigas interiores mayorado</b>				
$V_u = 1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}$				
<b>V<sub>u</sub></b>	<b>129.98</b>	<b>kips</b>	<b>58.96</b>	<b>tonf</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 22 Combinaciones de carga en vigas exteriores*

<b>Momento para vigas exteriores mayorado</b>				
$M_u = 1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}$				
<b>M<sub>u</sub></b>	<b>1129.10</b>	<b>ft-kips</b>	<b>156.10</b>	<b>tonf-m</b>
<b>Cortante para vigas exteriores mayorado</b>				
$V_u = 1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}$				
<b>V<sub>u</sub></b>	<b>108.31</b>	<b>kips</b>	<b>49.13</b>	<b>tonf</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Los valores de combinaciones de carga se realizaron en base a la normativa del AASHTO LRFD, estos valores ayudaran a comprobar si las vigas son capaces satisfacer chequeos de diseño.



*Tabla 23 Capacidad de momento plástico vigas interiores*

Caso 1 (Alma)				
$P_t + P_w \geq P_c + P_s$				
$P_t + P_w$	3268.08	kips	1482.37	tonf
$P_c + P_s$	3136.80	kips	1422.83	tonf
<b>Cumple</b>				

Caso 2 (Patín superior)				
$P_t + P_w + P_c \geq P_s$				
$P_t + P_w + P_c$	4772.88	kips	2164.94	tonf
$P_s$	1632	kips	740.26	tonf
<b>Cumple</b>				

Caso 3 (Debajo del refuerzo de la losa)				
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rb}/t_s)P_s$				
$P_t + P_w + P_c$	4772.88	kips	2164.94	tonf
$C_{rb}$	5	in	12.70	cm
$(C_{rb}/t_s)*P_s$	1020	kips	462.66	tonf
<b>Cumple</b>				

Caso 4				
Se desprecian los efectos del refuerzo de la losa				

Caso 5 (Entre las capas del refuerzo de la losa)				
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rt}/t_s)P_s$				
$P_t + P_w + P_c$	4772.88	kips	2164.94	tonf
$C_{rt}$	3	in	7.62	cm
$(C_{rt}/t_s)*P_s$	612	kips	277.60	tonf
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 24 Capacidad de momento plástico vigas exteriores*

Caso 1 (Alma)				
$P_t + P_w \geq P_c + P_s$				
$P_t + P_w$	5801.40	kips	2631.47	tonf
$P_c + P_s$	3397.92	kips	1541.27	tonf
<b>Cumple</b>				

Caso 2 (Patín superior)				
$P_t + P_w + P_c \geq P_s$				
$P_t + P_w + P_c$	7306.20	kips	3314.03	tonf
$P_s$	1893.12	kips	858.70	tonf
<b>Cumple</b>				

Caso 3 (Debajo del refuerzo de la losa)				
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rb}/t_s)P_s$				
$P_t + P_w + P_c$	7306.20	kips	3314.03	tonf
$C_{rb}$	5	in	12.70	cm
$(C_{rb}/t_s)*P_s$	1183.2	kips	536.69	tonf
<b>Cumple</b>				

Caso 4				
Se desprecian los efectos del refuerzo de la losa				

Caso 5 (Entre las capas del refuerzo de la losa)				
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rt}/t_s)P_s$				
$P_t + P_w + P_c$	7306.20	kips	3314.03	tonf
$C_{rt}$	3	in	7.62	cm
$(C_{rt}/t_s)*P_s$	709.92	kips	322.01	tonf
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

**Tabla 25 Resumen de la capacidad de momento plástico y fuerza cortante**

Ubicación de la viga	M <sub>p</sub> ft-kips	M <sub>p</sub> tonf-m	V <sub>p</sub> kips	V <sub>p</sub> tonf
Interior	8761.8	1211.31	1022.7	463.9
Exterior	13675.4	1890.62	1022.7	463.9

Fuente: Elaboración propia (2022)

En las tablas 24 y 25 se presentan las comprobaciones de capacidad de momento plástico, estas nos dicen que las vigas no han llegado a su límite de flexión máximo, por lo que son capaces de resistir.

**Tabla 26 Chequeo de flexión en vigas interiores**

Chequeo de estado limite				
$M_u + \frac{1}{3}f_1S_{xt} \leq \phi_f M_n$				
M <sub>u</sub> +(1/3)*f <sub>1</sub> *S <sub>xt</sub>	1139.4	ft-kips	157.52	tonf-m
φ <sub>f</sub> *M <sub>n</sub>	5925.7	ft-kips	819.22	tonf-m
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 27 Chequeo de flexión en vigas exteriores**

Chequeo de estado limite				
$M_u + \frac{1}{3}f_1S_{xt} \leq \phi_f M_n$				
M <sub>u</sub> +(1/3)*f <sub>1</sub> *S <sub>xt</sub>	1129.1	ft-kips	156.10	tonf-m
φ <sub>f</sub> *M <sub>n</sub>	7527.9	ft-kips	1040.74	tonf-m
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

El cumplimiento de los chequeos por flexión da por sentado que las vigas son compactas y están libres de bandeo local.

*Tabla 28 Chequeo de resistencia cortante*

Chequeo de resistencia cortante para vigas interiores				
$V_u \leq \Phi_v V_n$				
$V_u$	129.98	kips	58.96	tonf
$\Phi_v * V_n$	1022.70	kips	463.89	tonf
<b>Cumple</b>				

Chequeo de resistencia cortante para vigas exteriores				
$V_u \leq \Phi_v V_n$				
$V_u$	108.31	kips	49.13	tonf
$\Phi_v * V_n$	1022.70	kips	463.89	tonf
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

La sección de viga seleccionada en ambos casos cumple los requerimientos de la norma, por lo que es capaz de resistir las fuerzas de corte presentes.

*Tabla 29 Chequeo por estado límite de Servicio II en vigas interiores*

Chequeo de resistencia patin superior a cargas de Servicio II				
$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf}$				
$f_f$	3.05	kips/in <sup>2</sup>	214.20	Kgf/cm <sup>2</sup>
$0.95 * R_h * F_{yf}$	57	kips/in <sup>2</sup>	4007.49	Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>				

Chequeo de resistencia patin inferior a cargas de Servicio II				
$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf}$				
$f_f + (f_1/2)$	12.18	kips/in <sup>2</sup>	856.26	Kgf/cm <sup>2</sup>
$0.95 * R_h * F_{yf}$	57	kips/in <sup>2</sup>	4007.49	Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 30 Chequeo por estado límite de Servicio II en vigas exteriores*

Chequeo de resistencia patin superior a cargas de Servicio II				
$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf}$				
$f_f$	2.52	kips/in <sup>2</sup>	176.87	Kgf/cm <sup>2</sup>
$0.95 * R_h * F_{yf}$	57	kips/in <sup>2</sup>	4007.49	Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>				
Chequeo de resistencia patin inferior a cargas de Servicio II				
$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf}$				
$f_f + (f_1/2)$	11.85	kips/in <sup>2</sup>	833.09	Kgf/cm <sup>2</sup>
$0.95 * R_h * F_{yf}$	57	kips/in <sup>2</sup>	4007.49	Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

El chequeo por **servicio II** lo que nos indica es que las vigas son capaces de controlar la fluencia del acero generado por la sobrecarga vehicular, en ambos casos el chequeo de las vigas fue positivo.

*Tabla 31 Chequeo por fatiga en patines*

Esfuerzo carga viva mayorado debido a fatiga en vigas interiores				
$\gamma(\Delta f_{int}) = (0.75)(LL + IM)(\Delta f_{int})$				
$\gamma(\Delta f_{int})$	2.33	kips/in <sup>2</sup>	164.09	Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>				
Esfuerzo carga viva mayorado debido a fatiga en vigas exteriores				
$\gamma(\Delta f_{ext}) = (0.75)(LL + IM)(\Delta f_{ext})$				
$\gamma(\Delta f_{ext})$	2.25	kips/in <sup>2</sup>	158.02	Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

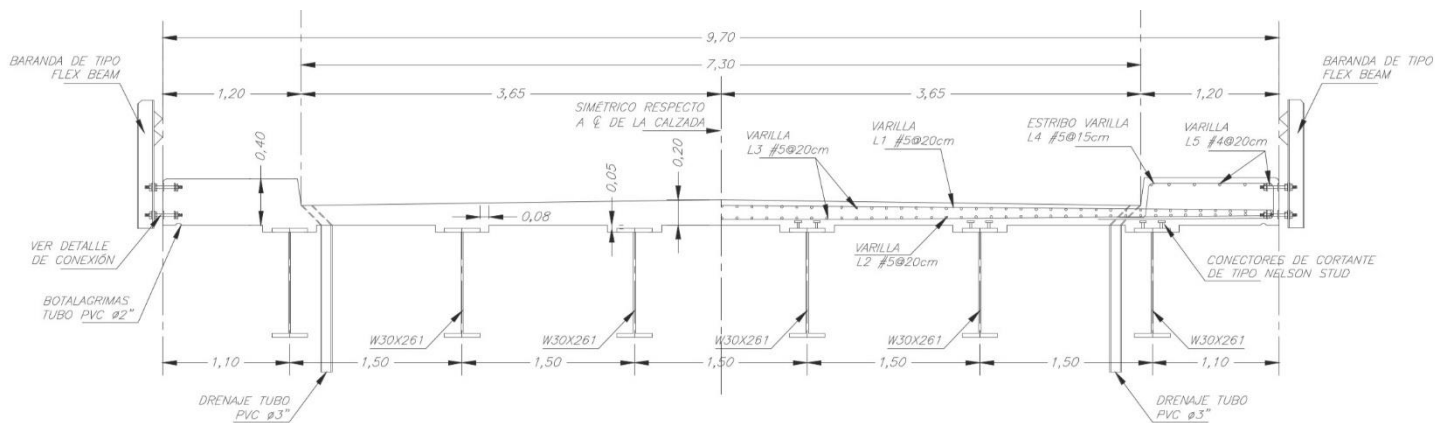
**Tabla 32 Chequeo por fatiga en almas**

Chequeo de fatiga en almas				
$V_u \leq V_{cr}$				
$V_u$	50.66	kips	22.98	tonf
$V_{cr}$	1022.7	kips	463.89	tonf
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

En ambas situaciones tanto para las vigas interiores como las exteriores, son capaces de resistir los esfuerzos de deformación de la carga cíclica, en este caso el camión de diseño HL-93.

**Ilustración 29 Detalle de losa y distribución de vigas**



Fuente: Elaboración propia (2022)

**b) Traslape de la viga**

Debido a la longitud del puente se debe de realizar un traslape de las vigas de acero, este traslape se realiza con placas de acero y pernos anclados en el patín y el alma de las vigas, las comprobaciones y algunos de los cálculos más representativos se presentan a continuación en las siguientes tablas, para ver la totalidad de los cálculos a detalle, refiérase al apéndice 3.

- **Diseño de placas para los patines superiores e inferiores**

Para determinar la cantidad requerida de pernos se suponen pernos de un diámetro 7/8” A490 SC, y una resistencia de 16.6 kips/perno (7.56 tonf/perno), según tabla 7-3 del AISCM.

**Tabla 33 Cantidad de pernos requerida en patín de vigas interiores**

Cantidad requerida de pernos				
$N_{b,required} = \frac{P_{uf}}{\phi_v r_n}$				
$P_{uf}$	432.67	kips	196.26	tonf
$\phi_v R_n$	16.7	kips/perno	7.56	tonf/perno
$N_b$	26			pernos

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 34 Cantidad de pernos requerida en patín de vigas exteriores**

Cantidad requerida de pernos				
$N_{b,required} = \frac{P_{uf}}{\phi_v r_n}$				
$P_{uf}$	428.77	kips	194.49	tonf
$\phi_v R_n$	30.7	kips/perno	13.93	tonf/perno
$N_b$	14			pernos

Fuente: Elaboración propia (2022)

En base a las resistencias respectivas del patín y los pernos, se obtuvieron las cantidades de pernos en las tablas 34 y 35, sin embargo, por temas de diseño y constructivos se selecciona una cantidad de **28 pernos** para las conexiones en patines interiores y **16 pernos** en conexiones de patín exteriores.

*Tabla 35 Placas en patín de vigas interiores*

Datos de las placas en patines interiores				
Ancho	15.20	in	38.61	cm
Espesor	5/8	in	1.59	cm
Largo	35	in	90.08	cm

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 36 Placas en patín de vigas exteriores*

Datos de las placas en patines exteriores				
Ancho	15.20	in	38.61	cm
Espesor	5/8	in	1.59	cm
Largo	20	in	51.96	cm

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Las dimensiones de las placas se pueden observar en las tablas anteriores, el ancho en ambos casos es igual al ancho del patín, para una viga **W30x261** es de **38.61cm (5.20 in)**, con un espesor de **1.60 cm (5/8 in)**, la variación se da en el largo de las mismas, ya que para las vigas interiores al ser las más cargadas y con respecto a una mayor cantidad de pernos requerida, la longitud de la misma debe de ser de **90 cm (35 in)**, y para las vigas exteriores la longitud de la placa es de **52 cm (20 in)**.



Tabla 37 Chequeo de resistencia a flexión de la viga interior con pernos

Resistencia a la flexion de la viga con pernos				
$\phi_b M_n = \phi_b F_u S_x \left( \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \right)$				
$A_{fg}$	25.1	in <sup>2</sup>	161.81	cm <sup>2</sup>
$A_{fn}$	21.78	in <sup>2</sup>	140.52	cm <sup>2</sup>
$F_u * A_{fn}$	1415.7	kips	642.15	tonf
$Y_t * F_y * A_{fg}$	1504.8	kips	682.57	tonf
$\Phi_b M_n$	3509.62	ft-kips	485.20	tonf-m
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 38 Chequeo de resistencia a tensión de las placas en vigas interiores

Resistencia a la tension en las placas				
$A_e = A_n U$				
$A_g$	22.47	in <sup>2</sup>	144.98	cm <sup>2</sup>
$A_n$	21.22	in <sup>2</sup>	136.92	cm <sup>2</sup>
$A_e$	21.22	in <sup>2</sup>	136.92	cm <sup>2</sup>
$\Phi P_n$	923.17	ft-kips	127.63	tonf-m
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 39 Chequeo de aplastamiento por pernos en placas internas

Chequeo del conjunto de pernos				
$\Phi R_n$ externos	144.8	kips	65.67	tonf
$\Phi R_n$ internos	168.9	kips	76.62	tonf
$\Phi R_n$ conjunto	4338.7	kips	1967.98	tonf
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 40 Chequeo de resistencia a compresión de las placas interiores**

Chequeo compresion				
$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}}$				
$r_y$	0.180	in	0.46	cm
$(K*L)/r$	16.21		$KL/r < 25, F_{cr} = F_y$	
$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$				
$\phi P_n$	1213.51	kips	550.44	tonf
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 41 Chequeo de resistencia a flexión de la viga exterior con pernos**

Resistencia a la flexion de la viga con pernos				
$\phi_b M_n = \phi_b F_u S_x \left( \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \right)$				
$A_{fg}$	25.1	in <sup>2</sup>	161.81	cm <sup>2</sup>
$A_{fn}$	21.78	in <sup>2</sup>	140.52	cm <sup>2</sup>
$F_u * A_{fn}$	1415.7	kips	642.15	tonf
$Y_t * F_y * A_{fg}$	1504.8	kips	682.57	tonf
$\phi_b M_n$	3509.62	ft-kips	485.20	tonf-m
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 42 Chequeo de resistencia a tensión de las placas en vigas exteriores**

Resistencia a la tensión en las placas				
$A_e = A_n U$				
$A_g$	11.22	in <sup>2</sup>	72.38	cm <sup>2</sup>
$A_n$	9.97	in <sup>2</sup>	64.31	cm <sup>2</sup>
$A_e$	9.97	in <sup>2</sup>	64.31	cm <sup>2</sup>
$\Phi P_n$	433.64	ft-kips	59.95	tonf-m
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 43 Chequeo de aplastamiento por pernos en placas externas**

Chequeo del conjunto de pernos				
$\Phi R_n$ externos	144.8	kips	65.67	tonf
$\Phi R_n$ internos	168.9	kips	76.62	tonf
$\Phi R_n$ conjunto	2310.9	kips	1048.23	tonf
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 44 Chequeo de resistencia a compresión de las placas exteriores**

Chequeo compresion				
$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}}$				
$r_y$	0.180	in	0.46	cm
$(K*L)/r$	16.21		$KL/r < 25, F_{cr} = F_y$	
$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$				
$\Phi P_n$	605.81	kips	274.79	tonf
<b>Cumple</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

El diámetro de los pernos, su resistencia y las dimensiones propuestas para las placas en el caso de vigas interiores y exteriores, cumplen todas las necesidades estructurales del diseño, por lo que se pueden utilizar constructivamente.

- ***Diseño de placas para las almas de las vigas***

Se suponen pernos con las mismas características que para las placas en los patines, con un diámetro 7/8" A490 SC, y una resistencia de **16.6 kips/perno (7.56 tonf/perno)**, según tabla 7-3 del AISCM.

**Tabla 45 Cantidad de pernos y resistencia cortante para placas interiores**

Resistencia cortante				
$V_u$	129.98	kips	58.96	tonf
$e$	3.00	in	7.62	cm
$N_b$	8		Pernos	
$C$	9.21			
Resistencia del grupo de pernos				
$C*\phi_v R_n$	282.7	kips	128.25	tonf
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

**Tabla 46 Cantidad de pernos y resistencia cortante para placas exteriores**

Resistencia cortante				
$V_u$	108.31	kips	49.13	tonf
$e$	3.00	in	7.62	cm
$N_b$	8		Pernos	
$C$	9.21			
Resistencia del grupo de pernos				
$C*\phi_v R_n$	282.7	kips	128.25	tonf
Cumple				

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para ambos casos la cantidad de pernos requerida es de **8** pernos placa por sección de alma de cada viga, total serían **16** pernos para las placas de las almas, tanto de vigas exteriores como interiores.

A su vez realiza el chequeo de la resistencia del grupo de pernos en base la resistencia de cada uno de los pernos y el valor iterado de coeficiente "C" para pernos excéntricamente cargados de la tabla 7-6 del AISC. Dicho valor de resistencia es mayor al cortante último actuante, por lo que los pernos propuestos cumplen.

**Tabla 47 Dimensiones de la placa del alma para vigas interiores**

<b>Ancho</b>	<b>15</b>	<b>in</b>	<b>38.06</b>	<b>cm</b>
<b>Espesor</b>	<b>3/8</b>	<b>in</b>	<b>0.95</b>	<b>cm</b>
<b>Altura</b>	<b>26</b>	<b>in</b>	<b>65.02</b>	<b>cm</b>

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 48 Dimensiones de la placa del alma para vigas exteriores*

<b>Ancho</b>	<b>9</b>	<b>in</b>	<b>22.82</b>	<b>cm</b>
<b>Espesor</b>	<b>3/8</b>	<b>in</b>	<b>0.95</b>	<b>cm</b>
<b>Altura</b>	<b>26</b>	<b>in</b>	<b>65.02</b>	<b>cm</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 49 Chequeo por aplastamiento en pernos del alma en vigas interiores*

Chequeo del conjunto de pernos				
$\Phi R_n$ externos	81.6	kip	37.02	tonf
$\Phi R_n$ internos	95.2	kip	43.19	tonf
$\Phi R_n$ conjunto	690.0	kip	313.00	tonf
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 50 Chequeo por aplastamiento en pernos del alma en vigas exteriores*

Chequeo del conjunto de pernos				
$\Phi R_n$ externos	81.6	kip	37.02	tonf
$\Phi R_n$ internos	95.2	kip	43.19	tonf
$\Phi R_n$ conjunto	690.0	kip	313.00	tonf
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 51 Chequeo del bloque cortante en placas del alma vigas interiores*

Chequeo del bloque cortante				
$\phi P_n = \phi(0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi(0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$				
<b><math>0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}</math></b>	395.40	<b>kips</b>	179.35	<b>tonf</b>
<b><math>0.6 \cdot F_u \cdot A_{gv}</math></b>	606.84	<b>kips</b>	275.26	<b>tonf</b>
<b><math>U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}</math></b>	53.94	<b>kips</b>	24.47	<b>tonf</b>
<b><math>\phi P_n</math></b>	<b>337.00</b>	<b>kips</b>	<b>152.86</b>	<b>tonf</b>
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 52 Chequeo del bloque cortante en placas del alma vigas exteriores*

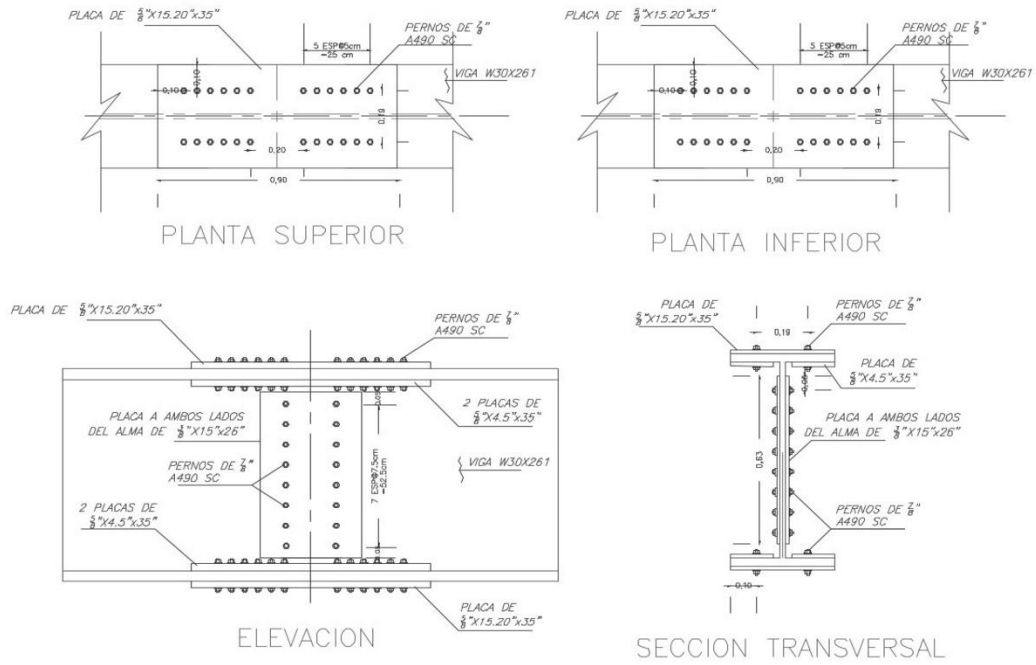
Chequeo del bloque cortante				
$\phi P_n = \phi(0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi(0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$				
<b><math>0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}</math></b>	395.40	<b>kips</b>	179.35	<b>tonf</b>
<b><math>0.6 \cdot F_u \cdot A_{gv}</math></b>	606.84	<b>kips</b>	275.26	<b>tonf</b>
<b><math>U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}</math></b>	53.94	<b>kips</b>	24.47	<b>tonf</b>
<b><math>\phi P_n</math></b>	<b>337.00</b>	<b>kips</b>	<b>152.86</b>	<b>tonf</b>
<b>Cumple</b>				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Todas las comprobaciones realizadas dan como resultado un diseño favorable, por lo que todas las consideraciones de dimensiones de las placas, cantidad de pernos y demás, estipulados en los puntos pueden ser usadas en términos constructivos.

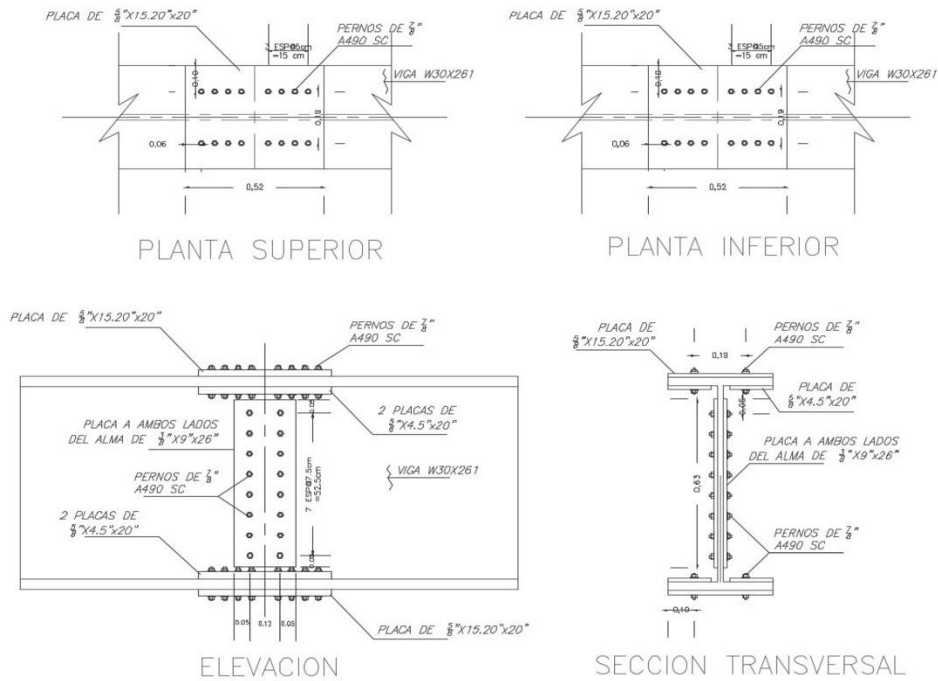
En las ilustraciones 30 y 31 del documento se pueden apreciar de una mejor manera las dimensiones de las placas y distribución de pernos tanto para las vigas interiores como para las exteriores del puente.

**Ilustración 30 Detalle de empalme en vigas interiores**



Fuente: Elaboración propia (2022)

**Ilustración 31 Detalle de empalme en vigas exteriores**



Fuente: Elaboración propia (2022)



#### 4.2.6 Diseño de bastiones

En esta parte del documento se muestran las tablas más relevantes, en relación con los resultados obtenidos del diseño de los bastiones. La totalidad de los cálculos se pueden observar en el **apéndice 4**.

- **Pre dimensionamiento**

Antes de comenzar con el diseño se debe de realizar un pre dimensionamiento de las dimensiones que tendrá el bastión, en donde para esto de deben de tener en cuenta los valores de avenida máxima del río, así como las capacidades y características morfológicas del suelo expuestas en el análisis geotécnico en el **anexo 2** del presente documento.

Una vez estos datos, se obtiene el siguiente pre dimensionado.

**Tabla 53 Pre dimensionamiento del parapeto**

Parapeto		
$b_{par}$	0.35	m
$e_1$	0.3	m
$e_2$	0.6	m
$t_1$	0.4	m
$t_2$	0.4	m
$H_{parapeto}$	1.2	m

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 54 Pre dimensionamiento del cimiento**

Cimiento							
B	4	a	5.33	Se escoge	6.5	m	Ok
D		0.8			1.5	m	Ok
$L_{PUNTA}$		2.17			1.6	m	Revisar
$t_{sup}$		0.3			0.7	m	Ok
$t_{inf}$		0.8			0.9	m	Ok

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 55 Pre dimensionamiento de la cajuela*

Cajuela						
$S^\circ$	$= \operatorname{atan}\left(\frac{t_{inf} - t_{sup}}{H - h_{par} - e_1 - e_2 - D}\right)$			$S^\circ$	2.60	
$N_{min}$	$(200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$					
$N_{min}$	0.23	m		Se escoge	1.15	m
$N$	1.15	m				
<b>Verificación de la cajuela</b>						
$N_{min}$	0.23	m	<	$N$	1.15	m
<b>Cumple</b>						

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

El pre dimensionado geométrico del parapeto y de la cimentación se hace en base a la altura total, en este caso dicha altura es de 8.2 metros, esto a que como se expuso en la sección 4.2.2 el nivel que deberá tener el puente es de 7 metros, en caso de una avenida máxima, y a esto se le debe de sumar 1.2 metros del parapeto del bastión.

Estas dimensiones son una recomendación de la normativa, sin embargo, pueden variarse a gusto del diseñador en base a los requerimientos necesarios del momento.

En la tabla 56, se presenta el diseño de la cajuela el cual se determinó con la sección 4.7.4.1 del manual AASHTO, donde se especifica por medio de una fórmula la dimensión mínima de esta parte del bastión.

- *Cargas actuantes*

Para continuar con el análisis se deben determinar cargas actuantes que van a estar presentes en los bastiones, estas cargas se detallan en la siguiente tabla:

*Tabla 56 Cargas actuantes en bastión*

$P_{DC}$	1.56	Ton/m
$P_{DW}$	0.41	Ton/m
$P_{LL+IM}$	9.494	Ton/m
BR	1.99	Ton/m
$H_{BR}$	1.8	m

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

- *Caso 1 Estribo con puente*

Par este caso se analiza el estribo en conjunto con las cargas actuantes de la super estructura, esto para garantizar que es capaz de resistir todas las fuerzas actuantes una vez esté finalizado el puente.

*Tabla 57 Resumen de cargas verticales actuantes para caso 1*

Resumen de Cargas Verticales				
Carga	Tipo	V (ton/m)	$X_A$ (m)	$M_v$ (Ton-m/m)
DC	DC	35.52	2.91	103.45
$P_{DC}$	DC	1.56	1.98	3.09
$P_{DW}$	DW	0.41	1.98	0.82
EV	EV	41.70	4.33	180.39
$P_{LL+IM}$	LL+IM	9.49	1.98	18.75
$LS_y$	LS	3.35	4.70	15.74
$\Sigma$		<b>92.04</b>		<b>322.23</b>

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

**Tabla 58 Comprobación de presión estática más efecto dinámico**

Presión estática más efecto dinámico ( $P_{AE}$ )			
$\phi_f =$	Ángulo de fricción interna	=	27.5
$\delta =$	Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	=	0
$i =$	Ángulo del material del suelo con la horizontal	=	0
$\beta' =$	Ángulo de inclinación del muro con la vertical	=	0
$k_{ho} =$	$F_{pga} (PGA) = 1.225(0.44) = As$	=	0.539
$k_h =$	Coeficiente de aceleración horizontal = $0.5 k_{ho}$	=	0.2695
$k_v =$	Coeficiente de aceleración vertical	=	0
$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$		=	15.08
<b>Cumple</b>			

Fuente: Elaboración propia (2022)

La comprobación se realiza en base a la sección 11.6.5.1-1 del manual de diseño AASHTO, donde se dice que para que cumpla este requerimiento el ángulo de fricción interna del suelo debe ser mayor a la suma del ángulo del material del suelo con la horizontal y el ángulo de fricción del relleno de la pared.

**Tabla 59 Resumen de cargas horizontales actuantes para caso 1**

Resumen de cargas horizontales				
Carga	Tipo	H (ton/m)	$Y_A$ (m)	$M_H$ (Ton-m/m)
$LS_x$	LS	2.74	4	10.96
EH	EH	18.26	2.67	48.70
$EQ_{terr}$	EQ	10.83	4	43.31
$0.5P_{IR}$	EQ	10.41	3.38	35.18
$P_{EQ}$	EQ	1.07	7.40	7.89
BR	BR	1.99	9.80	19.50
$\Sigma$		<b>45.29</b>		<b>165.55</b>

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 60 Factores de carga AASHTO LRFD

Factores de carga										
Estado limite	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{LL+IM}$	$\gamma_{LSy}$	$\gamma_{LSx}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{BR}$	Aplicación
Resistencia I <sub>a</sub>	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	1.75	1.50	0.00	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia I <sub>b</sub>	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	0.00	1.75	Presiones
Ev. Extremo	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	Agrietamiento

Fuente: Elaboración propia (2022)

Los factores para las combinaciones de carga de la tabla anterior fueron extraídos del manual AASHTO LRFD para el diseño de puentes, específicamente de la tabla 3.4.1-1 de dicho manual.

Se analizan las condiciones de resistencia I<sub>a</sub>, para el estudio del deslizamiento y vuelco, resistencia I<sub>b</sub> para el análisis de las presiones actuantes. Estado límite de evento extremo I, la cual es una combinación de cargas en la cual se incluyen sismos y por el estado límite de servicio I, en donde se toman todas las cargas que presentan la operación normal del puente en sus valores normales.

Tabla 61 Cargas verticales ultimas actuantes para caso 1

Cargas Verticales Ultimas V <sub>u</sub>							
Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma=$
Carga	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>y</sub>	V <sub>u</sub> (Ton)
V (Ton)	35.52	1.56	0.41	41.70	9.49	3.35	92.04
$\gamma$	0.9	0.9	0.65	1.00	0.00	0.00	75.34
Resistencia I <sub>a</sub>	31.97	1.41	0.27	41.70	0.00	0.00	
$\gamma$	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	125.74
Resistencia I <sub>b</sub>	44.40	1.95	0.62	56.29	16.61	5.86	
$\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5	0.5	85.62
Ev. Extremo	35.52	1.56	0.41	41.70	4.75	1.67	
$\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	92.04
Servicio	35.52	1.56	0.41	41.70	9.49	3.35	

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 62 Momento estabilizador por cargas verticales para caso 1

Momento estabilizador por cargas verticales $M_{vu}$							
Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma=$
Carga	DC	$P_{DC}$	$P_{DW}$	EV	$P_{LL+IM}$	$LS_y$	$M_U$ (Ton)
<b><math>M_v</math> (Ton-m)</b>	<b>103.45</b>	<b>3.09</b>	<b>0.82</b>	<b>180.39</b>	<b>18.75</b>	<b>15.74</b>	<b>322.23</b>
Y	0.9	0.9	0.65	1	0	0	276.81
Resistencia $I_a$	93.11	2.78	0.53	180.39	0.00	0.00	
Y	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	438.28
Resistencia $I_b$	129.31	3.86	1.23	243.53	32.81	27.54	
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	304.99
Ev. Extremo	103.45	3.09	0.82	180.39	9.38	7.87	
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	322.23
Servicio	103.45	3.09	0.82	180.39	18.75	15.74	

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 63 Cargas horizontales ultimas actuantes para caso 1

Cargas horizontales ultimas $H_u$							
Tipo	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma=$
Carga	$LS_x$	EH	$EQ_{terr}$	$0.5P_{IR}$	$P_{EQ}$	BR	$H_U$ (Ton)
<b>H (Ton)</b>	<b>2.74</b>	<b>18.26</b>	<b>10.83</b>	<b>10.41</b>	<b>1.07</b>	<b>1.99</b>	<b>45.29</b>
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	35.67
Resistencia $I_a$	4.79	27.40	0.00	0.00	0.00	3.48	
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	35.67
Resistencia $I_b$	4.79	27.40	0.00	0.00	0.00	3.48	
Y	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	42.93
Ev. Extremo	1.37	18.26	10.83	10.41	1.07	1.00	
Y	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	22.99
Servicio	2.74	18.26	0.00	0.00	0.00	1.99	

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 64 Momento de vuelco por cargas horizontales para caso 1*

Momento de vuelco por cargas horizontales $M_{Hu}$							
Tipo	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma =$
Carga	$LS_x$	EH	$EQ_{terr}$	$0.5P_{IR}$	$P_{EQ}$	BR	$M_{Hu}$ (Ton-m)
<b><math>M_H</math> (Ton-m)</b>	<b>10.96</b>	<b>48.70</b>	<b>43.31</b>	<b>35.18</b>	<b>7.89</b>	<b>19.50</b>	<b>165.55</b>
$\gamma$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	<b>126.36</b>
Resistencia $I_a$	<b>19.18</b>	<b>73.06</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>34.13</b>	
$\gamma$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	<b>126.36</b>
Resistencia $I_b$	<b>19.18</b>	<b>73.06</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>34.13</b>	
$\gamma$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	<b>150.32</b>
Ev. Extremo	<b>5.48</b>	<b>48.70</b>	<b>43.31</b>	<b>35.18</b>	<b>7.89</b>	<b>9.75</b>	
$\gamma$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	<b>79.16</b>
Servicio	<b>10.96</b>	<b>48.70</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>19.50</b>	

Fuente: Elaboración propia (2022)

Las cargas y momentos últimos de las tablas anteriores se utilizan para poder comprobar y garantizar la estabilidad y resistencia del bastión del puente, según sea el caso de análisis.

*Tabla 65 Chequeo por vuelco alrededor del punto A para caso 1*

Estado	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton-m/m)	$M_{Hu}$ (Ton-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e_{max}$	
Resistencia $I_a$	75.34	276.81	126.36	2.00	<b>1.25</b>	<b>2.17</b>	Cumple
Resistencia $I_b$	125.74	438.28	126.36	2.48	<b>0.77</b>	<b>2.17</b>	Cumple
Evento Extremo	85.62	304.99	150.32	1.81	<b>1.44</b>	<b>2.38</b>	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 66 Chequeo por deslizamiento en base del estribo para caso 1*

Estado	$V_u$ (Ton/m)	Resistente (Ton/m) $F_f = \mu (\phi T V_u)$	Actuante (Ton/m) $H_u$	
Resistencia $I_a$	75.34	39.22	35.67	Cumple
Resistencia $I_b$	125.74	65.46	35.67	Cumple
Evento Extremo	85.62	44.57	42.93	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 67 Chequeo de las presiones actuantes en la base del estribo para caso 1**

Estado	$V_u$ (Ton/m)	$M_{Vu}$ (Ton/m)	$M_{Hu}$ (Ton/m)	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$	
Resistencia I <sub>a</sub>	75.34	276.81	126.36	2.00	1.25	1.89	Cumple
Resistencia I <sub>b</sub>	125.74	438.28	126.36	2.48	0.77	2.53	Cumple
Evento Extremo	85.62	304.99	150.32	1.81	1.44	2.37	Cumple
Servicio	92.04	322.23	79.16	2.64	0.61	1.74	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

Mediante las anteriores comprobaciones se logra determinar que para el caso 1 de estribo más el puente, se cumplen todos los requerimientos estipulados en cuanto a estados límites provocados por las cargas últimas actuantes.

- **Caso 2 Estribo sin puente**

A diferencia del caso 1, el caso de análisis 2 se centra únicamente en las comprobaciones del estribo por sí solo, es decir sin agregar el peso del puente, esto para lograr determinar si el estribo con las dimensiones propuestas falla por sí solo antes de resistir las cargas del puente.

**Tabla 68 Cargas verticales últimas actuante para caso 2**

Cargas Verticales $V_u$				
Tipo	DC	EV	LS	$\Sigma =$
Carga	DC	EV	LS <sub>γ</sub>	$V_u$ (Ton)
<b>V (Ton)</b>	<b>35.52</b>	<b>41.70</b>	<b>3.35</b>	<b>80.57</b>
γ	0.90	1.00	0.00	<b>73.67</b>
Resistencia I <sub>a</sub>	<b>31.97</b>	<b>41.70</b>	<b>0.00</b>	
γ	1.25	1.35	1.75	<b>106.55</b>
Resistencia I <sub>b</sub>	<b>44.40</b>	<b>56.29</b>	<b>5.86</b>	
γ	1.00	1.00	0.50	<b>78.89</b>
Evento Extremo	<b>35.52</b>	<b>41.70</b>	<b>1.67</b>	
γ	1.00	1.00	1.00	<b>80.57</b>
Servicio	<b>35.52</b>	<b>41.70</b>	<b>3.35</b>	

Fuente: Elaboración propia (2022)



*Tabla 69 Momentos estabilizadores por cargas verticales para caso 2*

Momentos estabilizados por cargas verticales $M_{vu}$				
Tipo	DC	EV	LS	$\Sigma=$
Carga	DC	EV	$LS_y$	$M_{vu}$ (Ton)
<b><math>M_{vu}</math> (Ton-m)</b>	<b>103.45</b>	<b>180.39</b>	<b>15.74</b>	<b>299.58</b>
Y	0.90	1.00	0.00	<b>273.50</b>
Resistencia $I_a$	<b>93.11</b>	<b>180.39</b>	<b>0.00</b>	
Y	1.25	1.35	1.75	<b>400.38</b>
Resistencia $I_b$	<b>129.31</b>	<b>243.53</b>	<b>27.54</b>	
Y	1.00	1.00	0.50	<b>291.71</b>
Evento Extremo	<b>103.45</b>	<b>180.39</b>	<b>7.87</b>	
Y	1.00	1.00	1.00	<b>299.58</b>
Servicio	<b>103.45</b>	<b>180.39</b>	<b>15.74</b>	

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 70 Cargas horizontales ultimas actuantes para caso 2*

Cargas Horizontales $H_u$					
Tipo	LS	EH	EQ		$\Sigma=$
Carga	$LS_x$	EH	$E_{qterr}$	$0.5P_{IR}$	$H_u$ (Ton)
<b><math>H_u</math> (Ton)</b>	<b>2.74</b>	<b>18.26</b>	<b>10.83</b>	<b>10.41</b>	<b>31.83</b>
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	<b>32.19</b>
Resistencia $I_a$	<b>4.79</b>	<b>27.40</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	<b>32.19</b>
Resistencia $I_b$	<b>4.79</b>	<b>27.40</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	
Y	0.50	1.00	1.00	1.00	<b>40.87</b>
Evento Extremo	<b>1.37</b>	<b>18.26</b>	<b>10.83</b>	<b>10.41</b>	
Y	1.00	1.00	0.00	0.00	<b>21.00</b>
Servicio	<b>2.74</b>	<b>18.26</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Tabla 71 Momentos de vuelco por cargas horizontales para caso 2

Momentos de vuelco por cargas horizontales $M_{Hu}$					
Tipo	LS	EH	EQ		$\Sigma =$
Carga	$LS_x$	EH	$E_{qterr}$	$0.5P_{IR}$	$M_{Hu}$ (Ton-m)
<b><math>M_{Hu}</math> (Ton-m)</b>	<b>10.96</b>	<b>48.70</b>	<b>43.31</b>	<b>35.18</b>	<b>138.16</b>
$\Upsilon$	1.75	1.50	0.00	0.00	92.23
Resistencia $I_a$	<b>19.18</b>	<b>73.06</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	
$\Upsilon$	1.75	1.50	0.00	0.00	92.23
Resistencia $I_b$	<b>19.18</b>	<b>73.06</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	
$\Upsilon$	0.50	1.00	1.00	1.00	132.68
Evento Extremo	<b>5.48</b>	<b>48.70</b>	<b>43.31</b>	<b>35.18</b>	
$\Upsilon$	1.00	1.00	0.00	0.00	59.66
Servicio	<b>10.96</b>	<b>48.70</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	

Fuente: Elaboración propia (2022)

Las cargas y momentos últimos de las tablas anteriores se utilizan para poder comprobar y garantizar la estabilidad y resistencia del bastión del puente, según sea el caso de análisis.

Tabla 72 Chequeo de vuelco alrededor del punto A para caso 2

Estado	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton-m/m)	$M_{Hu}$ (Ton-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e_{max}$	
Resistencia $I_a$	73.67	273.50	92.23	2.46	<b>0.79</b>	<b>2.17</b>	Cumple
Resistencia $I_b$	106.55	400.38	291.71	1.02	<b>2.23</b>	<b>2.17</b>	Cumple
Evento Extremo	78.89	291.71	132.68	2.02	<b>1.23</b>	<b>2.38</b>	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 73 Chequeo de deslizamiento en base del estribo para caso 2

Estado	$V_u$ (Ton/m)	Resistente (Ton/m) $F_f = \mu (\phi T Vu)$	Actuante (Ton/m) $H_u$	
Resistencia $I_a$	73.67	38.35	32.19	Cumple
Resistencia $I_b$	106.55	55.47	32.19	Cumple
Evento Extremo	78.89	41.07	40.87	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

Se determina que el estribo resiste para este caso de análisis en donde solo se toma en cuenta las cargas del terreno y sus propias cargas internas, por lo que no fallará por las cargas actuantes dentro del mismo para el caso de análisis son el puente.

- *Cálculo del acero en el estribo*

Sabiendo que el puente es capaz de resistir los casos de análisis 1 y 2, se procede a hacer el cálculo del acero de refuerzo de este, para lo que se toman en cuenta las cargas actuantes últimas en la base de la pantalla.

*Tabla 74 Cargas actuantes en la base de la pantalla*

TIPO DE CARGA	CARGA DISTRIBUIDA		CARGA	$Y_p$	M
		(Ton/m)	(Ton)	(m)	(Ton-m)
LS	$p'$	0.342	2.23	3.25	7.23
EH	$p$	3.710	12.06	2.17	26.12
$EQ_{terr}$	$p''$	1.100	7.15	3.25	23.23
$0.5P_{IR}$		-	1.63	3.04	4.96
$P_{EQ}$		-	1.07	5.90	6.29
BR		-	1.99	8.30	16.52

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

*Tabla 75 Momento de diseño en base de pantalla para acero en flexión*

Momento de diseño en la base de la pantalla	
<p><b>Estado límite de resistencia <math>n = n_D n_R n_I = 1</math></b></p> $M_u = n (1.75 M_{LS} + 1.50 M_{EH} + 1.75 M_{BR})$	
<b>M<sub>u</sub></b>	<b>80.75 Ton-m</b>
<p><b>Estado límite de evento extremo <math>n = n_D n_R n_I = 1</math></b></p> $M_u = n (0.50 M_{LS} + 1.00 M_{EH} + 1.00 (M_{EQ} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50 M_{BR})$	
<b>M<sub>u</sub></b>	<b>72.48 Ton-m</b>

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 76 Determinación del acero en flexión de diseño*

As diseño						
Recubrimiento	5	cm				
Ancho análisis	1	m				
$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{1 f'c * b * d^2}$			w <sub>1</sub>	1.657		
			w <sub>2</sub>	0.038		
M (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	$\rho$	As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diámetro	Disposición
72.48	100	83.73	0.0025	<b>21.08</b>	<b>#8</b>	<b>#8 @ 0.24 m</b>
<b>Datos de la varilla</b>						
As	5.1	cm <sup>2</sup>				
db $\emptyset$	2.54	cm				

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 77 Comprobación del acero en flexión mínimo*

As mínimo							
	<b>a) <math>M_{cr} = 1.1 f_r * S</math></b>			<b>Verificación</b>			
$f_r$	33.63	kg/cm <sup>3</sup>		80.75	Ton-m	>	49.95 Ton-m
S	135000	cm <sup>3</sup>		<b>Resiste</b>			
$M_{cr}$	49.95	Ton-m					
	<b>b) <math>1.33 M_u</math></b>						
$M_u$	96.40	Ton-m					

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

En base a los cálculos realizados en las tablas previas referentes al acero, se logra determinar que el uno de varilla #8 @0.20m cumple los requerimientos de acero mínimo y acero de diseño, cabe destacar que a pesar de que la separación puede ser @0.24m se escoge la reparación de 0.20m debido a consideraciones constructivas.

En este caso se omite el análisis del acero máximo debido a que según la normativa AASHTO LRFD esta comprobación se elimina del diseño.

*Tabla 78 Diseño de acero por temperatura en la pantalla*

Acero por temperatura						
<b>Espesor promedio de la pantalla</b>	0.8	m				
<b>Altura</b>	4.4	m				
<b>As<sub>temp</sub></b>	6.092307692	cm <sup>2</sup> /m				
<b>2.33</b>	cm <sup>2</sup> /m	<	<b>6.092307692</b>	cm <sup>2</sup> /m	< <b>12.7</b> cm <sup>2</sup> /m	
		<b>Cumple</b>			<b>Cumple</b>	
<b>As diseño (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Disposición</b>				<b>Datos de la varilla</b>
<b>6.09</b>	<b>#4</b>	<b>#4</b>	<b>@</b>	<b>0.21 m</b>	<b>As 1.29 cm<sup>2</sup></b>	
					<b>db Ø 1.27 cm</b>	
<b>Verificación de la separación</b>						
<b>S<sub>máx</sub></b>	2.4	m				
<b>0.45</b>	>	<b>0.21</b>	<b>Cumple</b>			
<b>Usar:</b>	<b>#4 @ 0.20 m</b>					

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Se realiza el diseño del acero por temperatura esto debido a que no se cuenta con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla.

Al realizar el diseño y las comprobaciones respectivas se obtiene que colocando varilla #4 @0.20m cumple los requerimientos.

*Tabla 79 Revisión de fisuración por distribución de la armadura*

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio						
Brazo $j_d$ entre las cargas	77.14	cm				
<i>Esfuerzo del acero</i>						
$M_s / J_d * A_s$	1648.0	kg/cm <sup>2</sup>	<	0.6F <sub>y</sub>	2520	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ss}$	<b>1648</b>	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>				
<i>Esfuerzo del acero</i>						
	1.11					
<i>Análisis para la condición de exposición más severa</i>						
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{S_{max} \cdot 0.7(h - d_c)}$	=	38.85	cm	>	24	cm <b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración propia (2022)

Tabla 80 Revisión de cortante parte 1

Revisión por corte					
<b>Cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia</b>					
<b>Tamaño de la franja de estribo</b>		1	m		
$V_u = n (1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR})$					
$V_u$	25.46	Ton			
<b>Cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de evento extremo</b>					
$V_u = n (0.5V_{LS} + 1.00V_{EH} + 1.00V_{EQ} + 0.5V_{BR})$					
$V_u$	24.01	Ton			
<b>Se toma para el diseño el valor más crítico</b>					
$V_u$	25.46	Ton			
<b>Cortante resistente del concreto <math>V_r</math></b>					
$V_n = \text{Min}$	}	$V_c + V_s + V_p$	39.43	Ton	
		$0.25f'_c * b_v * d_v + V_p$	573.09	Ton	
		$V_c$	39.43	Ton	
		$V_n$	39.43	Ton	
$b_v$	100	cm			
$d_e$	83.73	cm			
$d_v$	81.87	cm			
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	3.72	cm			
$0.72 * h$	64.8	cm	<	$d_v$	81.87 cm
<b>Cumple</b>					

Fuente: Elaboración propia (2022)



Tabla 81 Revisión por cortante parte 2

<b>Cálculo de <math>\beta</math></b>					
$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$					
$M_u$	80.75	Ton-m	>	$V_u * d_v$	20.85 Ton-m
<b>Cumple</b>					
$\varepsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} +  V_u }{E_s A_s}$ <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>\varepsilon_s</math></div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><b>0.0029</b></div> </div> $s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg.)}$ <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>s_{xe}</math></div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><b>32.23</b></div> <div style="font-size: 0.8em;">"</div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>\beta</math></div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><b>1.09</b></div> </div>					
<b>Comprobacion</b>					
$V_r$	35.49	Ton	>	$V_u$	25.46 Ton
<b>Cumple</b>					

Fuente: Elaboración propia (2022)

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un bastión, sin embargo, se revisa el grosor de la pantalla para poder garantizar que no se requiera el uso de una armadura transversal.

Tabla 82 Momento de diseño en cara vertical de la pantalla

<b>Momento de diseño en cara vertical de pantalla</b>		
$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS})$		
$M_u$	157.38	Ton-m

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 83 Acero de diseño en sección superior de la zapata*

As diseño						
Recubrimiento	7.5	cm				
Ancho análisis	1	m				
$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{0.9 f'_c * b * d^2}$				w <sub>1</sub>	1.663	
				w <sub>2</sub>	0.032	
M (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	$\rho$	As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diámetro	Disposición
157.38	100	141.55	0.0021	29.98	#6	#6 @ 0.10 m
<b>Datos de la varilla</b>						
As	2.84	cm <sup>2</sup>				
db $\emptyset$	1.91	cm				

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 84 Comprobación de acero mínimo en parte superior de la zapata*

As mínimo						
<b>a) <math>M_{cr} = 1.1 f_r * S</math></b>			<b>Verificación</b>			
f <sub>r</sub>	33.63	kg/cm <sup>3</sup>	157.38	Ton-m	>	138.74 Ton-m
S	375000	cm <sup>3</sup>	<b>Resiste</b>			
M <sub>cr</sub>	138.74	Ton-m				
<b>b) <math>1.33 M_u</math></b>			<b>Usar:</b>			
M <sub>u</sub>	209.32	Ton-m	<b>#6 @ 0.10 m</b>			

Fuente: Elaboración propia (2022)

Al realizar el diseño y las comprobaciones respectivas se obtiene que colocando varilla #6 @0.10m cumple los requerimientos de acero de diseño y acero mínimo, como se vio comento anteriormente, el chequeo por acero máximo se omite por norma.

*Tabla 85 Comprobación de acero por temperatura*

Acero por temperatura				
<b>Espesor de la zapata</b>	6.5	m		
<b>Altura</b>	1.5	m		
<b>A<sub>Temp</sub></b>	10.97	cm <sup>2</sup> /m		
<b>2.33</b>	cm <sup>2</sup> /m	<	<b>10.969</b>	cm <sup>2</sup> /m < <b>12.7</b> cm <sup>2</sup> /m
		<b>Cumple</b>		<b>Cumple</b>
				<b>Datos de la varilla</b>
<b>As diseño (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Disposición</b>		
<b>10.97</b>	<b>#4</b>	<b>#4</b>	<b>@</b>	<b>0.12 m</b>
				<b>As 1.29 cm<sup>2</sup></b>
				<b>db Ø 1.27 cm</b>
<b>Verificación de la separación</b>				
<b>0.45</b>	<b>&gt;</b>	<b>0.12</b>	<b>Cumple</b>	
<b>Usar:</b>	<b>#4 @ 0.10 m</b>			

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

El diseño de acero por temperatura da como resultado varilla #4 a cada 0.12m, sin embargo, por consideraciones constructivas se elige un espaciamiento entre varillas de 0.10m.

*Tabla 86 Revisión por cortante en sección superior de la zapata parte 1*

Revision por cortante					
<b>Cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de resistencia</b>					
<b>Tamaño de la franja de estribo</b>	1	m			
$V_u = n (1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS})$					
<b><math>V_u</math></b>	<b>76.76</b>	<b>Ton</b>			
<b>Cortante resistente del concreto <math>V_r</math></b>					
<b><math>V_n = \text{Min}</math></b>	}	$V_c + V_s + V_p$	123.18	Ton	
		$0.25f'_c * b_v * d_v + V_p$	972.30	Ton	
		<b><math>V_c</math></b>	<b>123.18</b>	<b>Ton</b>	
		<b><math>V_n</math></b>	<b>123.18</b>	<b>Ton</b>	
<b><math>b_v</math></b>	100	cm			
<b><math>d_e</math></b>	141.55	cm			
<b><math>d_v</math></b>	138.90	cm			
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} =$	5.29	cm			
<b><math>0.72 * h</math></b>	108	cm	<	<b><math>d_v</math></b>	138.90 cm
<b>Cumple</b>					

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

**Tabla 87 Revisión por cortante en sección superior de la zapata parte 2**

<b>Cálculo de <math>\beta</math></b>						
$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$						
<b><math>M_u</math></b>	157.38	<b>Ton-m</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>V_u * d_v</math></b>	106.62	<b>Ton-m</b>
<b>Cumple</b>						
$\varepsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} +  V_u }{E_s A_s}$						
		<b><math>\varepsilon_s</math></b>		<b>0.0031</b>		
$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg.)}$						
		<b><math>s_{xe}</math></b>		<b>54.69</b> "		
<b><math>\beta</math></b>		<b>2.00</b>				
<b>Comprobacion</b>						
<b><math>V_r</math></b>	110.87	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>V_u</math></b>	76.76	<b>Ton</b>
<b>Cumple</b>						

Fuente: Elaboración propia (2022)

Todas las consideraciones de diseño para el acero superior de la zapata cumplen con los requisitos, por lo que el acero seleccionado puede ser utilizado.

**Tabla 88 Valores de diseño para el acero inferior de la zapata**

<b>Valor crítico de diseño es el de evento extremo</b>		
<b>V<sub>ue</sub></b>	125.74	<b>Ton m</b>
<b>Presiones actuantes en la base del estribo</b>		
<b>q<sub>1,u</sub></b>	33.08	<b>Ton/m</b>
<b>q<sub>2,u</sub></b>	5.61	<b>Ton/m</b>
<b>Momento actuante crítico</b>		
<b>M<sub>u</sub></b>	39.46	<b>Ton-m</b>

Fuente: Elaboración propia (2022)

**Tabla 89 Acero de diseño para la sección inferior de la zapata**

<b>As diseño</b>						
<b>Recubrimiento</b>	7.5	<b>cm</b>				
<b>Ancho análisis</b>	1	<b>m</b>				
$0.59 * w^2 - w +$	$\frac{M_u}{0.9 f'c * b * d^2}$		<b>w<sub>1</sub></b>	1.687		
			<b>w<sub>2</sub></b>	0.008		
<b>M (Ton-m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>As diseño (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Disposición</b>
39.46	100	141.55	0.0005	<b>7.41</b>	<b>#6</b>	<b>#6 @ 0.4 m</b>
<b>Datos de la varilla</b>						
<b>As</b>	2.84	<b>cm<sup>2</sup></b>				
<b>db Ø</b>	1.91	<b>cm</b>				

Fuente: Elaboración propia (2022)

*Tabla 90 Comprobación de acero mínimo en sección inferior de la zapata*

As mínimo				
As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición		
19.10	#6	#6	@	0.10 m
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.371 \text{ cm}$ $M_u = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 100.98 \text{ Ton-m}$ <p style="text-align: center;"><b>Comprobacion</b></p>				
<b>M<sub>u</sub></b>	100.98	<b>Ton-m</b>	>	52.49 <b>Ton-m</b>
Resiste				
Usar:				
#6 @ 0.1 m				

*Fuente: Elaboración propia (2022)*

Al igual que en la sección superior de la zapata, colocando varilla #4 a una separación de 0.10 m cumple con los requerimientos necesarios.

Tabla 92 Revisión por cortante en la sección inferior de la zapata

Revisión por cortante					
<i>Cortante actuante a distancia <math>d_v</math> de la cara de la pantalla</i>					
$V_u$	6.58	Ton			
<i>Cortante resistente del concreto <math>V_r</math></i>					
$V_n = \text{Min}$	$\left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f'_c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right.$	$V_c + V_s + V_p$	124.04	Ton	
		$0.25f'_c * b_v * d_v + V_p$	979.02	Ton	
		$V_c$	124.04	Ton	
		$V_n$	124.04	Ton	
$b_v$	100	cm			
$d_e$	141.55	cm			
$d_v$	139.86	cm			
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	= 3.37	cm			
$0.72 * h$	108	cm	<	$d_v$	139.86 cm
<b>Cumple</b>					
<i>Cálculo de <math>\beta</math></i>					
$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$					
$M_u$	100.98	Ton-m	>	$V_u * d_v$	9.20 Ton-m
<b>Cumple</b>					
$\epsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} +  V_u }{E_s A_s}$				$\epsilon_s$	0.0020
$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$ (pulg.)				$s_{xe}$	55.06 "
$\beta$	2.00				
<i>Comprobación</i>					
$V_r$	111.63	Ton	>	$V_u$	6.58 Ton
<b>Cumple</b>					

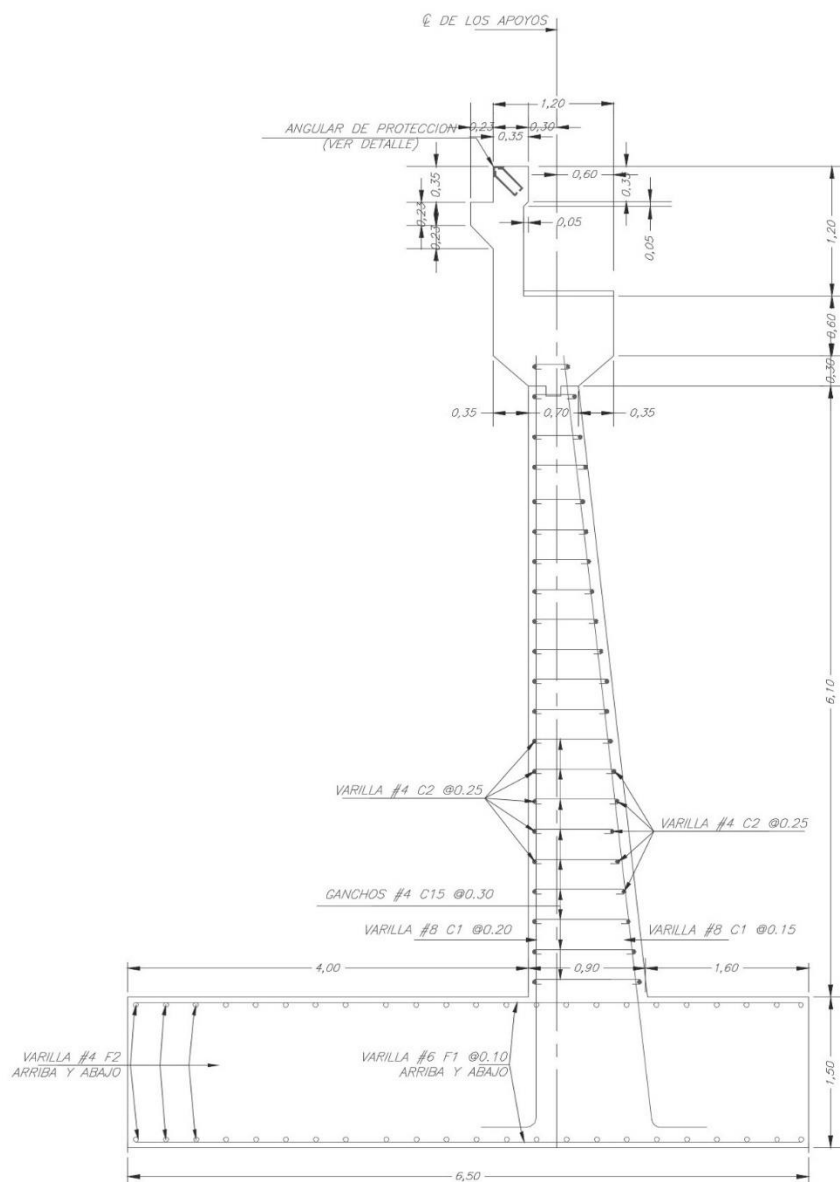
Fuente: Elaboración propia (2022)



Todas las consideraciones de diseño para el acero superior de la zapata cumplen con los requisitos, por lo que el acero seleccionado puede ser utilizado en los diámetros y espaciamientos especificados, estos no pueden ser variados.

En la siguiente ilustración se puede apreciar de una mejor manera el diseño del bastión, donde se presentan sus refuerzos, espesores de pantalla, dimensiones de la cimentación, entre otros aspectos importantes.

**Ilustración 32 Detalle de sección transversal del bastión**



**Fuente: Elaboración propia (2022)**

## Capítulo V

## 5. Conclusiones

Se realizó una inspección visual del puente construido actualmente sobre la cuenca del Río Copey, a partir de dicha inspección visual y en base a en base a la guía para la determinación de la condición de puentes del Lanamme, se generó un informe del estado actual del puente, en donde se encontraron falencias estructurales importantes, principalmente en los bastiones y el los rellenos de aproximación al puente, en el caso de los bastiones, específicamente el bastión norte presenta problemas en su escollera de protección, problema por el cual se están dando inicios de socavamiento en los cimientos del mismo.

El relleno de aproximación norte presenta un peligro de colapso prácticamente inminente, esto es debido a que por varias avenidas máximas en el cauce del río se han ido desprendiendo partes de sus paredes de protección, en algunos tramos estas paredes de protección son inexistente por lo que el río ha sido capaz de llevarse gran cantidad de material de estos, situación que pone en riesgo tanto a la estructura del puente en si, como a los edificios aledaños al cauce del río.

Sumados a estos problemas existen otros que suman para obtener una calificación global del puente o CP, la cual según se detalla en el informe presente en el apéndice 1 es una calificación de categoría 4, lo cual según la guía de inspección es una condición de estado seria, la cual determina que el puente requiere un pronta atención para poder subsanar los problemas presentes en el puente, cabe recalcar que no se establece que el puente deba de ser demolido para construir otro nuevo en su lugar, esto no sucede ni en la categoría más alta de la guía la cual es una condición de falla inminente, en donde inclusive en estos casos se propone la posibilidad de reparar el puente.

Entrando en la sección del diseño estructural del puente, antes de poder realizar los cálculos respectivos se analizaron los estudios brindados por la Municipalidad de Garabito y la asociación de desarrollo de la comunidad, en donde en el caso del estudio hidrogeológico se determina que la altura de avenida máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 5.5 metros, a pesar de que la normativa costarricense permite y sugiere seleccionar este nivel de avenida máxima con un periodo de retorno de tan solo 50 años, se decide trabajar con el

periodo de 100 años debido a que es el que sugieren gran cantidad de normas internacionales para el diseño de puentes.

El nivel de la elevación de diseño se establece a una altura de 7 metros, esto debido a que a la altura de avenida máxima se le adicionan 1.5 metros referentes a la distancia que debe de tener el puente respecto al espejo de agua en una avenida máxima, este valor de 1.5 metros se escoge de una manera prácticamente empírica, debido a que según la norma para cuencas que no arrastran palizadas este es el valor de luz mínima, para determinar si arrastra o no se realizó una visita al sitio luego de una inundación donde se observó que la cuenca no arrastra palizadas dentro de la misma.

El ancho de la sección del puente se determina de una dimensión de 9.70 metros, dentro de los cuales se incluyeron las aceras a ambos lados de la estructura y los dos carriles vehiculares, en cuanto a longitud de la estructura esta se establece de 20.4 metros.

Con estas dimensiones se generó el diseño del puente y luego de realizar todos los chequeos que se especifican en las normativas de diseño, se determinaron que las vigas de tipo W, específicamente las 30x261, cumplen de una buena manera y sin generar un sobre diseño de estas a como se puede ver en la sección 4.2.5 del documento.

Debido a la longitud del puente se tuvo que diseñar un traslape para unir las vigas y así lograr que cumplan con el largo necesitado para la elaboración de la estructura.

Para este caso según el análisis realizado no se necesita la presencia de vigas diafragma en la estructura, esto debido a que se incluye en el diseño conectores de cortante de tipo Nelson Stud, sobre cada una de las vigas, estos conectores trabajan en conjunto con la losa monolítica de concreto y evitan que se generen pandeos o rotaciones locales en las vigas de acero W30x26.

El ultimo análisis realizado fue el diseño de los bastiones que soportaran al puente una vez construido, dentro de las dimensiones que se seleccionaron para el diseño a se encuentran una altura de 8 metros, una base de cimiento de 6.5 metros y un espesor de cimentación de 1.5 metros, las demás dimensiones se pueden ver en la tabla 55 de la sección 4.2.6.

Con valores y junto con los datos del estudio geotécnico se procedió a diseñar los bastiones, en donde todos los requerimientos para los casos de análisis 1 y 2, cumplieron, lo que da la garantía de que los bastiones resistirán todas las fuerzas actuantes del puente.

Por último, como complemento a todos los cálculos del diseño, se elaboró un plano constructivo de la estructura, en donde se puede observar todo lo referente al diseño, dentro de los cual destacan las secciones transversales del puente y bastiones, donde se logra ver el acero de diseño y las dimensiones de los elementos, así como plantas y detalles constructivos del puente.

## 5.1 Recomendaciones

A pesar de que el análisis dió como resultado no requerir el uso de vigas diafragma, dentro de la etapa constructiva del puente se pueden colocar elementos transversales para evitar el volcamiento de una de las vigas durante la construcción, estos elementos pueden ser removidos una vez finalizada la construcción o se pueden diseñar elementos para que puedan quedar fijos a lo largo de la vida útil del puente y así dar un extra de residencia a las vigas principales y a la estructura en general.

Las vigas W30x261 al tener un traslape estas por temas constructivos y estructurales no pueden quedar todos en un mismo eje ya que puede esto puede generar un posible fallo estructural, por lo que lo mejor en términos estructurales es colocar los traslapes alternados uno de otro, para así distribuir las fuerzas actuantes sobre los mismos.

Los drenajes pluviales colocados en el tablero del puente deben salir aproximadamente 0.40 m por debajo de las vigas de acero, esto para evitar posibles problemas de corrosión y deterioro a futuro.

Se debe de realizar un presupuesto detallado del monto de la obra, con el cual la municipalidad pueda tener una noción del monto estimado de la construcción, para así evaluar si es factible o no construir el puente.

## Bibliografía

- Agüero, P. (2018, 23 marzo). *PUENTES TIPO CAJÓN: UN CLÁSICO VIGENTE QUE SURGIÓ DE UNA GRAN NECESIDAD* [Blog Lanamme]. Blog Lanamme.  
<http://bloglanammeucr.blogspot.com/2018/03/puentes-tipo-cajon-un-clasico-vigente.html>
- Anchía, R. J. (2018). *Guia para el diseño de puentes vehiculares es en Costa Rica*. Universidad de Costa Rica.
- Araya, J. (2014). *Manual centroamericano de dispositivos uniformes para el control de tránsito* [Diapositivas]. Lanamme.  
<https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/774/Presentaci%C3%B3n%20del%20Manual%20de%20Se%C3%B1ales.pdf?sequence=3&isAllowed=y>
- Bonilla, H. (2012). *Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15 m*. Tecnológico de Costa Rica.
- Calero, M. M. (2021, 5 octubre). *Informe revela que la construcción es una enorme fuente de empleo*. Revista Construir. <https://revistaconstruir.com/informe-revela-que-la-construccion-es-una-enorme-fuente-de-empleo/>
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2013). *Lineamientos para el diseño sismorresistente de puentes*. LanammeUCR.  
<https://www.codigosismico.or.cr/images/lineamientos.pdf>
- Fundación Aquae. (2021, 11 agosto). *Cloaca Máxima: gestión de aguas en Roma - Fundación Aquae*. <https://www.fundacionaquae.org/wiki/se-trataban-las-aguas-residuales-la-antigua-roma/>
- Jai, Kim & Eberle. (2013). *Simplified LRFD Bridge Design* (1.). CRC Press.

Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica.

(2018). *Metodología para la evaluación de aceras como parte de la gestión de activos urbanos en Costa Rica* (N.º 8). Universidad de Costa Rica.

<https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/1134/Bolet%C3%ADn%208%20%20Metodolog%C3%ADa%20para%20la%20evaluaci%C3%B3n%20de%20aceras%20como%20parte%20de%20la%20gesti%C3%B3n%20de%20activos%20urbanos%20en%20Costa%20Rica.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Lanamme. (2015). Guía para la determinación de la condición de puentes en Costa Rica mediante inspección visual. *Programa de infraestructura del transporte*.

Lanamme. (2021). *Informe de la evaluación de la red vial nacional pavimentada de Costa Rica* (INF-0193). Universidad de Costa Rica.

<https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/2270/EIC-Lanamme-INF-0193-2021?sequence=1&isAllowed=y>

López, J. S., Bedoya, C. J. & Jiménez, J. S. (2019). *Chirajara: Impacto social, económico y ambiental*. Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería.

<https://acofipapers.org/index.php/eiei/article/view/199/192>

Materola, J. (1984). *Informe de la construcción* (Volumen 36). Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Méndez, R. (2020). *Puentes con aroma de café*. UNED.

<https://www.uned.ac.cr/extension/extension-en-accion/historiando-costarica/693-historiando-costarica>



Ministerio de transporte y comunicaciones. (2016). *Manual de puentes Perú*.

[https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf](https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf)

MOPT. (s. f.-a). *Lista de verificación para diseños de puentes*.

<https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/159d542a-b0bd-4e83-b1fd-50f182e7dbfd/puentes-2.pdf?MOD=AJPERES>

MOPT. (s. f.-b). *Términos de referencia técnicos para estudios geológicos y geotécnicos*.

<https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/1f1ff2dd-0efd-4be8-bff4-5a9bb54c0cf1/etsuelos.doc?MOD=AJPERES>

MOPT. (s. f.-c). *TERMINOS DE REFERENCIA TECNICOS PARA ESTUDIOS*

*HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS PARA PUENTES*.

<https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/27e089c0-24bf-47e4-b3d4-90bb757d77a7/tr-hidrologicos-hidraulicos.pdf?MOD=AJPERES>

MOPT. (2007). *Manual de inspección de puentes*.

[https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/31625228-76c4-44cf-963e-8d8b31540a79/manual\\_inspeccion2007.pdf?MOD=AJPERES](https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/31625228-76c4-44cf-963e-8d8b31540a79/manual_inspeccion2007.pdf?MOD=AJPERES)

Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura. (2017). *Informe*

*Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2017*  
*Aguas residuales: el recurso desaprovechado*. UNESCO.

[https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000247552\\_spa](https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000247552_spa)

Plasencia, P. (s. f.). *Vista de Puentes, sociedad e ingeniería*. Informes de la construcción.

<https://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/articulo/view/3487/3922>

Rodriguez, A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020* (9.<sup>a</sup> ed.). El Depósito Legal.

Secretaria de Integración Económica Centroamericana (SIECA). (2021). *Manual*

*Centroamericano de Lineamientos para la Planificación y Diseño de Puentes y Obras de Paso* (Primera edición). <https://web-sieca.s3.ca-central-1.amazonaws.com/comitran/archivos%20num%203/Manual%20PyOP.pdf>

Thomson, I. & Bull, A. (2001). *La congestión del tránsito urbano: causas y consecuencias económicas y sociales* (N.º 25). Comisión Económica para América Latina y el Caribe. [https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/6381/1/S01060513\\_es.pdf](https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/6381/1/S01060513_es.pdf)

Vargas-Alas, L. G. (2017). *Historia, comportamiento y retos del puente Rafael Iglesias* (N.º 8). Universidad de Costa Rica.

[https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/1117/N8\\_V2.pdf?sequence=4&isAllowed=y](https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/1117/N8_V2.pdf?sequence=4&isAllowed=y)

Zhao, J. & Tonnias, D. (2012). *Bridge Engineering, Third Edition* (3 ed.). McGraw-Hill Education.

## Glosario

**Arco:** Aquel elemento constructivo lineal de forma curvada que tiene como misión o fin salvar el espacio entre dos pilares o muros.

**Bastión:** Parte de la subestructura que sirve de apoyo al extremo de todo un tramo en un puente. Sirve además de muro de retención al relleno que se encuentra en la parte trasera

**Calzada:** Parte central de la calle comprendida entre dos aceras y con firme empedrado o asfaltado.

**Cloaca:** Concavidad del terreno o conducto, generalmente subterráneo, que recoge el agua de la lluvia y las aguas residuales.

**Concreto:** El concreto es un material que para endurecer sólo necesita agua durante el mezclado,

**CSCR:** Código Sísmico de Costa Rica

**Flujo vehicular:** es el fenómeno causado por el flujo de vehículos en una vía, calle o autopista.

**Fundición:** proceso de fabricación de piezas, comúnmente metálicas pero también de plástico, consistente en fundir un material e introducirlo en una cavidad llamada molde, donde se solidifica.

**LanammeUCR:** Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales

**Pre esforzado:** creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia.

**Quebrada:** Paso estrecho y abrupto entre montañas.

**Socavamiento:** Excavar por debajo alguna cosa, dejándola en falso o sin apoyo

**Parapeto:** Muro de contención en bastión para proteger a las vigas.

**Bastión:** Parte de la subestructura que sirve de apoyo a los extremos de un puente.

**Cajuela:** Sección del bastión donde descansan las vigas.

**Avenida máxima:** Máximo caudal que se puede presentar a la salida de una cuenca.

**Cuenca:** Territorio drenado por un único río

**Periodo de retorno:** Lapso de años promedio en el cual se espera que un evento extremo ocurra.

**Diafragma:** Estructura que tiene la función de amarrar otra estructura de tal manera que formen un conjunto.

**Flexión:** Movimiento que consiste en doblar un cuerpo

**Deformación:** Estado de un cuerpo en el cual no puede volver a su estado inicial.

**Compresión:** Acción de comprimir un cuerpo conservando su densidad, pero reduciendo su tamaño.

**Torsión:** Aplicación de una fuerza sobre el eje longitudinal de un elemento

**Momento de inercia:** Es cuando un cuerpo gira entorno a uno de sus ejes principales

**Fuerza cortante:** Fuerza aplicada paralelamente al eje longitudinal de un elemento

**Fluencia:** Deformación dependiente del tiempo, debido a una carga a lo largo del tiempo

**Fatiga:** Cuando un material se somete a ciclos repetidos de tensión.

# **Apéndice 1. Calificación de la condición de puente**

**CALIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PUENTE SEGÚN LA EVALUACIÓN VISUAL**

<b>Nombre del puente</b>	Puente Río Copey - Garabito, Avenida Pastor Diaz	<b>Importancia Operacional (LDSP 2013)</b>	Convencional	<b>Código importancia</b>	CO
<b>Fecha Evaluación</b>	27/10/2022	<b>TPD (veh/día)</b>	No Aplica	<b>Edad (años)</b>	No Aplica
<b>Año de construcción o diseño</b>	No Aplica	<b>Vida de diseño según código (años)</b>	50	<b>Vida de servicio remanente (LDSP 2013)</b>	ASL 2

	ELEMENTO	RE	GD	DESCRIPCIÓN DE DAÑOS	Tipo de falla	FCF	CE <sub>1</sub>
SEGURIDAD VIAL	Barrera vehicular (puente)	2	1	Desplazamiento lateral de barrera. Barrera aguas arriba sin pintura	B	0.8	2
	Barrera vehicular (accesos)	1	2	No cumple con los requerimientos según normativa. Daños estructurales	A	0.6	2
	Aceras	1	2	Muy angostas. No tienen protección para los peatones	A	0.6	2
	Señalización Vial	1	3	No se encuentran señales en la vía que indique aproximación al puente	A	0.6	3
	Rotulación Carga/Altura Máxima	No Aplica		No se observa rotulación, sin embargo es requerida			
	Iluminación	No Aplica		No se observa iluminación, ni aparenta ser requerida			
ACCESORIOS	Superficie de rodamiento (puente)	1	1	Inicios de piel de cocodrilo en la superficie	A	0.6	1
	Sistema de drenaje	1	3	Obstruido con escombros, basura y materia vegetal	A	0.6	3
	Juntas de expansión	No Aplica		No se presentan juntas de expansión			
ACCESOS	Superficie de rodamiento (acceso)	1	2	Piel de cocodrilo e inicios de corrimiento en la carpeta en el acceso sur	A	0.6	2
	Relleno de aproximación	2	1	Se observan pequeños derrumbes de material en el costado norte del puente	B	0.8	2
	Losa de aproximación	No insp.		No se tuvo acceso visual			
	Muros de contención en accesos	No Aplica		No se observaron muros en los accesos			
SUPERESTRUCTURA TIPO VIGAS	Tablero	3	2	Grietas aisladas y desprendimiento de material	C	0.8	3
	Vigas principales de acero	3	2	Corrosión importante en algunas secciones de viga	C	0.8	3
	Vigas diafragma de acero	2	2	Corrosión general. Humedad y vegetación presente en vigas sobre bastión norte	B	0.8	3
	Sistemas de arriostramiento de acero	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
SUBESTRUCTURA	Apoyos	No insp.		No se tuvo acceso visual			
	Aletones	2	3	Grietas y mucho desprendimiento del material	B	0.8	4
	Bastiones: Viga Cabezal	3	2	Grietas y desprendimiento de material	C	0.8	3
	Bastiones: Cuerpo	3	3	Agrietamiento, desprendimiento de material, vegetación creciendo dentro de las grietas	C	0.8	4
	Bastiones: Cimentación	No insp.		No se tuvo acceso visual	C	0.8	1
	Pilas: Viga cabezal	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
	Pilas: Cuerpo tipo columna	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
	Pilas: Cuerpo tipo marco	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
	Pilas: Cuerpo tipo muro o marco	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
	Pila: Cimentación	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
ELEMENTOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	Longitud de asiento (pedestales)	No insp.		No se tuvo acceso visual			
	Llaves de corte	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
	Cadenas / anclajes / postensión externa	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
	Dispositivos especiales	No Aplica		El puente no posee estos elementos			
ELEMENTOS DE PROTECCIÓN HIDRÁULICA	Protección de taludes de rellenos	2	3	Algunos elementos de protección están al borde del colapso	C	0.8	4
	Escollera de protección	2	3	Daños importantes en el bastión norte	C	0.8	4
	Protección de socavación en pilas	No Aplica		El puente no posee estos elementos			

CP = **4**  
CONDICIÓN SERIA

## **Apéndice 2. Diseño de losa de concreto**

Anchos de tramo efectivos						
$b_{e,int}$	5	ft	60	in	1.52	m
$b_{e,ext}$	5.8	ft	69.6	in	1.77	m

### Vigas internas

Calculo de cargas muerta non composite				
DC <sub>Losa</sub>	0.5	kips/ft	0.744	ton/m
DC <sub>Tope</sub>	0.03	kips/ft	0.047	ton/m
DC <sub>Acero</sub>	0.27	kips/ft	0.408	ton/m
DC <sub>stay in place forms</sub>	0.078	kips/ft	0.116	ton/m
<b>DC<sub>1</sub></b>	<b>0.884</b>	<b>kips/ft</b>	<b>1.315</b>	<b>ton/m</b>

Calculo de fuerzas internas				
L	25	ft	7.62	m
V <sub>DC1</sub>	11.05	kips	5.01	tonf
M <sub>DC1</sub>	69.05	ft-kips	9.55	tonf-m

Calculo de cargas muerta composite				
DC <sub>Barreras</sub>	0.167	kips/ft	0.248	ton/m
<b>DC<sub>2</sub></b>	<b>0.167</b>	<b>kips/ft</b>	<b>0.248</b>	<b>ton/m</b>

Calculo de fuerzas internas				
L	25	ft	7.62	m
V <sub>DC2</sub>	2.08	kips	0.94	tonf
M <sub>DC2</sub>	13.02	ft-kips	1.80	tonf-m

Fuerza internas totales de la losa				
V <sub>DC</sub>	13.13	kips	5.96	tonf
M <sub>DC</sub>	82.07	kips	37.23	tonf

Carga muerta de la superficie de rodamiento				
DW <sub>FWS</sub>	0.279	kips/ft	0.415	ton/m

Calculo de fuerzas internas de la superficie de rodamiento				
l	25	ft	7.62	m
V <sub>DW</sub>	3.49	kips	1.58	tonf
M <sub>DW</sub>	21.79	ft-kips	3.01	tonf-m

Resumen de fuerza internas				
V <sub>DC</sub>	13.13	kips	5.96	tonf
M <sub>DC</sub>	82.07	ft-kips	11.35	tonf-m
V <sub>DW</sub>	3.49	kips	1.58	tonf
M <sub>DW</sub>	21.79	ft-kips	3.01	tonf-m

Calculo de momento por la carga viva + impacto				
$M_{LL} = 0.8 * (\frac{S+2}{32}) * P$				
M <sub>LL</sub>	2.8	ft-kips	0.39	tonf-m
<b>M<sub>LL+I</sub></b>	<b>3.724</b>	<b>ft-kips</b>	<b>0.51</b>	<b>tonf-m</b>

Momento ultimo por cargas sobre la losa				
$M_U = 1.3M_{DC} + 2.17M_{LL+I}$				
M <sub>U losa</sub>	11.63	ft-kips	1.61	tonf-m

Calculo de acero de refuerzo superior				
t <sub>s</sub>	8	in	20.32	cm
d	1	in	2.54	cm
Varilla propuesta			#5	
Ø Varilla	0.63	in	1.59	cm
<b>d<sub>efectiva</sub></b>	<b>6.69</b>	<b>in</b>	<b>16.99</b>	<b>cm</b>

Comprobación de la propuesta				
Varilla propuesta			#5	
Área	0.31	in <sup>2</sup>	1.98	cm <sup>2</sup>
A cada	8	in	20.32	cm
<b>A<sub>s</sub></b>	<b>0.46</b>	<b>in<sup>2</sup></b>	<b>2.97</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
a	0.68	in	1.72	cm
φM <sub>n</sub>	13.15	ft-kips	1.82	tonf-m
M <sub>U</sub>	11.63	ft-kips	1.61	tonf-m
<b>Cumple</b>				
φM <sub>n</sub> /M <sub>U</sub>	13%		No hay sobre diseño	
Usar varilla # 5 @ 20 cm				

Calculo de acero inferior				
S	5	in	12.70	cm
D	98.39%		$D = \frac{220}{\sqrt{S}}$	
<b>Cumple</b>				
Usar 67% por norma				
<b>A<sub>s</sub> * (67%)</b>	<b>0.31</b>	<b>in<sup>2</sup>/ft</b>	<b>6.68</b>	<b>cm<sup>2</sup>/m</b>

Espaciamiento				
Varilla propuesta			#5	
Área	0.31	in <sup>2</sup>	1.98	cm <sup>2</sup>
A cada	8	in	20.32	cm
<b>A<sub>s</sub></b>	<b>0.46</b>	<b>in<sup>2</sup></b>	<b>2.97</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
Usar varilla # 5 @ 20 cm				



## **Apéndice 3. Diseño vigas de acero**

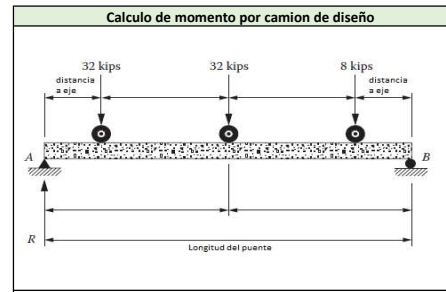
Calculo de relación acero-concreto			
$E_c$	3834	kips/in <sup>2</sup>	
$E_s$	29000	kips/in <sup>2</sup>	
$n$	8		

Distancia del centro de gravedad de la losa y la viga			
$e_g$	21.8	in	55.37
			cm

Rigidez longitudinal			
$K_g$	375852	in <sup>4</sup>	15644131.27
			cm <sup>4</sup>

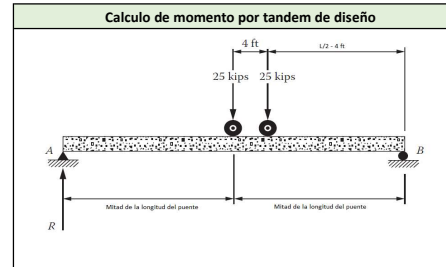
Factor de distribución para vigas interiores			
Factor de distribución de momento			
$DFM_{mi}$	0.361	carriles	
Factor de distribución de cortante			
$DFV_{mi}$	0.596	carriles	

Factor de distribución para vigas exteriores			
Factor de distribución de momento para vigas exteriores			
$e$	0.9898		
$DFM_{me}$	0.358	carriles	
Factor de distribución de cortante para vigas exteriores			
$e$	0.8		
$DFV_{me}$	0.4770	carriles	



Longitud	66.9	ft	20.40	m
dist <sub>a ejes</sub>	19.5	ft	5.93	m

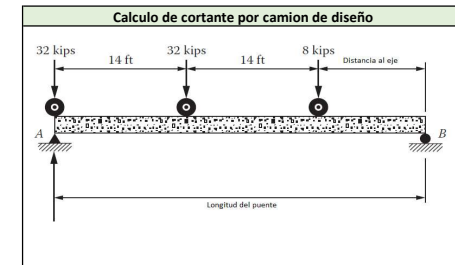
Reacciones				
$A_y$	41	kips	18.60	tonf
$B_y$	31	kips	14.06	tonf
Momento por el camión de diseño				
$M_{lr}$	924.05	ft-kips	127.75	tonf-m



Longitud	66.93	ft	20.40	m
dist <sub>a eje</sub>	29.46	ft	8.98	m

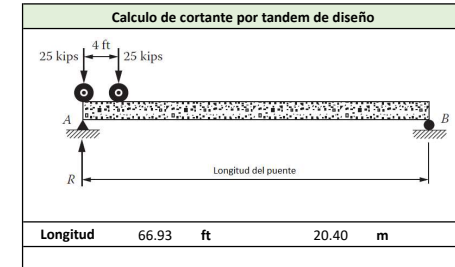
Reacciones				
$A_y$	26.49	kips	12.02	tonf
$B_y$	23.51	kips	10.66	tonf
Momento por tandem de diseño				
$M_{tandem}$	886.48	ft-kips	122.56	tonf-m

Calculo de momento por carril de diseño				
Momento por carril de diseño				
$M_{ln}$	358.36	ft-kips	49.54	tonf-m
Momento sin mayorar por carga viva				
$M_{LLHM}$	1587.34	ft-kips	219.45	tonf-m



Longitud	66.93	ft	20.40	m
dist <sub>a eje</sub>	12	ft	3.66	m

Reacciones				
$A_y$	61.96	kips	28.10	tonf
$B_y$	10.4	kips	4.72	tonf
Cortante por el camión de diseño				
$V_{lr}$	61.96	kips	28.10	tonf



Longitud	66.93	ft	20.40	m
----------	-------	----	-------	---

Reacciones				
$A_y$	48.51	kips	22.00	tonf
$B_y$	1.49	kips	0.68	tonf
Cortante por tandem de diseño				
$V_{tandem}$	48.51	kips	22.00	tonf

Calculo de cortante por carril de diseño				
Cortante por carril de diseño				
$V_{ln}$	21.42	kips	9.71	tonf
Cortante sin mayorar por carga viva				
$V_{LLHM}$	103.82	ft-kips	47.09	tonf

Tabla resumen de fuerzas internas por carga viva											
Ubicación de la viga	No. De carriles cargados	$M_{LL+HM}$ Sin mayorar (ft-kips por carril)	$M_{LL+HM}$ Sin mayorar (tonf-m por carril)	DFM	$M_{LL+HM}$ Sin mayorar (ft-kips por viga)	$M_{LL+HM}$ Sin mayorar (tonf-m por viga)	$V_{LL+HM}$ Sin mayorar (kips por carril)	$V_{LL+HM}$ Sin mayorar (tonf por carril)	DFV	$V_{LL+HM}$ Sin mayorar (kips por viga)	$V_{LL+HM}$ Sin mayorar (tonf por viga)
Interior	2	1587.34	219.45	0.361	573.8	79.32	103.82	47.09	0.596	61.9	28.08
Exterior	2	1587.34355	219.45	0.358	567.91	78.51	103.82	47.09	0.477	49.52	22.46

Combinaciones de carga AASTHO LRFD			
Combinaciones para vigas interiores			
Momento para vigas interiores mayorado			
$M_u = 1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}$			
$M_u$	1097.91	ft-kips	151.79 tonf-m
Cortante para vigas interiores mayorado			
$V_u = 1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}$			
$V_u$	127.10	kips	57.65 tonf
Combinaciones para vigas exteriores			
Momento para vigas exteriores mayorado			
$M_u = 1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}$			
$M_u$	1087.65	ft-kips	150.37 tonf-m
Cortante para vigas exteriores mayorado			
$V_u = 1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}$			
$V_u$	105.43	kips	47.82 tonf

Capacidad de momento plastico de vigas interiores			
Fuerza de compresion plastica en la losa			
$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s$			
$P_s$	1632	kips	740.26 tonf
Fuerza de compresion plastica en la losa			
$P_c = F_{yc} b_c t_c$			
$P_c$	1504.80	kips	682.57 tonf
Fuerza plastica en el alma			
$P_w = F_{yw} D t_w$			
$P_w$	1763.28	kips	799.81 tonf
Fuerza plastica en ala en tension			
$P_t = F_{yt} b_t t_t$			
$P_t$	1504.80	kips	682.57 tonf
Casos de analisis			
Caso 1 (Alma)			
$P_t + P_w \geq P_c + P_s$			
$P_t + P_w$	3268.08	kips	1482.37 tonf
$P_c + P_s$	3136.80	kips	1422.83 tonf
Cumple			
Caso 2 (Patín superior)			
$P_t + P_w + P_c \geq P_s$			
$P_t + P_w + P_c$	4772.88	kips	2164.94 tonf
$P_s$	1632	kips	740.26 tonf
Cumple			
Caso 3 (Debajo del refuerzo de la losa)			
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rb}/t_s) P_s$			
$P_t + P_w + P_c$	4772.88	kips	2164.94 tonf
$C_{rb}$	5	in	12.70 cm
$(C_{rb}/t_s) P_s$	1020	kips	462.66 tonf
Cumple			
Caso 4			
Se desprecian los efectos del refuerzo de la losa			
Caso 5 (Entre las capas del refuerzo de la losa)			
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rt}/t_s) P_s$			
$P_t + P_w + P_c$	4772.88	kips	2164.94 tonf
$C_{rt}$	3	in	7.62 cm
$(C_{rt}/t_s) P_s$	612	kips	277.60 tonf
Cumple			
Calculo del eje neutro plastico			
$\bar{Y} = t_s \left( \frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} \right)$			
$\bar{Y}$	23.40	in	59.43 cm
Distancias apartir del eje neutro $\bar{Y}$			
$d_c$	12.57	in	31.93 cm
$d_w$	2.40	in	6.10 cm
$d_t$	17.38	in	44.14 cm
Capacidad de momento plastico en vigas interiores			
$M_p = \left( \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + (P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$			
$P_n d_n$	0	in-kips	0.00 kgf-cm
$P_{rb} d_{rb}$	0	in-kips	0.00 kgf-cm
$P_c d_c$	18917.55	in-kips	21793.02 kgf-cm
$P_w d_w$	4238.10	in-kips	4882.29 kgf-cm
$P_t d_t$	26151.21	in-kips	30126.20 kgf-cm
$M_p$	105141.1	in-kips	121122.58 kgf-cm
$M_p$	8761.8	ft-kips	1211.31 tonf-m
Resistencia plastica del alma para vigas interiores			
$V_p = (0.58) F_{yw} D t_w$			
$V_p$	1022.7	kips	463.89 tonf

**Capacidad de momento plastico de vigas exteriores**

Fuerza de compresion plastica en la losa			
$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s$			
$P_s$	1893.12	kips	858.70 tonf

Fuerza de compresion plastica en la losa			
$P_c = F_{yc} b_c t_c$			
$P_c$	1504.80	kips	682.57 tonf

Fuerza plastica en el alma			
$P_w = F_{yw} D t_w$			
$P_w$	4296.6	kips	1948.90 tonf

Fuerza plastica en ala en tension			
$P_t = F_{yt} b_t t_t$			
$P_t$	1504.80	kips	682.57 tonf

**Casos de analisis**

Caso 1 (Alma)			
$P_t + P_w \geq P_c + P_s$			
$P_t + P_w$	5801.40	kips	2631.47 tonf
$P_c + P_s$	3397.92	kips	1541.27 tonf
<b>Cumple</b>			

Caso 2 (Patin superior)			
$P_t + P_w + P_c \geq P_s$			
$P_t + P_w + P_c$	7306.20	kips	3314.03 tonf
$P_s$	1893.12	kips	858.70 tonf
<b>Cumple</b>			

Caso 3 (Debajo del refuerzo de la losa)			
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rb}/t_s) P_s$			
$P_t + P_w + P_c$	7306.20	kips	3314.03 tonf
$C_{rb}$	5	in	12.70 cm
$(C_{rb}/t_s) P_s$	1183.2	kips	536.69 tonf
<b>Cumple</b>			

**Caso 4**  
Se desprecian los efectos del refuerzo de la losa

Caso 5 (Entre las capas del refuerzo de la losa)			
$P_t + P_w + P_c \geq (C_{rt}/t_s) P_s$			
$P_t + P_w + P_c$	7306.20	kips	3314.03 tonf
$C_{rt}$	3	in	7.62 cm
$(C_{rt}/t_s) P_s$	709.92	kips	322.01 tonf
<b>Cumple</b>			

Calculo del eje neutro plastico			
$\bar{Y} = t_s \left( \frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right)$			
$\bar{Y}$	30.87	in	78.42 cm

Distancias apartir del eje neutro $\bar{Y}$			
$d_c$	20.05	in	50.93 cm
$d_w$	5.07	in	12.89 cm
$d_t$	9.90	in	25.15 cm

Capacidad de momento plastico en vigas interiores			
$M_p = \left( \frac{\bar{Y} P_t}{2t_s} \right) + (P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$			
$P_{rt} * d_{rt}$	0	in-kips	0.00 kgf-cm
$P_{rb} * d_{rb}$	0	in-kips	0.00 kgf-cm
$P_c * d_c$	30170.86	in-kips	34756.83 kgf-cm
$P_w * d_w$	21804.16	in-kips	25118.39 kgf-cm
$P_t * d_t$	14897.90	in-kips	17162.38 kgf-cm
$M_p$	164104.4	in-kips	189048.28 kgf-cm
$M_p$	13675.4	ft-kips	1890.62 tonf-m

Resistencia plastica del alma para vigas exteriores			
$V_p = (0.58) F_{yw} D t_w$			
$V_p$	1022.7	kips	463.89 tonf

Resumen de la capacidad de momento plastico y fuerza cortante				
Ubicación de la viga	$M_p$ ft-kips	$M_p$ tonf-m	$V_p$ kips	$V_p$ tonf
Interior	8761.8	1211.31	1022.7	463.9
Exterior	13675.4	1890.62	1022.7	463.9

Flexion en vigas interiores			
<b>Comprobar si la viga es compacta</b>			
$F_y$	60	ksi	4218.4 kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>			
$D/t_w$	33.98		
<b>Cumple</b>			
$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$			
$D_{cp}$	0	in	0.00 cm
$2D_{cp}/t_w$	0		
$3.76(E/F_{yc})^{1/2}$	82.66		
<b>Cumple</b>			
<b>Es compacta</b>			

Altura de la seccion compuesta			
$D_t$	41.6	in	105.66 cm
$0.1 \cdot D_t$	4.16	in	10.57 cm

Resistencia nominal a la flexion			
$M_n$	5925.66	ft-kips	819.22 tonf-m

Chequeo de estado limite			
$M_u + \frac{1}{3} f_t S_{xt} \leq \phi_f M_n$			
$M_u + (1/3) \cdot f_t \cdot S_{xt}$	1097.9	ft-kips	151.79 tonf-m
$\phi_f \cdot M_n$	5925.7	ft-kips	819.22 tonf-m
<b>Cumple</b>			

Flexion en vigas exteriores			
<b>Comprobar si la viga es compacta</b>			
$F_y$	60	ksi	4218.4 kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Cumple</b>			
$D/t_w$	33.98		
<b>Cumple</b>			
$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$			
$D_{cp}$	0	in	0.00 cm
$2D_{cp}/t_w$	0		
$3.76(E/F_{yc})^{1/2}$	82.66		
<b>Cumple</b>			
<b>Es compacta</b>			

Altura de la seccion compuesta			
$D_t$	41.6	in	105.66 cm
$0.1 \cdot D_t$	4.16	in	10.57 cm

Resistencia nominal a la flexion			
$M_n$	7527.92	ft-kips	1040.74 tonf-m

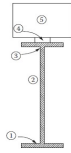
Chequeo de estado limite			
$M_u + \frac{1}{3} f_t S_{xt} \leq \phi_f M_n$			
$M_u + (1/3) \cdot f_t \cdot S_{xt}$	1087.6	ft-kips	150.37 tonf-m
$\phi_f \cdot M_n$	7527.9	ft-kips	1040.74 tonf-m
<b>Cumple</b>			

Resistencia cortante	
$D/t_w$	33.98
$k$	5
$1.12 \cdot (E_k/F_{vw})^{1/2}$	55.1
$1.40 \cdot (E_k/F_{vw})^{1/2}$	68.8
<b>C</b>	<b>1</b>
$V_n = V_{cr} = C V_p$	
$V_n$	1022.70 kips 463.89 tonf

Chequeo de resistencia cortante para vigas interiores			
$V_u \leq \Phi_v V_n$			
$V_u$	127.10	kips	57.65 tonf
$\Phi_v \cdot V_n$	1022.70	kips	463.89 tonf
<b>Cumple</b>			

Chequeo de resistencia cortante para vigas exteriores			
$V_u \leq \Phi_v V_n$			
$V_u$	105.43	kips	47.82 tonf
$\Phi_v \cdot V_n$	1022.70	kips	463.89 tonf
<b>Cumple</b>			

Servicio II			
Tension del patin para vigas interiores		Tension del patin para vigas exteriores	
Calculo del centroide desde la losa hasta patin inferior			
Calculo de areas			
A <sub>1</sub>	25.08 in <sup>2</sup>	161.81 cm <sup>2</sup>	
A <sub>2</sub>	26.32 in <sup>2</sup>	169.80 cm <sup>2</sup>	
A <sub>3</sub>	25.08 in <sup>2</sup>	161.81 cm <sup>2</sup>	
A <sub>4</sub>	3.80 in <sup>2</sup>	24.52 cm <sup>2</sup>	
A <sub>5</sub>	60.0 in <sup>2</sup>	387.10 cm <sup>2</sup>	
ΣA	140.3 in <sup>2</sup>	905.02 cm <sup>2</sup>	
Calculo de centroide de las areas			
A <sub>1</sub> ȳ <sub>1</sub>	20.69 in <sup>3</sup>	339.06 cm <sup>3</sup>	
A <sub>2</sub> ȳ <sub>2</sub>	374.06 in <sup>3</sup>	6129.81 cm <sup>3</sup>	
A <sub>3</sub> ȳ <sub>3</sub>	771.84 in <sup>3</sup>	12648.14 cm <sup>3</sup>	
A <sub>4</sub> ȳ <sub>4</sub>	123.22 in <sup>3</sup>	2019.13 cm <sup>3</sup>	
A <sub>5</sub> ȳ <sub>5</sub>	2256 in <sup>3</sup>	36969.22 cm <sup>3</sup>	
ΣAȳ	3545.8 in <sup>3</sup>	58105.4 cm <sup>3</sup>	
Centroide			
ȳ	25.3 in	64.20 cm	
Momentos de inercia			
$I = \frac{bh^3}{12} + Ad^2$			
I <sub>1</sub>	15000.8 in <sup>4</sup>	624380.702 cm <sup>4</sup>	
I <sub>2</sub>	4120.3 in <sup>4</sup>	171498.318 cm <sup>4</sup>	
I <sub>3</sub>	763.86 in <sup>4</sup>	31794.1837 cm <sup>4</sup>	
I <sub>4</sub>	205.1 in <sup>4</sup>	8538.15162 cm <sup>4</sup>	
I <sub>5</sub>	1073.5 in <sup>4</sup>	44681.2768 cm <sup>4</sup>	
I <sub>total</sub>	21163.5 in <sup>4</sup>	880892.631 cm <sup>4</sup>	
Diferencia entre centroide y altura de la seccion W			
C	6.3 in	16.06 cm	
Modulo de seccion en el patin superior			
S <sub>top</sub>	3347.0 in <sup>3</sup>	54847.10 cm <sup>3</sup>	
Tensiones en patin superior por cargas de Servicio II			
f <sub>DC</sub>	0.20 kips/in <sup>2</sup>	13.86 Kgf/cm <sup>2</sup>	
f <sub>DW</sub>	0.06 kips/in <sup>2</sup>	4.22 Kgf/cm <sup>2</sup>	
f <sub>LL+IM</sub>	2.06 kips/in <sup>2</sup>	144.63 Kgf/cm <sup>2</sup>	
f <sub>t</sub>	2.93 kips/in <sup>2</sup>	206.10 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Chequeo de resistencia patin superior a cargas de Servicio II			
$f_t \leq 0.95 R_n F_y f$			
f <sub>t</sub>	2.93 kips/in <sup>2</sup>	206.10 Kgf/cm <sup>2</sup>	
0.95 * R <sub>n</sub> * F <sub>y</sub> f	57 kips/in <sup>2</sup>	4007.49 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Cumple			
Modulo de seccion en el patin inferior			
S <sub>bottom</sub>	837.3 in <sup>3</sup>	13720.40 cm <sup>3</sup>	
Tensiones en patin inferior por cargas de Servicio II			
f <sub>DC</sub>	0.79 kips/in <sup>2</sup>	55.39 Kgf/cm <sup>2</sup>	
f <sub>DW</sub>	0.24 kips/in <sup>2</sup>	16.86 Kgf/cm <sup>2</sup>	
f <sub>LL+IM</sub>	8.22 kips/in <sup>2</sup>	578.16 Kgf/cm <sup>2</sup>	
f <sub>t</sub>	11.72 kips/in <sup>2</sup>	823.87 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Chequeo de resistencia patin inferior a cargas de Servicio II			
$f_t + \frac{f_c}{2} \leq 0.95 R_n F_y f$			
f <sub>t</sub> + (f <sub>c</sub> /2)	11.72 kips/in <sup>2</sup>	823.87 Kgf/cm <sup>2</sup>	
0.95 * R <sub>n</sub> * F <sub>y</sub> f	57 kips/in <sup>2</sup>	4007.49 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Cumple			



Chequeo de fatiga			
Factor de distribucion para fatiga en vigas interiores			
DFM <sub>fat.int</sub>	DFM <sub>fat.int</sub>	1.2	
DFM <sub>fat.int</sub>			0.301
Factor de distribucion para fatiga en vigas externas			
DFM <sub>fat.ext</sub>	DFM <sub>fat.ext</sub>	1.2	
DFM <sub>fat.ext</sub>			0.298
Reacciones en los apoyos			
A <sub>y</sub>	25.91 kips	11.75 tonf	
B <sub>y</sub>	22.09 kips	10.02 tonf	
M <sub>t</sub>	626.8 ft-kips	86.66 tonf-m	
Momento de fatiga sin mayorar para vigas interiores			
$M_{fat} = M_{fat,LL} = (DFM_{fat})(I + IM)$			
M <sub>fat,int</sub>	217.1 ft-kips	30.02 tonf-m	
Momento de fatiga sin mayorar para vigas exteriores			
$M_{fat} = M_{fat,LL} = (DFM_{fat})(I + IM)$			
M <sub>fat,int</sub>	214.9 ft-kips	29.71 tonf-m	
Esfuerzo maximo por carga de fatiga en vigas interiores			
$\Delta f_{int} = \frac{M_{fat,int}}{S_{system}}$			
Δf <sub>int</sub>	3.11 kips/in <sup>2</sup>	218.79 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Esfuerzo maximo por carga de fatiga en vigas exteriores			
$\Delta f_{ext} = \frac{M_{fat,ext}}{S_{system}}$			
Δf <sub>ext</sub>	3.00 kips/in <sup>2</sup>	210.69 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Promedio de trafico de camiones			
ADTT <sub>SL</sub> = (p)(ADTT)			
ADTT	2000	C.P.D	
Numero de ciclos			
N = (365 days)(75 years)(ADTT) <sub>SL</sub>			
N	109500000	Ciclos	
Resistencia a la fatiga nominal			
$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3}$			
A	2.50E+10 kips/in <sup>2</sup>	1.76E+12 Kgf/cm <sup>2</sup>	
ΔF <sub>n</sub>	6.11 kips/in <sup>2</sup>	429.71 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Chequeo de fatiga			
$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$			
Esfuerzo carga viva mayorado debido a fatiga en vigas interiores			
$\gamma(\Delta f_{int}) = (0.75)(LL + IM)(\Delta f_{int})$			
γ(Δf <sub>int</sub> )	2.33 kips/in <sup>2</sup>	164.09 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Cumple			
Esfuerzo carga viva mayorado debido a fatiga en vigas exteriores			
$\gamma(\Delta f_{ext}) = (0.75)(LL + IM)(\Delta f_{ext})$			
γ(Δf <sub>ext</sub> )	2.25 kips/in <sup>2</sup>	158.02 Kgf/cm <sup>2</sup>	
Cumple			

Resistencia al pandeo por cortante			
$V_n = V_{cr} = CV_p$			
$V_{cr}$	1022.7	kips	463.89 tonf

Recciones en los apoyos			
$A_y$	49.65	kips	22.52 tonf
$B_y$	14.35	kips	6.51 tonf

Cortante por la carga de fatiga			
$V$	49.65	kips	22.52 tonf

Factor de distribución de cortante por fatiga en vigas interiores	
$DFV_{fat,int} = \frac{DFV_{int}}{1.2}$	
$DFV_{fat,int}$	0.50

Factor de distribución de cortante por fatiga en vigas exteriores	
$DFV_{fat,ext} = \frac{DFV_{ext}}{1.2}$	
$DFV_{fat,ext}$	0.40

Requerimientos especiales para fatiga en almas			
--	--	--	--

Calculo de fatiga mayorada para las vigas			
$V_f = 2(DFV)(\gamma)(V)(LL + IM)$			
Fatiga mayorada para vigas interiores			
$V_{f,int}$	42.56	kips	19.30 tonf

Fatiga mayorada para vigas exteriores			
$V_{f,ext}$	34.04	kips	15.44 tonf
$V_u$	48.39	kips	21.95 tonf

Chqueo de fatiga en almas			
$V_u \leq V_{cr}$			
$V_u$	48.39	kips	21.95 tonf
$V_{cr}$	1022.7	kips	463.89 tonf
Cumple			

Vigas interiores					
<b>Resistencia del patin</b>					
$P_{uf} = \frac{M}{d}$					
$M_u$	1097.91	ft-kips	151.79	tonf-m	
$d$	31.6	in	80.26	cm	
$P_{uf}$	416.93	kips	189.12	tonf	
<b>Cantidad requerida de pernos</b>					
$N_b, required = \frac{P_{uf}}{\phi_b R_n}$					
$P_{uf}$	416.93	kips	189.12	tonf	
$\phi_b R_n$	16.7	kips/perno	7.56	tonf/perno	
$N_b$	25			pernos	
<b>Resistencia a la flexion de la viga con pernos</b>					
$\phi_b M_n = \phi_b F_u S_x \left( \frac{A_{fg}}{A_{fg}} \right)$					
$A_{fg}$	25.1	in <sup>2</sup>	161.81	cm <sup>2</sup>	
$A_{fn}$	21.78	in <sup>2</sup>	140.52	cm <sup>2</sup>	
$F_u A_{fn}$	1415.7	kips	642.15	tonf	
$Y_1 F_y A_{fg}$	1504.8	kips	682.57	tonf	
$\phi_b M_n$	3509.62	ft-kips	485.20	tonf-m	
<b>Cumple</b>					
<b>Resistencia a la tension en las placas</b>					
$A_g = A_{rn} U$					
$A_g$	21.59	in <sup>2</sup>	139.27	cm <sup>2</sup>	
$A_n$	20.34	in <sup>2</sup>	131.20	cm <sup>2</sup>	
$A_e$	20.34	in <sup>2</sup>	131.20	cm <sup>2</sup>	
$\Phi R_n$	884.64	ft-kips	122.30	tonf-m	
<b>Cumple</b>					
<b>Chequeo de aplastamiento por pernos</b>					
$L_{borde}$	1.50	in	3.81	cm	
$L_{interiores}$	2.00	in	5.08	cm	
<b>Pernos externos</b>					
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$					
$\Phi 1.2 L_c t F_u$	144.8	kips	65.67	tonf	
$\Phi 2.4 d t F_u$	168.92	kips	76.62	tonf	
$\Phi R_n$ externos	144.8	kips	65.67	tonf	
<b>Pernos internos</b>					
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$					
$\Phi 1.2 L_c t F_u$	193.1	kips	87.57	tonf	
$\Phi 2.4 d t F_u$	168.92	kips	76.62	tonf	
$\Phi R_n$ internos	168.9	kips	76.62	tonf	
<b>Chequeo del conjunto de pernos</b>					
$\Phi R_n$ externos	144.8	kips	65.67	tonf	
$\Phi R_n$ internos	168.9	kips	76.62	tonf	
$\Phi R_n$ conjunto	4179.0	kips	1895.58	tonf	
<b>Cumple</b>					
<b>Bloque cortante</b>					
$A_{gv}$	116.0	in <sup>2</sup>	748.24	cm <sup>2</sup>	
$A_{gt}$	4.95	in <sup>2</sup>	31.94	cm <sup>2</sup>	
$A_{nv}$	76.33	in <sup>2</sup>	492.48	cm <sup>2</sup>	
$A_{nt}$	3.30	in <sup>2</sup>	21.29	cm <sup>2</sup>	
<b>Chequeo del bloque cortante</b>					
$\phi P_n = \phi (0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi (0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_y A_{gt})$					
$0.6 F_u A_{nv}$	2977.06	kips	1350.37	tonf	
$0.6 F_y A_{gv}$	4523.11	kips	2051.65	tonf	
$U_{bs} F_u A_{nt}$	214.50	kips	97.30	tonf	
$\Phi P_n$	2393.67	kips	1085.75	tonf	
<b>Chequeo compresion</b>					
$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}}$					
$r_y$	0.180	in	0.46	cm	
$(K \cdot L)/r$	16.21		$KL/r < 25, F_{cr} = F_y$		
$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$					
$\Phi P_n$	1165.68	kips	528.74	tonf	
<b>Cumple</b>					
<b>Chequeo de placa en el alma</b>					
<b>Resistencia cortante</b>					
$V_u$	127.10	kips	57.65	tonf	
$e$	3.00	in	7.62	cm	
$N_b$	10			Pernos	
$C$			9.21		
<b>Resistencia del grupo de pernos</b>					
$C \cdot \Phi R_n$	282.7	kips	128.25	tonf	
<b>Cumple</b>					
<b>Chequeo de aplastamiento por pernos</b>					
$L_{borde}$	1.50	in	3.81	cm	
$L_{interiores}$	2.00	in	5.08	cm	
<b>Pernos externos</b>					
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$					
$\Phi 1.2 L_c t F_u$	81.6	kips	37.02	tonf	
$\Phi 2.4 d t F_u$	95.21	kips	43.19	tonf	
$\Phi R_n$ externos	81.6	kips	37.02	tonf	
<b>Pernos internos</b>					
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$					
$\Phi 1.2 L_c t F_u$	108.8	kips	49.36	tonf	
$\Phi 2.4 d t F_u$	95.21	kips	43.19	tonf	
$\Phi R_n$ internos	95.2	kips	43.19	tonf	
<b>Chequeo del conjunto de pernos</b>					
$\Phi R_n$ externos	81.6	kips	37.02	tonf	
$\Phi R_n$ internos	95.2	kips	43.19	tonf	
$\Phi R_n$ conjunto	880.5	kips	399.37	tonf	
<b>Cumple</b>					
<b>Bloque cortante</b>					
$A_{gv}$	23.0	in <sup>2</sup>	148.50	cm <sup>2</sup>	
$A_{gt}$	1.86	in <sup>2</sup>	12.00	cm <sup>2</sup>	
$A_{nv}$	15.08	in <sup>2</sup>	97.30	cm <sup>2</sup>	
$A_{nt}$	0.93	in <sup>2</sup>	6.00	cm <sup>2</sup>	
<b>Chequeo del bloque cortante</b>					
$\phi P_n = \phi (0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi (0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_y A_{gt})$					
$0.6 F_u A_{nv}$	524.85	kips	238.07	tonf	
$0.6 F_y A_{gv}$	801.03	kips	363.34	tonf	
$U_{bs} F_u A_{nt}$	53.94	kips	24.47	tonf	
$\Phi P_n$	434.10	kips	196.90	tonf	
<b>Cumple</b>					



Vigas exteriores				
<b>Resistencia del patin</b>				
$P_{uf} = \frac{M}{d}$				
$M_u$	1087.65	ft-kips	150.37	tonf-m
$d$	31.6	in	80.26	cm
$P_{uf}$	413.03	kips	187.35	tonf
<b>Cantidad requerida de pernos</b>				
$N_{b,required} = \frac{P_{uf}}{\phi_b R_n}$				
$P_{uf}$	413.03	kips	187.35	tonf
$\phi_b R_n$	30.7	kips/perno	13.93	tonf/perno
$N_b$	13			pernos
<b>Resistencia a la flexion de la viga con pernos</b>				
$\phi_b M_n = \phi_b F_u S_x \left( \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \right)$				
$A_{fg}$	25.1	in <sup>2</sup>	161.81	cm <sup>2</sup>
$A_{fn}$	21.78	in <sup>2</sup>	140.52	cm <sup>2</sup>
$F_u A_{fn}$	1415.7	kips	642.15	tonf
$Y_1 F_u A_{fg}$	1504.8	kips	682.57	tonf
$\phi_b M_n$	3509.62	ft-kips	485.20	tonf-m
<b>Cumple</b>				
<b>Resistencia a la tension en las placas</b>				
$A_g = A_n U$				
$A_t$	10.74	in <sup>2</sup>	69.28	cm <sup>2</sup>
$A_n$	9.49	in <sup>2</sup>	61.21	cm <sup>2</sup>
$A_e$	9.49	in <sup>2</sup>	61.21	cm <sup>2</sup>
$\Phi P_n$	412.72	ft-kips	57.06	tonf-m
<b>Cumple</b>				
*				
<b>Chequeo de aplastamiento por pernos</b>				
$L_{borde}$	1.50	in	3.81	cm
$L_{interiores}$	2.00	in	5.08	cm
<b>Pernos externos</b>				
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$				
$\Phi 1.2^* L_c^* t^* F_u$	144.8	kips	65.67	tonf
$\Phi 2.4^* d^* t^* F_u$	168.92	kips	76.62	tonf
$\Phi R_n$ externos	144.8	kips	65.67	tonf
<b>Pernos internos</b>				
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$				
$\Phi 1.2^* L_c^* t^* F_u$	193.1	kips	87.57	tonf
$\Phi 2.4^* d^* t^* F_u$	168.92	kips	76.62	tonf
$\Phi R_n$ internos	168.9	kips	76.62	tonf
<b>Chequeo del conjunto de pernos</b>				
$\Phi R_n$ externos	144.8	kips	65.67	tonf
$\Phi R_n$ internos	168.9	kips	76.62	tonf
$\Phi R_n$ conjunto	2224.3	kips	1008.94	tonf
<b>Cumple</b>				
<b>Bloque cortante</b>				
$A_{gv}$	58.7	in <sup>2</sup>	378.68	cm <sup>2</sup>
$A_{gt}$	4.95	in <sup>2</sup>	31.94	cm <sup>2</sup>
$A_{nv}$	38.15	in <sup>2</sup>	246.11	cm <sup>2</sup>
$A_{nt}$	3.30	in <sup>2</sup>	21.29	cm <sup>2</sup>
<b>Chequeo del bloque cortante</b>				
$\phi P_n = \phi (0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi (0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{gt})$				
$0.6^* F_u^* A_{nv}$	1487.75	kips	674.83	tonf
$0.6^* F_u^* A_{gv}$	2289.15	kips	1038.34	tonf
$U_{bs}^* F_u^* A_{nt}$	214.50	kips	97.30	tonf
$\Phi P_n$	1276.69	kips	579.10	tonf
<b>Chequeo compresion</b>				
$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}}$				
$r_y$	0.180	in	0.46	cm
$(K^* L)/r$	16.21			$KL/r < 25, F_{cr} = F_y$
$\phi P_n = \phi F_c A_g$				
$\Phi P_n$	579.85	kips	263.01	tonf
<b>Cumple</b>				
<b>Chequeo de placa en el alma</b>				
<b>Resistencia cortante</b>				
$V_u$	105.43	kips	47.82	tonf
$e$	3.00	in	7.62	cm
$N_b$	10			Pernos
$C$			9.21	
<b>Resistencia del grupo de pernos</b>				
$C^* \Phi R_n$	282.7	kips	128.25	tonf
<b>Cumple</b>				
<b>Chequeo de aplastamiento por pernos</b>				
$L_{borde}$	1.50	in	3.81	cm
$L_{interiores}$	2.00	in	5.08	cm
<b>Pernos externos</b>				
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$				
$\Phi 1.2^* L_c^* t^* F_u$	81.6	kips	37.02	tonf
$\Phi 2.4^* d^* t^* F_u$	95.21	kips	43.19	tonf
$\Phi R_n$ externos	81.6	kips	37.02	tonf
<b>Pernos internos</b>				
$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$				
$\Phi 1.2^* L_c^* t^* F_u$	108.8	kips	49.36	tonf
$\Phi 2.4^* d^* t^* F_u$	95.21	kips	43.19	tonf
$\Phi R_n$ internos	95.2	kips	43.19	tonf
<b>Chequeo del conjunto de pernos</b>				
$\Phi R_n$ externos	81.6	kips	37.02	tonf
$\Phi R_n$ internos	95.2	kips	43.19	tonf
$\Phi R_n$ conjunto	880.5	kips	399.37	tonf
<b>Cumple</b>				
<b>Bloque cortante</b>				
$A_{gv}$	23.0	in <sup>2</sup>	148.50	cm <sup>2</sup>
$A_{gt}$	1.86	in <sup>2</sup>	12.00	cm <sup>2</sup>
$A_{nv}$	15.08	in <sup>2</sup>	97.30	cm <sup>2</sup>
$A_{nt}$	0.93	in <sup>2</sup>	6.00	cm <sup>2</sup>
<b>Chequeo del bloque cortante</b>				
$\phi P_n = \phi (0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi (0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{gt})$				
$0.6^* F_u^* A_{nv}$	524.85	kips	238.07	tonf
$0.6^* F_u^* A_{gv}$	801.03	kips	363.34	tonf
$U_{bs}^* F_u^* A_{nt}$	53.94	kips	24.47	tonf
$\Phi P_n$	434.10	kips	196.90	tonf
<b>Cumple</b>				

## **Apéndice 4. Diseño de bastiones**

### Pre-dimensionado

#### Parapeto

$b_{par}$	0.35	m
$e_1$	0.3	m
$e_2$	0.6	m
$t_1$	0.4	m
$t_2$	0.4	m
$H_{parapeto}$	1.2	m

#### Cimiento

$B$	4	$a$	5.33		6.5	m	Ok
$D$		0.8			1.5	m	Ok
$L_{PUNTA}$		2.17		Se escoge	1.6	m	Revisar
$t_{sup}$		0.3			0.7	m	Ok
$t_{inf}$		0.8			0.9	m	Ok

#### Cajuela

$$S^\circ = \text{atan} \left( \frac{t_{inf} - t_{sup}}{H - h_{par} - e_1 - e_2 - D} \right) \quad S^\circ \quad 2.60$$

$$N_{min} = (200 + 0.0017L + 0.0067H^2)(1 + 0.000125S^2)$$

$$N_{min} \quad 0.23 \quad m \quad \text{Se escoge} \quad 1.15 \quad m$$

$$N \quad 1.15 \quad m$$

#### Verificación de la cajuela

$$N_{min} \quad 0.23 \quad m \quad < \quad N \quad 1.15 \quad m$$

**Cumple**

### Caso 1 - Estribo con puente

Longitud del estribo 1 m

#### Cargas Verticales

##### Cargas Muertas

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )	DC (Ton/m)	X <sub>A</sub> (m)	Y <sub>A</sub> (m)	X <sub>A</sub> * DC (Ton- m/m)	Y <sub>A</sub> * DC (Ton- m/m)
1	0.42	1.01	2.73	7.40	2.75	7.46
2	0.45	1.08	2.15	6.65	2.32	7.18
3	0.12	0.29	2.43	6.30	0.70	1.81
4	3.50	8.40	2.30	4.00	19.32	33.60
5	0.12	0.29	1.67	6.30	0.48	1.81
6	0.44	1.06	1.73	2.97	1.83	3.13
7	9.75	23.40	3.25	0.75	76.05	17.55
<b>Σ</b>		<b>35.52</b>			<b>103.45</b>	<b>72.55</b>

X<sub>A</sub> 2.91 m      Y<sub>A</sub> 2.04 m

##### Peso propio de la superestructura

P<sub>DC</sub> 1.563200423 Ton/m      X<sub>A</sub> 1.98 m

##### Peso asfalto en superestructura

P<sub>DC</sub> 0.414988517 Ton/m      X<sub>A</sub> 1.98 m

##### Cargas Peso del terreno

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )	EV (Ton/m)	X <sub>A</sub> (m)	Y <sub>A</sub> (m)	X <sub>A</sub> * EV (Ton- m/m)	Y <sub>A</sub> * EV (Ton- m/m)
8	23.40	36.27	4.70	4.75	170.47	172.28
9	0.12	0.19	2.77	6.10	0.51	1.13
10	1.76	2.73	2.70	3.70	7.37	10.09
11	0.02	0.04	1.62	2.17	0.06	0.08
12	1.60	2.48	0.80	2.00	1.98	4.96
<b>Σ</b>		<b>41.70</b>			<b>180.39</b>	<b>188.55</b>

X<sub>A</sub> 4.33 m      Y<sub>A</sub> 4.52 m

##### Carga viva + impacto

P<sub>LL+IM</sub> 9.49 Ton/m      X<sub>A</sub> 1.98 m

##### Sobrecarga por carga viva del terreno LS

LS<sub>y</sub> 3.35 Ton/m      X<sub>A</sub> 4.70 m

##### Resumen de Cargas Verticales

Carga	Tipo	V (ton/m)	X <sub>A</sub> (m)	M <sub>v</sub> (Ton-m/m)
DC	DC	35.52	2.91	103.45
P <sub>DC</sub>	DC	1.56	1.98	3.09
P <sub>DW</sub>	DW	0.41	1.98	0.82
EV	EV	41.70	4.33	180.39
P <sub>LL+IM</sub>	LL+IM	9.49	1.98	18.75
LS <sub>y</sub>	LS	3.35	4.70	15.74
<b>Σ</b>		<b>92.04</b>		<b>322.23</b>

#### Cargas Horizontales

Longitud del estribo 1 m

##### Coeficiente de empuje activo K<sub>a</sub>

$$r = \left( 1 + \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)} \right)^2 \quad r \quad 2.136709008$$

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \Phi)}{r(\sin^2\theta \sin(\theta - \delta))} \quad k_a \quad 0.37$$

##### Cargas LS (Sobre carga viva del terreno)

p" 0.342448616 Ton/m<sup>2</sup>  
 LS<sub>x</sub> 2.74 Ton/m  
 Y<sub>A</sub> 4 m

##### Cargas EH (Presion Lateral del terreno)

p 4.57 Ton/m<sup>2</sup>  
 EH 18.26 Ton/m  
 Y<sub>A</sub> 2.67 m

**Cargas sismicas EQ**

**Efecto combinado P<sub>AE</sub> Y P<sub>IR</sub>**

**Presion estatica más efecto dinamico (P<sub>AE</sub>)**

Ø <sub>f</sub> =	Ángulo de fricción interna	=	27.5
δ =	Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	=	0
i =	Ángulo del material del suelo con la horizontal	=	0
β' =	Ángulo de inclinación del muro con la vertical	=	0
k <sub>h0</sub> =	F <sub>PGA</sub> (PGA) = 1.225(0.44) =As	=	0.539
k <sub>h</sub> =	Coefficiente de aceleración horizontal = 0.5 k <sub>h0</sub>	=	0.2695
k <sub>v</sub> =	Coefficiente de aceleración vertical	=	0
θ' =	$arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$	=	15.08

**Cumple**

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta' - \beta')}{\cos\theta' \cos^2\beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}}\right)^2}$$

K<sub>AE</sub>                      0.587

P<sub>AE</sub>                      29.09      Ton/m

**Acción sismica del terreno**

EQ<sub>terr</sub>                      10.83      Ton/m                      Y<sub>A</sub>                      4      m

**Fuerza inercial del estribo (P<sub>IR</sub>)**

W<sub>w</sub> + W<sub>s</sub>                      77.22      Ton/m

P<sub>IR</sub>                      20.81      Ton/m                      Y<sub>A</sub>                      3.38      m

**Efecto combinado P<sub>AE</sub> y P<sub>IR</sub>**

P<sub>AE</sub> + 0.5P<sub>IR</sub>                      39.498      Ton/m                      >      (0.5P<sub>AE</sub>>EH)+P<sub>IR</sub>                      39.07      Ton/m

EQ<sub>terr</sub>                      10.83      Ton/m                      0.5P<sub>IR</sub>                      10.41      Ton/m

**Carga sismica por superestructura (P<sub>EQ</sub>)**

P<sub>EQ</sub>                      1.07      Ton/m                      Y<sub>A</sub>                      7.40      m

**Carga BR (Frenado)**

BR                      1.99      Ton/m                      Y<sub>A</sub>                      9.80      m

**Resumen de cargas horizontales**

Carga	Tipo	H (ton/m)	Y <sub>A</sub> (m)	M <sub>H</sub> (Ton-m/m)
LS <sub>x</sub>	LS	2.74	4	10.96
EH	EH	18.26	2.67	48.70
EQ <sub>terr</sub>	EQ	10.83	4	43.31
0.5P <sub>IR</sub>	EQ	10.41	3.38	35.18
P <sub>EQ</sub>	EQ	1.07	7.40	7.89
BR	BR	1.99	9.80	19.50
<b>Σ</b>		<b>45.29</b>		<b>165.55</b>

Estados limites y combinaciones de cargas										
Factores de carga										
Estado limite	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{LL+HM}$	$\gamma_{LSy}$	$\gamma_{LSx}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{BR}$	Aplicación
Resistencia I <sub>a</sub>	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	1.75	1.50	0.00	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia I <sub>b</sub>	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	0.00	1.75	Presiones
Ev. Extremo	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	Agrietamiento

Fuerzas Verticales Ultimas							
Cargas Verticales Ultimas V <sub>U</sub>							
Tipo	DC		DW	EV	LL+HM	LS	Σ=
Carga	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+HM</sub>	LS <sub>y</sub>	V <sub>U</sub> (Ton)
V (Ton)	35.52	1.56	0.41	41.70	9.49	3.35	92.04
Y	0.9	0.9	0.65	1.00	0.00	0.00	
Resistencia I <sub>a</sub>	31.97	1.41	0.27	41.70	0.00	0.00	75.34
Y	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	
Resistencia I <sub>b</sub>	44.40	1.95	0.62	56.29	16.61	5.86	125.74
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5	0.5	
Ev. Extremo	35.52	1.56	0.41	41.70	4.75	1.67	85.62
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio	35.52	1.56	0.41	41.70	9.49	3.35	92.04

Momento estabilizador por cargas verticales M <sub>vU</sub>							
Tipo	DC		DW	EV	LL+HM	LS	Σ=
Carga	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+HM</sub>	LS <sub>y</sub>	M <sub>U</sub> (Ton-m)
M <sub>v</sub> (Ton-m)	103.45	3.09	0.82	180.39	18.75	15.74	322.23
Y	0.9	0.9	0.65	1	0	0	
Resistencia I <sub>a</sub>	93.11	2.78	0.53	180.39	0.00	0.00	276.81
Y	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	
Resistencia I <sub>b</sub>	129.31	3.86	1.23	243.53	32.81	27.54	438.28
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	
Ev. Extremo	103.45	3.09	0.82	180.39	9.38	7.87	304.99
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio	103.45	3.09	0.82	180.39	18.75	15.74	322.23

Fuerzas Horizontales Ultimas							
Cargas horizontales ultimas H <sub>U</sub>							
Tipo	LS	EH	EQ		BR	Σ=	
Carga	LS <sub>x</sub>	EH	EQ <sub>terr</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	P <sub>EQ</sub>	BR	H <sub>U</sub> (Ton)
H (Ton)	2.74	18.26	10.83	10.41	1.07	1.99	45.29
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I <sub>a</sub>	4.79	27.40	0.00	0.00	0.00	3.48	35.67
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I <sub>b</sub>	4.79	27.40	0.00	0.00	0.00	3.48	35.67
Y	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo	1.37	18.26	10.83	10.41	1.07	1.00	42.93
Y	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Servicio	2.74	18.26	0.00	0.00	0.00	1.99	22.99

Momento de vuelco por cargas horizontales M <sub>HU</sub>							
Tipo	LS	EH	EQ		BR	Σ=	
Carga	LS <sub>x</sub>	EH	EQ <sub>terr</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	P <sub>EQ</sub>	BR	M <sub>HU</sub> (Ton-m)
M <sub>H</sub> (Ton-m)	10.96	48.70	43.31	35.18	7.89	19.50	165.55
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I <sub>a</sub>	19.18	73.06	0.00	0.00	0.00	34.13	126.36
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I <sub>b</sub>	19.18	73.06	0.00	0.00	0.00	34.13	126.36
Y	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo	5.48	48.70	43.31	35.18	7.89	9.75	150.32
Y	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Servicio	10.96	48.70	0.00	0.00	0.00	19.50	79.16

**Chequeo de estabilidad y esfuerzos**

**Vuelco alrededor del punto "A"**

**Estado limite de resistencia**

$e_{\text{máx}}$       2.17      m

**Estado limite de evento extremo**

$e_{\text{máx}}$       2.38      m

**Comprobación**

Estado	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton·m/m)	$M_{Hu}$ (Ton-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e_{\text{máx}}$	
Resistencia I <sub>a</sub>	75.34	276.81	126.36	2.00	1.25	2.17	Cumple
Resistencia I <sub>b</sub>	125.74	438.28	126.36	2.48	0.77	2.17	Cumple
Evento Extremo	85.62	304.99	150.32	1.81	1.44	2.38	Cumple

**Deslizamiento en base del estribo**

$\mu$       0.521

**Comprobación**

Estado	$V_u$ (Ton/m)	Resistente (Ton/m) $Ff = \mu (\phi T Vu)$	Actuante (Ton/m) $H_u$	
Resistencia I <sub>a</sub>	75.34	39.22	35.67	Cumple
Resistencia I <sub>b</sub>	125.74	65.46	35.67	Cumple
Evento Extremo	85.62	44.57	42.93	Cumple

**Presiones actuantes en la base del estribo**

**Capacidad de carga factorada del terreno  $q_r$**

**Estado limite de resistencia con  $\phi_b$**

$\phi_b$       0.55  
 $q_r$       5.02      kg/cm<sup>2</sup>

**Estado limite de evento maximo con  $\phi_b$**

$\phi_b$       0.8  
 $q_r$       7.30      kg/cm<sup>2</sup>

**Estado limite de servicio**

$q_{\text{adm}}$       3.04      kg/cm<sup>2</sup>

**Comprobación**

Estado	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton/m)	$M_{Hu}$ (Ton/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$	
Resistencia I <sub>a</sub>	75.34	276.81	126.36	2.00	1.25	1.89	Cumple
Resistencia I <sub>b</sub>	125.74	438.28	126.36	2.48	0.77	2.53	Cumple
Evento Extremo	85.62	304.99	150.32	1.81	1.44	2.37	Cumple
Servicio	92.04	322.23	79.16	2.64	0.61	1.74	Cumple

**Caso 2 - Estribo sin puente**

**Fuerzas Verticales Ultimas**

Cargas Verticales $V_u$				
Tipo	DC	EV	LS	$\Sigma=$
Carga	DC	EV	LS <sub>v</sub>	$V_u$ (Ton)
V (Ton)	35.52	41.70	3.35	80.57
Y	0.90	1.00	0.00	
Resistencia I <sub>a</sub>	31.97	41.70	0.00	73.67
Y	1.25	1.35	1.75	
Resistencia I <sub>b</sub>	44.40	56.29	5.86	106.55
Y	1.00	1.00	0.50	
Evento Extremo	35.52	41.70	1.67	78.89
Y	1.00	1.00	1.00	
Servicio	35.52	41.70	3.35	80.57

Momentos estabilizados por cargas verticales $M_{vu}$				
Tipo	DC	EV	LS	$\Sigma=$
Carga	DC	EV	LS <sub>v</sub>	$M_{vu}$ (Ton-m)
$M_{vu}$ (Ton-m)	103.45	180.39	15.74	299.58
Y	0.90	1.00	0.00	
Resistencia I <sub>a</sub>	93.11	180.39	0.00	273.50
Y	1.25	1.35	1.75	
Resistencia I <sub>b</sub>	129.31	243.53	27.54	400.38
Y	1.00	1.00	0.50	
Evento Extremo	103.45	180.39	7.87	291.71
Y	1.00	1.00	1.00	
Servicio	103.45	180.39	15.74	299.58

**Fuerzas Horizontales Ultimas**

Cargas Horizontales $H_u$					
Tipo	LS	EH	EQ	$\Sigma=$	
Carga	LS <sub>x</sub>	EH	E <sub>qter</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	H <sub>u</sub> (Ton)
H <sub>u</sub> (Ton)	2.74	18.26	10.83	10.41	31.83
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I <sub>a</sub>	4.79	27.40	0.00	0.00	32.19
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I <sub>b</sub>	4.79	27.40	0.00	0.00	32.19
Y	0.50	1.00	1.00	1.00	
Evento Extremo	1.37	18.26	10.83	10.41	40.87
Y	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio	2.74	18.26	0.00	0.00	21.00

Momentos de vuelco por cargas horizontales $M_{Hu}$					
Tipo	LS	EH	EQ	$\Sigma=$	
Carga	LS <sub>x</sub>	EH	E <sub>qter</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	$M_{Hu}$ (Ton-m)
$M_{Hu}$ (Ton-m)	10.96	48.70	43.31	35.18	138.16
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I <sub>a</sub>	19.18	73.06	0.00	0.00	92.23
Y	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I <sub>b</sub>	19.18	73.06	0.00	0.00	92.23
Y	0.50	1.00	1.00	1.00	
Evento Extremo	5.48	48.70	43.31	35.18	132.68
Y	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio	10.96	48.70	0.00	0.00	59.66

**Chequeo de estabilidad y esfuerzos**

**Vuelco alrededor del punto "A"**

**Estado limite de resistencia**

$e_{max}$  2.17 m

**Estado limite de evento extremo**

$e_{max}$  2.38 m

Comprobación							
Estado	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton-m/m)	$M_{Hu}$ (Ton-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e_{max}$	
Resistencia I <sub>a</sub>	73.67	273.50	92.23	2.46	0.79	2.17	Cumple
Resistencia I <sub>b</sub>	106.55	400.38	291.71	1.02	2.23	2.17	Cumple
Evento Extremo	78.89	291.71	132.68	2.02	1.23	2.38	Cumple



**Deslizamiento en base del estribo**

$\mu$             **0.521**

**Comprobación**

Estado	$V_u$ (Ton/m)	Resistente (Ton/m)	Actuante (Ton/m)	
		$F_f = \mu (\phi T V_u)$	$H_u$	
Resistencia $I_a$	73.67	38.35	32.19	Cumple
Resistencia $I_b$	106.55	55.47	32.19	Cumple
Evento Extremo	78.89	41.07	40.87	Cumple

*Si no satisface "Resistencia  $I_a$ ", se debe de añadir un diente de concreto en el estribo*

**Diente de concreto**

$h_{\text{diente}}$		m
$b_{\text{diente}}$		m
$k'_p$		
$\delta/\phi_r$	0	
R		
$K_p$	0.00	
$R_{ep}$	0.00	Ton/m

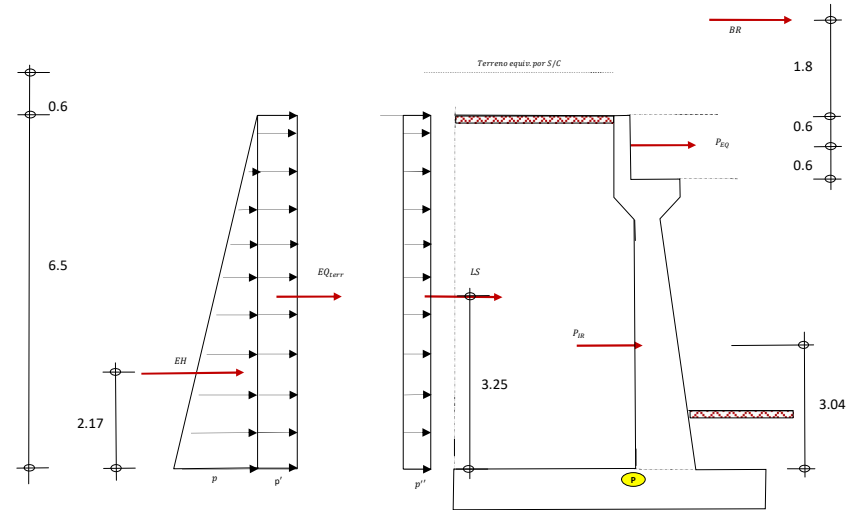
**Estado limite de resistencia  $I_a$  agregando el dado de concreto**

$\phi T V_u$	38.35	Ton/m			
$R_R$	38.35	Ton/m	>	$H_u$	32.19 Ton/m

**Cumple**

## Calculo del acero

### Diseño de la pantalla



Cargas en la base de la pantalla					
TIPO DE CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)	CARGA (Ton)	Y <sub>p</sub> (m)	M (Ton-m)	
LS	p'	0.342	2.23	3.25	7.23
EH	p	3.710	12.06	2.17	26.12
EQ <sub>terr</sub>	p''	1.100	7.15	3.25	23.23
0.5P <sub>IR</sub>	-	1.63	3.04	4.96	
P <sub>EQ</sub>	-	1.07	5.90	6.29	
BR	-	1.99	8.30	16.52	

Para terminos de diseño estructural el PIR se calcula sin incluir la masa del suelo sobre el talón

W <sub>est</sub>	12.12	Ton/m
k <sub>h</sub>	0.2695	
P <sub>IR</sub>	3.27	Ton/m

Carga del terreno más acción dinámica					
P <sub>AE</sub>	19.21	Ton/m			
P <sub>AE</sub> + 0.5P <sub>IR</sub>	20.84	Ton/m	>	(0.5P <sub>AE</sub> > EH) + P <sub>IR</sub>	15.32 Ton/m
EQ <sub>terr</sub>	7.15	Ton/m		0.5P <sub>IR</sub>	1.633 Ton/m

### Acero en flexión

#### Momento de diseño en la base de la pantalla

*Estado limite de resistencia*  $n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$

$$M_u = n(1.75 M_{LS} + 1.50 M_{EH} + 1.75 M_{BR})$$

M <sub>u</sub>	80.75	Ton-m
----------------	-------	-------

*Estado limite de evento extremo*  $n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$

$$M_u = n(0.50M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.00(M_{EQ} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50M_{BR})$$

M <sub>u</sub>	72.48	Ton-m
----------------	-------	-------

As diseño							
Recubrimiento	5	cm					
Ancho análisis	1	m					
$0.59 \cdot w^2 - w + \frac{M_u}{1 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$			$w_1$	1.657			
			$w_2$	0.038			
M (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	$\rho$	As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición	
72.48	100	83.73	0.0025	21.08	#8	#8	@ 0.24 m
<b>Datos de la varilla</b>							
As	5.1	cm <sup>2</sup>					
db $\emptyset$	2.54	cm					

**As máximo**  
Según las nuevas normativas del AASHTO LRFD esta comprobación se elimina

As mínimo							
<b>a) <math>M_{cr} = 1.1 f_r \cdot S</math></b>				<b>Verificación</b>			
$f_r$	33.63	kg/cm <sup>3</sup>		80.75	Ton-m	>	49.95 Ton-m
S	135000	cm <sup>3</sup>		<b>Resiste</b>			
$M_{cr}$	49.95	Ton-m					
<b>b) <math>1.33 M_u</math></b>							
$M_u$	96.40	Ton-m					

Acero por temperatura							
<b>Espesor promedio de la pantalla</b>		0.8	m				
<b>Altura</b>		4.4	m				
<b>As<sub>temp</sub></b>		6.092307692	cm <sup>2</sup> /m				
2.33	cm <sup>2</sup> /m	<	6.092307692	cm <sup>2</sup> /m	<	12.7	cm <sup>2</sup> /m
<b>Cumple</b>			<b>Cumple</b>				

As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición		<b>Datos de la varilla</b>		
6.09	#4	#4	@ 0.21 m	As	1.29	cm <sup>2</sup>
				db $\emptyset$	1.27	cm

<b>Verificación de la separación</b>							
$S_{m\acute{a}x}$	2.4	m					
0.45	>	0.21	<b>Cumple</b>				
Usar:	<b>#4 @ 0.21 m</b>						

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Momento actuante

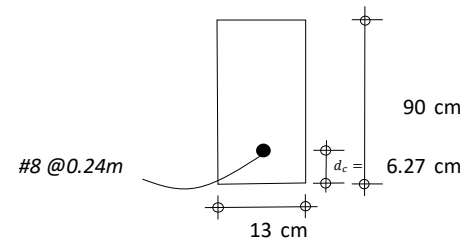
Según el Art 5.6.7 se utiliza una franja de 0.13 m de ancho para el diseño por estado limite de servicio

$$M_s = n(1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR})$$

$M_s$             49.87    Ton-m/m

Tomando en cuenta el ancho tributario de 0.13 m

$M_s$             6.48    Ton-m/m



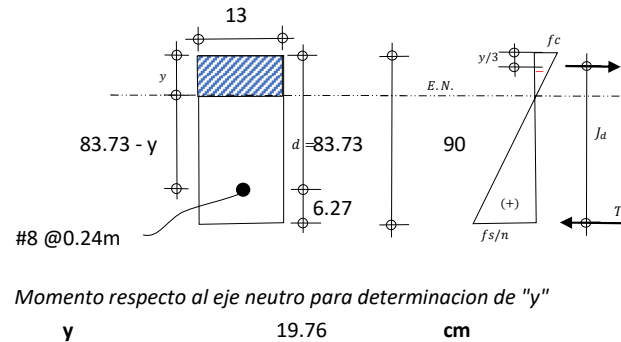
Ubicación del eje neutro

$E_s$             2.04E+06    kg/cm<sup>2</sup>

$E_c$             256018    kg/cm<sup>2</sup>

$n$                 8

$d_c$             6.27    cm



Área de acero transformada  
 $A_{st}$             40.638    cm<sup>2</sup>

Momento respecto al eje neutro para determinación de "y"

$y$                 19.76    cm

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

Brazo  $j_d$  entre las cargas            77.14    cm

Esfuerzo del acero

$M_s / J_d * A_s$             1648.0    kg/cm<sup>2</sup>            <            0.6 $F_y$             2520    kg/cm<sup>2</sup>

$f_{ss}$             1648    kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo del acero

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1.11$$

Análisis para la condición de exposición mas severa

$S_{max}$             38.85    cm            >            24    cm

Cumple

**Revisión por corte**

**Cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de resistencia**

Tamaño de la franja de estribo      1      m

$$V_u = n (1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR})$$

$V_u$	25.46	Ton
-------	-------	-----

**Cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de evento extremo**

$$V_u = n (0.5V_{LS} + 1.00V_{EH} + 1.00V_{EQ} + 0.5V_{BR})$$

$V_u$	24.01	Ton
-------	-------	-----

Se toma para el diseño el valor más crítico

$V_u$	25.46	Ton
-------	-------	-----

**Cortante resistente del concreto  $V_r$**

$$V_n = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p \quad 39.43 \quad \text{Ton} \\ 0.25f'_c * b_v * d_v + V_p \quad 573.09 \quad \text{Ton} \end{array} \right.$$

$V_c$	39.43	Ton
$V_n$	39.43	Ton

$b_v$	100	cm
$d_e$	83.73	cm
$d_v$	81.87	cm

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = 3.72 \quad \text{cm}$$

$0.72 * h$	64.8	cm	<	$d_v$	81.87	cm
------------	------	----	---	-------	-------	----

**Cumple**

**Cálculo de  $\beta$**

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$$

$M_u$	80.75	Ton-m	>	$V_u * d_v$	20.85	Ton-m
-------	-------	-------	---	-------------	-------	-------

**Cumple**

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s}$$

$\epsilon_s$	0.0029
--------------	--------

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg.)}$$

$s_{xe}$	32.23	"
----------	-------	---

$\beta$	1.09
---------	------

**Comprobación**

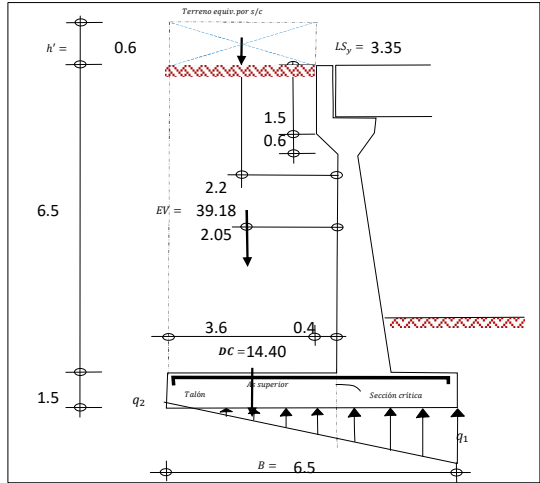
$V_r$	35.49	Ton	>	$V_u$	25.46	Ton
-------	-------	-----	---	-------	-------	-----

**Cumple**

**Diseño de la cimentación**

**Acero en la parte superior de la zapata**

Momento de diseño en cara vertical de pantalla		
$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS})$		
$M_u$	157.38	Ton-m



**As diseño**

Recubrimiento	7.5	cm			
Ancho analisis	1	m			
$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{0.9 * f'c * b * d^2}$			$w_1$	1.663	
			$w_2$	0.032	

M (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	$\rho$	As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición	
157.38	100	141.55	0.0021	29.98	#6	#6	@ 0.09 m

Datos de la varilla		
As	2.84	cm <sup>2</sup>
db $\phi$	1.91	cm

**As máximo**  
Según las nuevas normativas del AASHTO LRFD esta comprobación se elimina

**As mínimo**

<b>a) <math>M_{cr} = 1.1 f_r * S</math></b>			<b>Verificación</b>				
$f_r$	33.63	kg/cm <sup>3</sup>	157.38	Ton-m	>	138.74	Ton-m
S	375000	cm <sup>3</sup>	<b>Resiste</b>				
$M_{cr}$	138.74	Ton-m					
<b>b) <math>1.33 M_u</math></b>			<b>Usar:</b>				
$M_u$	209.32	Ton-m	<b>#6 @ 0.09 m</b>				

**Acero por temperatura**

<b>Esesor de la zapata</b>	6.5	m					
<b>Altura</b>	1.5	m					
$AS_{temp}$	10.97	cm <sup>2</sup> /m					
2.33	cm <sup>2</sup> /m	<	10.969	cm <sup>2</sup> /m	<	12.7	cm <sup>2</sup> /m
<b>Cumple</b>			<b>Cumple</b>				

As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición		Datos de la varilla	
10.97	#4	#4	@ 0.12 m	As	1.29
				db $\phi$	1.27
					cm

**Verificación de la separación**

0.45	>	0.12	<b>Cumple</b>
<b>Usar:</b>			
<b>#4 @ 0.12 m</b>			

**Revisión por cortante**

**Cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de resistencia**

Tamaño de la franja de estribo      1      m

$$V_u = n (1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS})$$

$V_u$	76.76	Ton
-------	-------	-----

**Cortante resistente del concreto  $V_r$**

$$V_n = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p \quad 123.18 \quad \text{Ton} \\ 0.25f'_c * b_v * d_v + V_p \quad 972.30 \quad \text{Ton} \end{array} \right.$$

$V_c$	123.18	Ton
$V_n$	123.18	Ton

$b_v$       100      cm

$d_e$       141.55      cm

$d_v$       138.90      cm

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 5.29 \quad \text{cm}$$

$0.72 * h$	108	cm	<	$d_v$	138.90	cm
------------	-----	----	---	-------	--------	----

**Cumple**

**Cálculo de  $\beta$**

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$$

$M_u$	157.38	Ton-m	>	$V_u * d_v$	106.62	Ton-m
-------	--------	-------	---	-------------	--------	-------

**Cumple**

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s}$$

$\varepsilon_s$	0.0031
-----------------	--------

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg.)}$$

$s_{xe}$	54.69	"
----------	-------	---

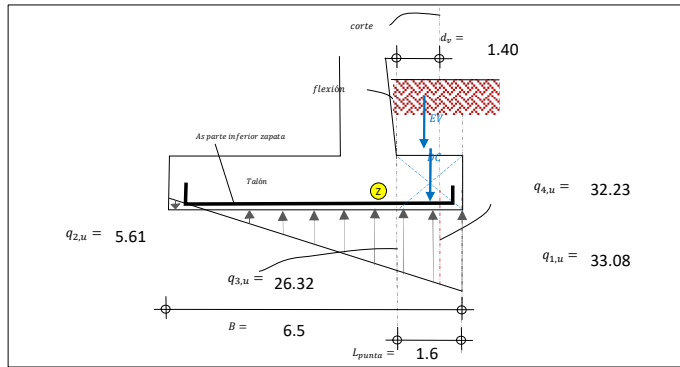
$\beta$	2.00
---------	------

**Comprobacion**

$V_r$	110.87	Ton	>	$V_u$	76.76	Ton
-------	--------	-----	---	-------	-------	-----

**Cumple**

**Acero en el fondo de la zapata**



**Valor crítico de diseño es el de evento extremo**

$V_u$	125.74	Ton
$e$	0.77	m

**Presiones actuantes en la base del estribo**

$q_{1,u}$	33.08	Ton/m
$q_{2,u}$	5.61	Ton/m

**Momento actuante crítico**

$M_u$	39.46	Ton-m
-------	-------	-------

**As diseño**

Recubrimiento	7.5	cm
Ancho analisis	1	m

$$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{0.9 * f'c * b * d^2}$$

$w_1$	1.687
$w_2$	0.008

M (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	$\rho$	As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición	
39.46	100	141.55	0.0005	7.41	#6	#6	@ 0.4 m

**Datos de la varilla**

As	2.84	cm <sup>2</sup>
db Ø	1.91	cm

**As máximo**

Según las nuevas normativas del AASHTO LRFD esta comprobación se elimina

**As mínimo**

a)  $M_{cr} = 1.1 f_r * S$

$f_r$	33.63	kg/cm <sup>3</sup>
S	375000	cm <sup>3</sup>

$M_{cr}$	138.74	Ton-m
----------	--------	-------

b)  $1.33 M_u$

$M_u$	52.49	Ton-m
-------	-------	-------

**Verificación**

39.46	Ton-m	<	52.49	Ton-m
-------	-------	---	-------	-------

No resiste

**Rediseño en caso de que As mínimo no resista**

As diseño (cm <sup>2</sup> )	Diametro	Disposición		
19.10	#6	#6	@	0.10 m

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = 3.371 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 100.98 \text{ Ton-m}$$

**Comprobacion**

$M_u$	100.98	Ton-m	>	52.49	Ton-m
-------	--------	-------	---	-------	-------

Resiste

Usar:

#6 @ 0.1 m



**Revisión por cortante**

*Cortante actuante a distancia  $d_v$  de la cara de la pantalla*

$V_u$	6.58	Ton
-------	------	-----

*Cortante resistente del concreto  $V_r$*

$$V_n = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f'_c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right.$$

$V_c$	124.04	Ton
$V_n$	124.04	Ton

$b_v$	100	cm
$d_e$	141.55	cm
$d_v$	139.86	cm

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.37 \text{ cm}$$

$0.72 * h$	108	cm	<	$d_v$	139.86	cm
------------	-----	----	---	-------	--------	----

**Cumple**

*Cálculo de  $\beta$*

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$$

$M_u$	100.98	Ton-m	>	$V_u * d_v$	9.20	Ton-m
-------	--------	-------	---	-------------	------	-------

**Cumple**

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s}$$

$\epsilon_s$	0.0020
--------------	--------

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg.)}$$

$s_{xe}$	55.06	"
----------	-------	---

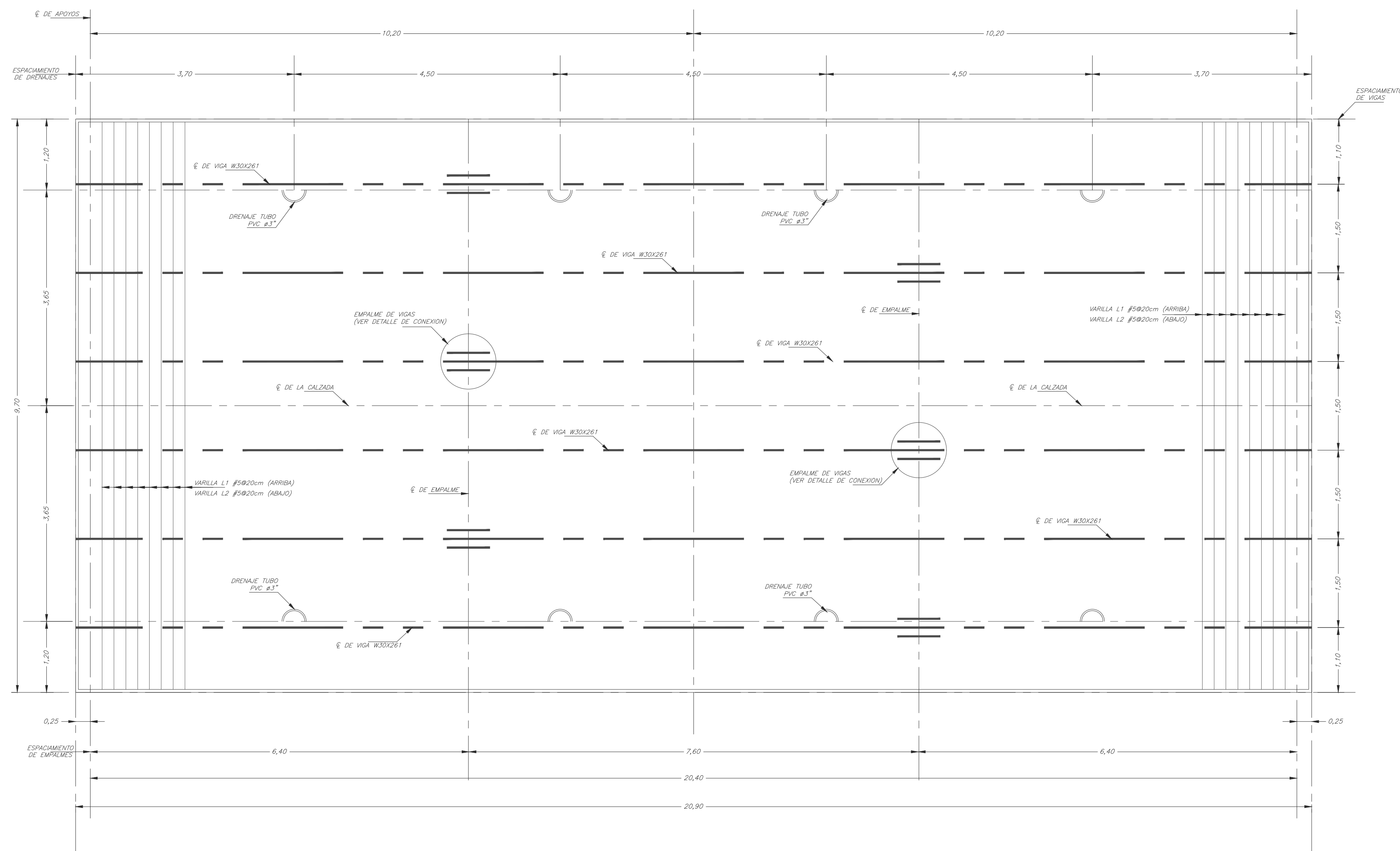
$\beta$	2.00
---------	------

*Comprobacion*

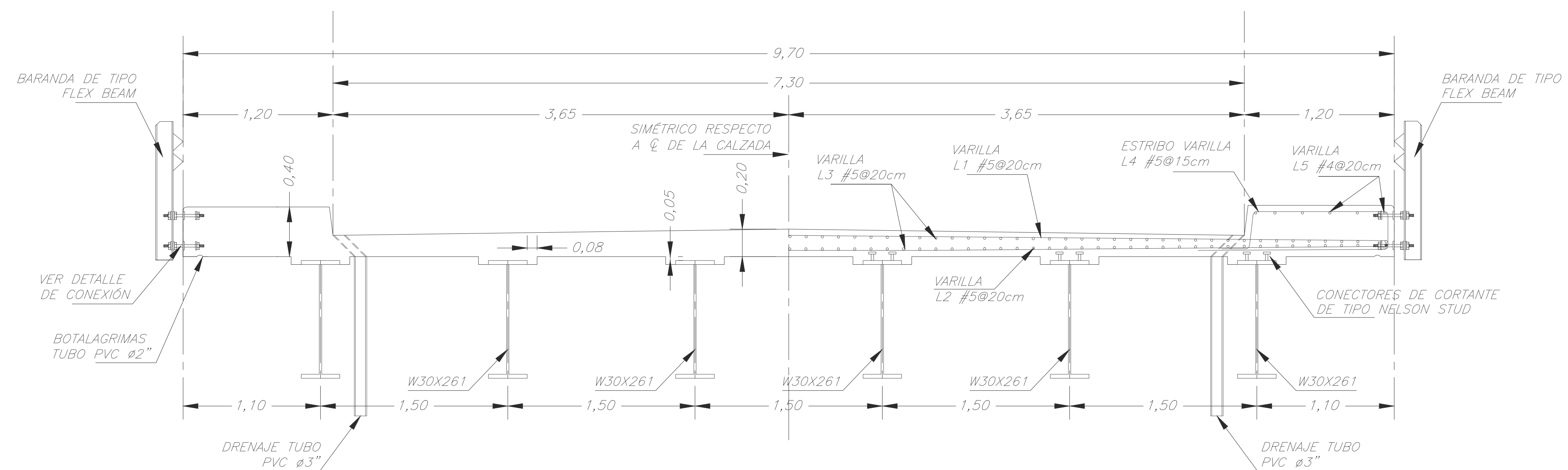
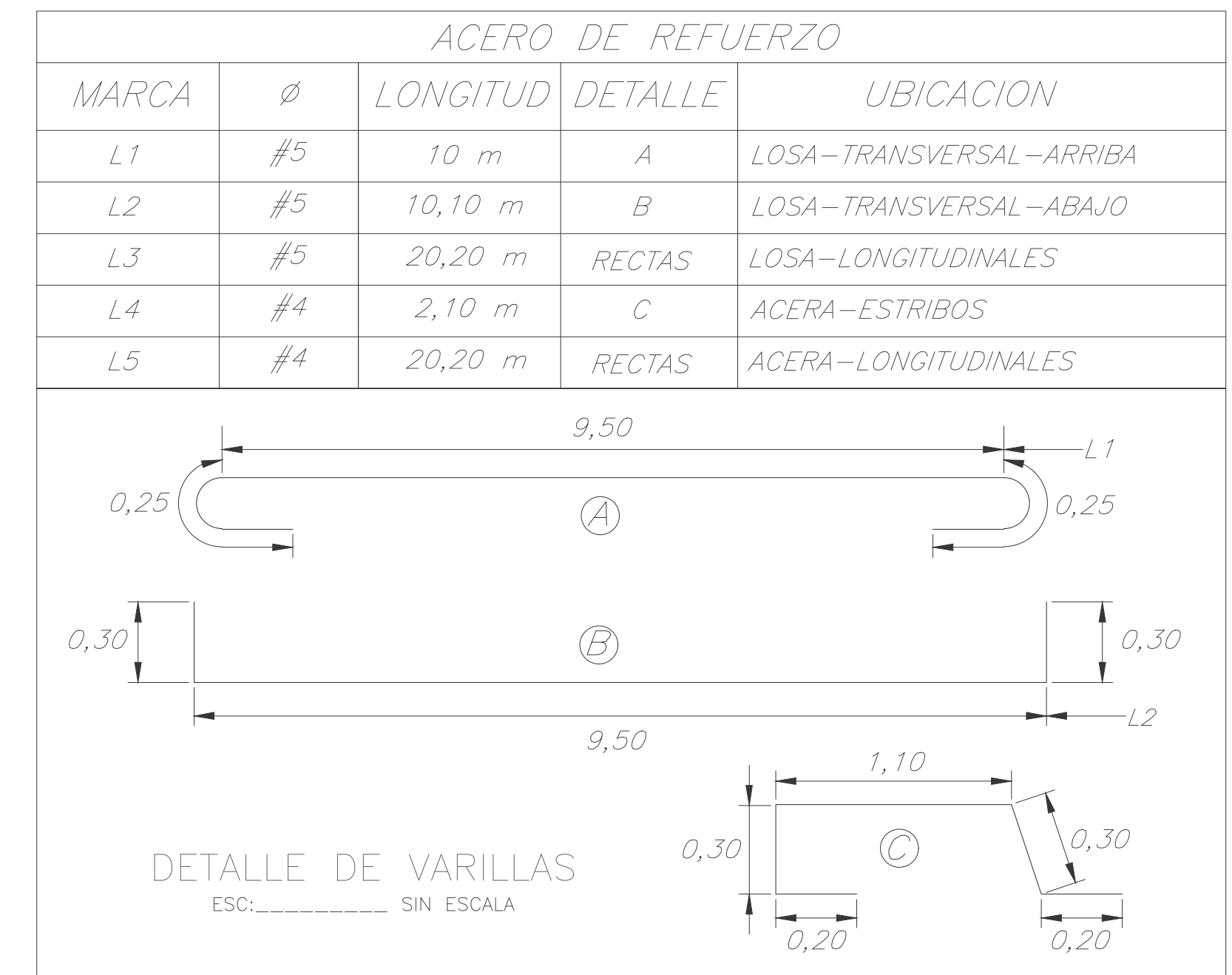
$V_r$	111.63	Ton	>	$V_u$	6.58	Ton
-------	--------	-----	---	-------	------	-----

**Cumple**

## **Apéndice 5. Planos constructivos**

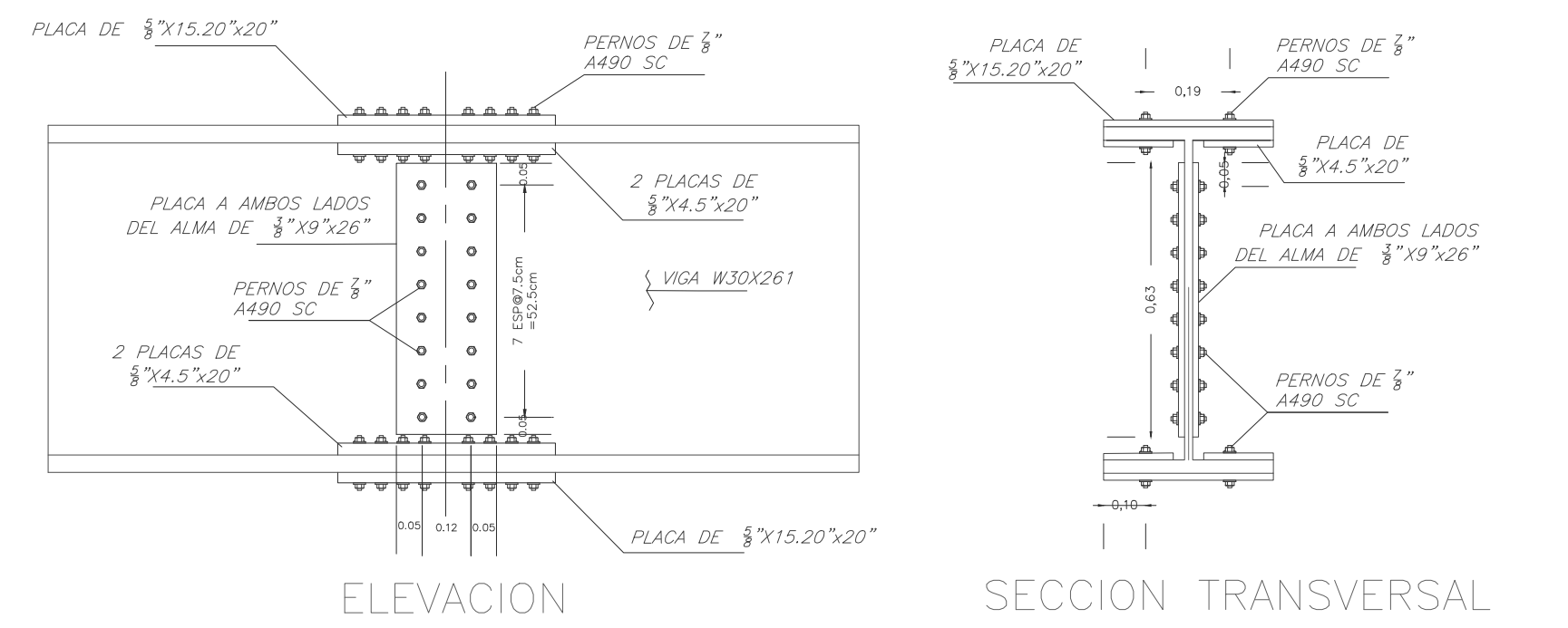
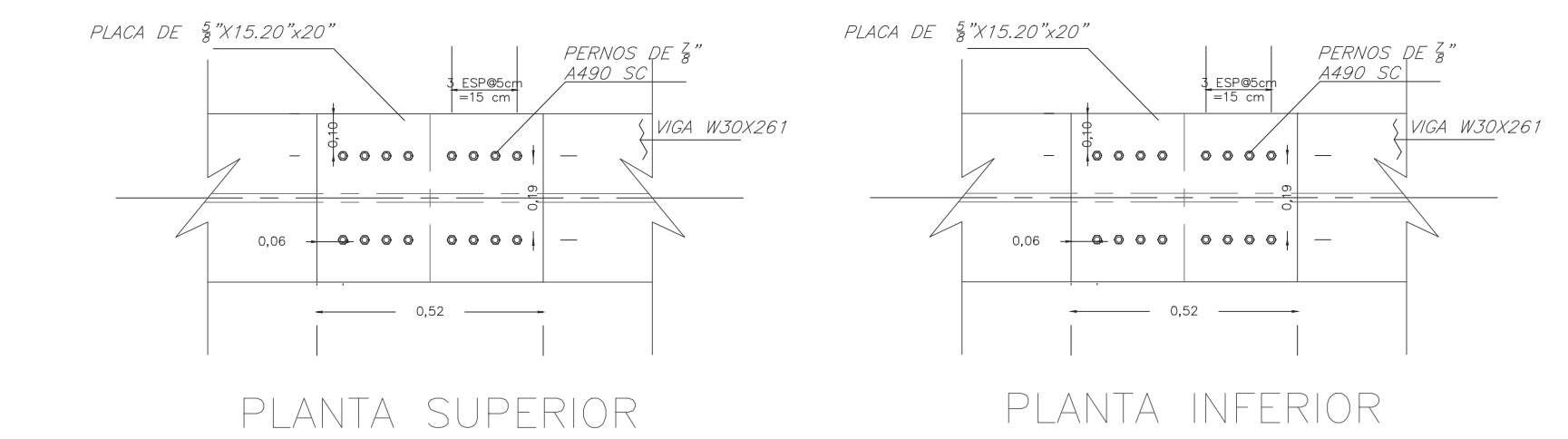
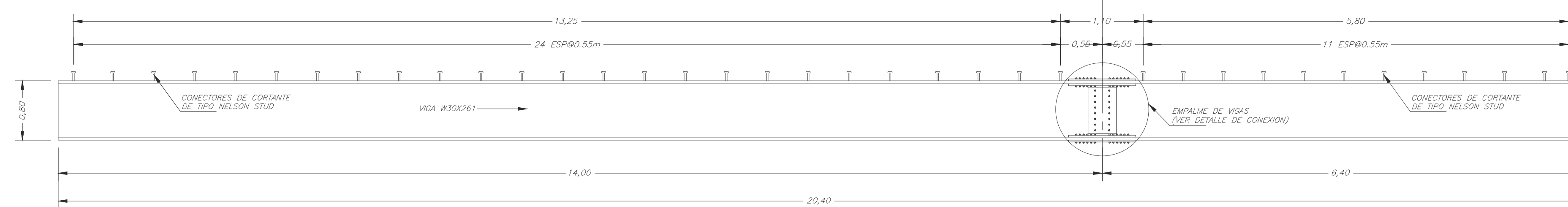
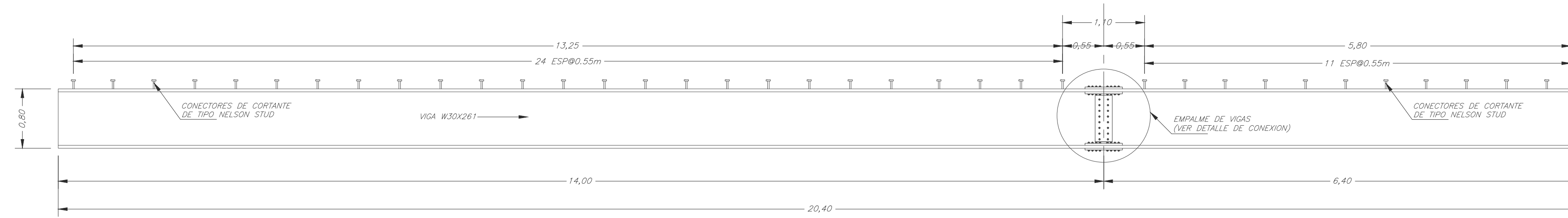


PLANTA DE LOSA MOSTRANDO REFUERZO TRANSVERSAL  
 ESC:----- 1:50

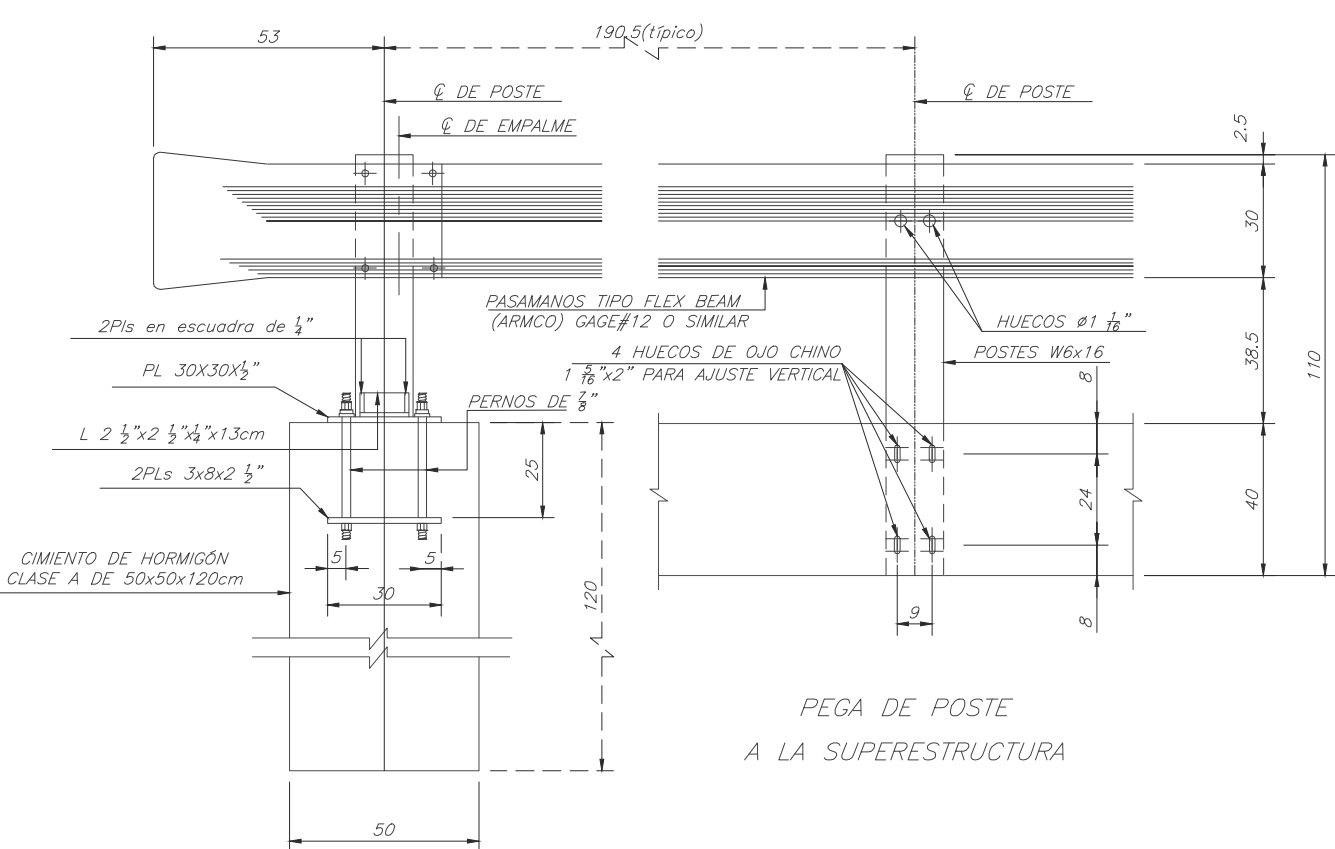


SECCION TRANSVERSAL DE LA LOSA  
 ESC:----- 1:50

PROYECTO:		
PUENTE VEHICULAR DE 20.4 METROS DE LONGITUD		
PROVINCIA PUNTARENAS	CANTON GARABITO	DISTRITO JACO
RESPONSABLE DEL DISEÑO		
NOMBRE: ALVARO JOSÉ GONZÁLEZ ADANIS		
RESPONSABLE DEL DIBUJO		
NOMBRE: ALVARO JOSÉ GONZÁLEZ ADANIS		
CONTENIDO:		
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE		
ESCALA	FECHA	LAMINA
INDICADAS	DICIEMBRE 2022	01/03

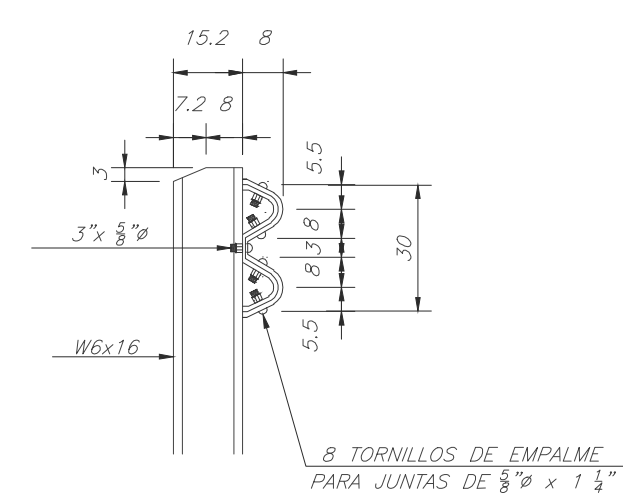


DETALLES DEL EMPLAME VIGAS EXTERIORES  
ESC: 1:20

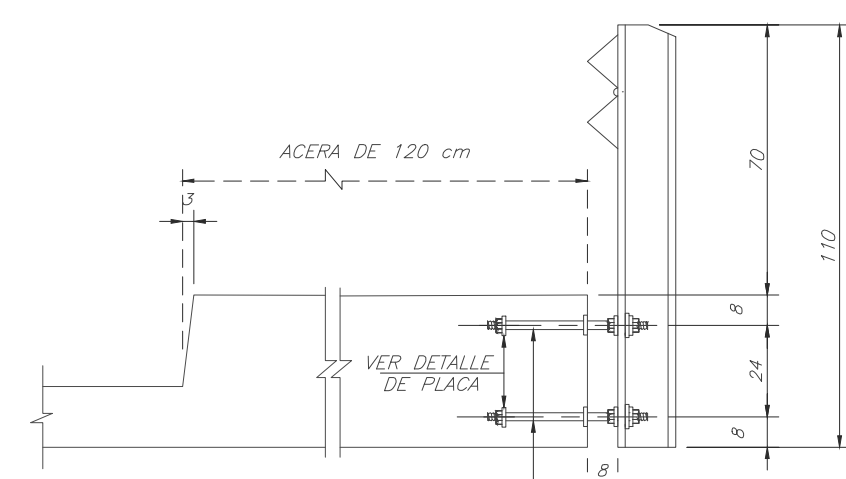


PEGA DE POSTE A CIMENTO-A LA LOSA DE APROXIMACION

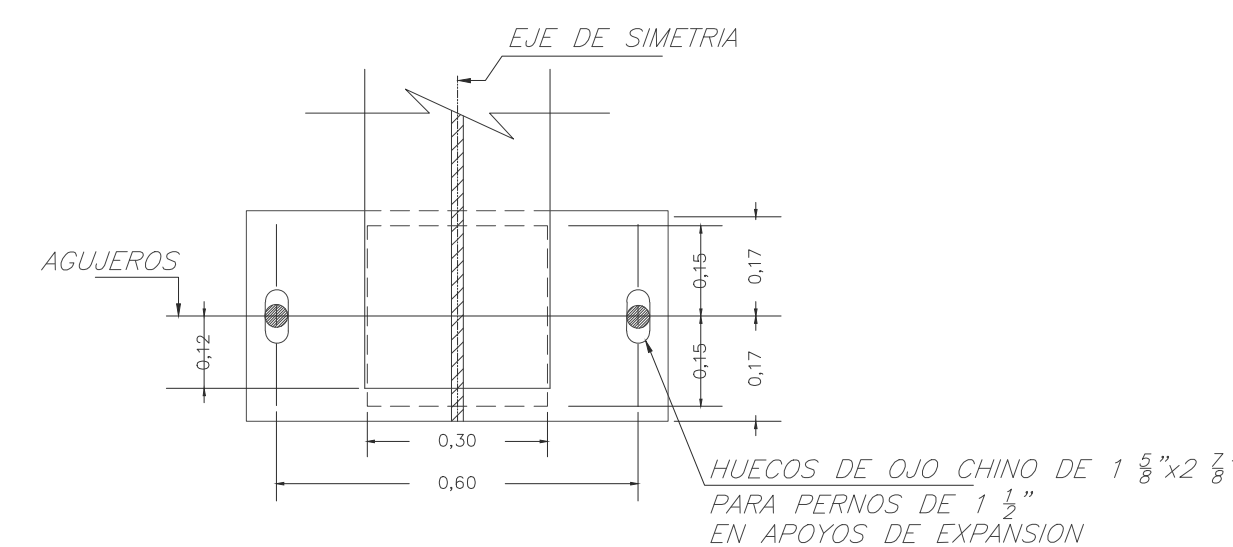
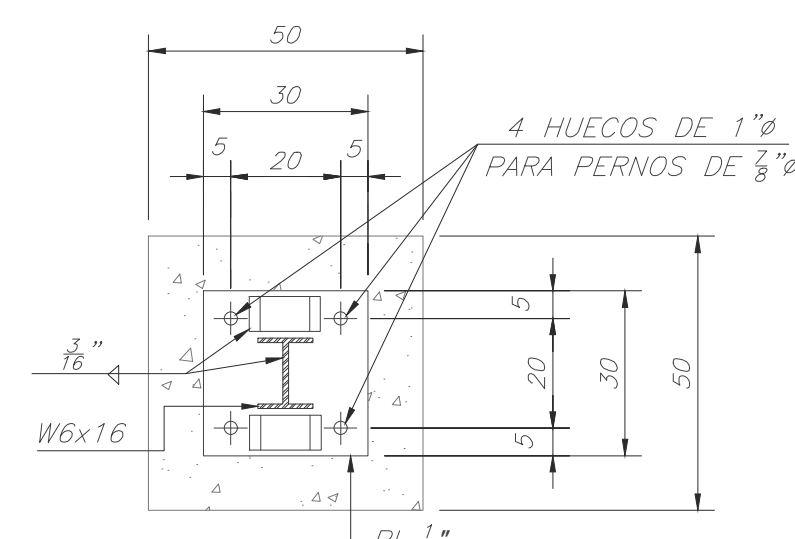
ELEVACION DE BARANDA  
ESC: 1:20



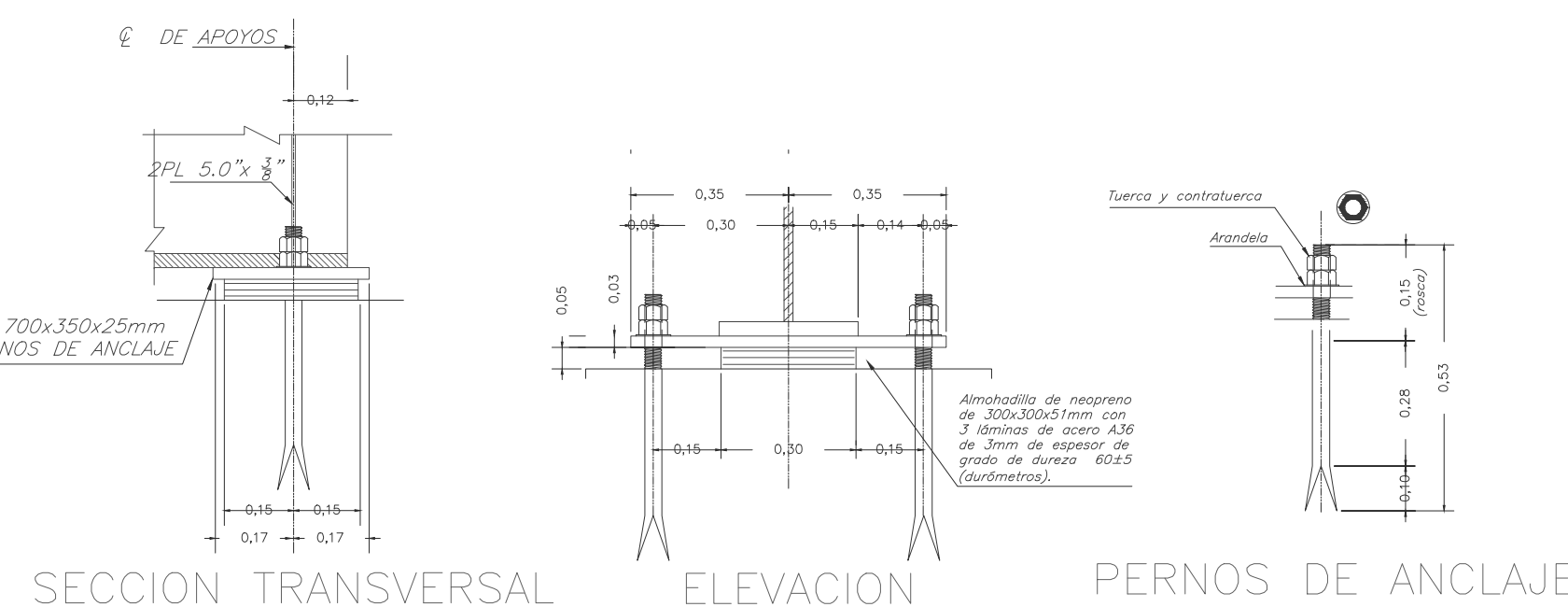
SECCION DE PLACA  
ESC: SIN ESCALA



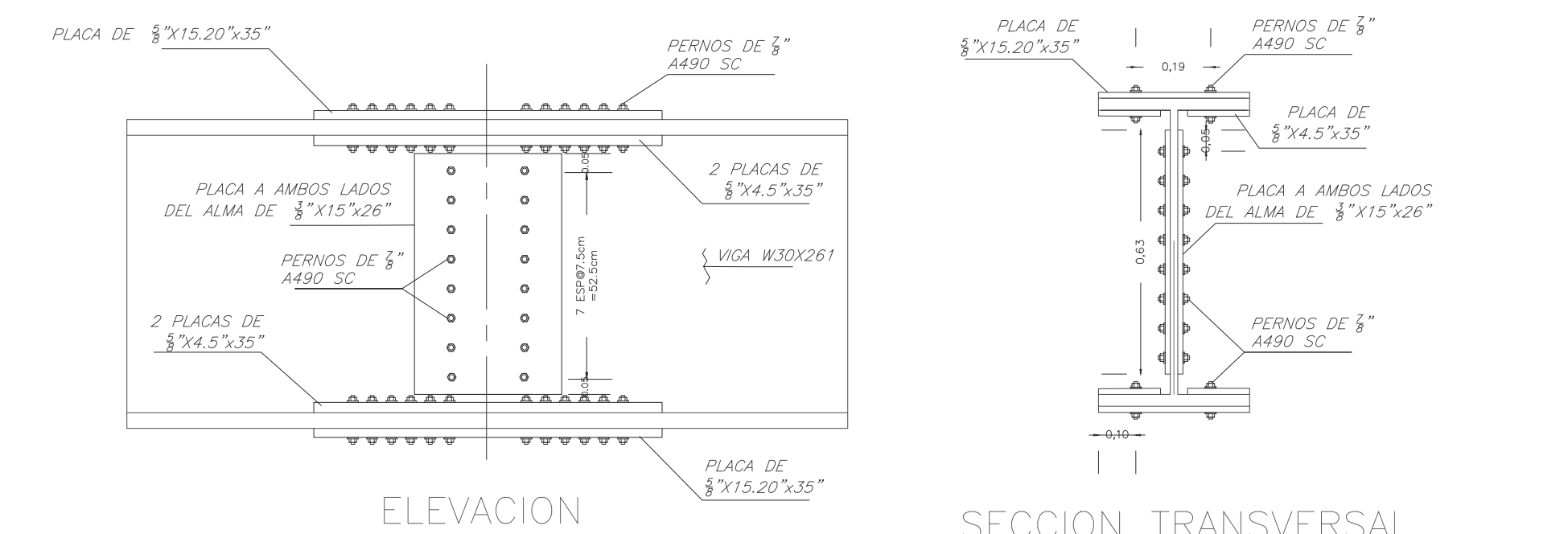
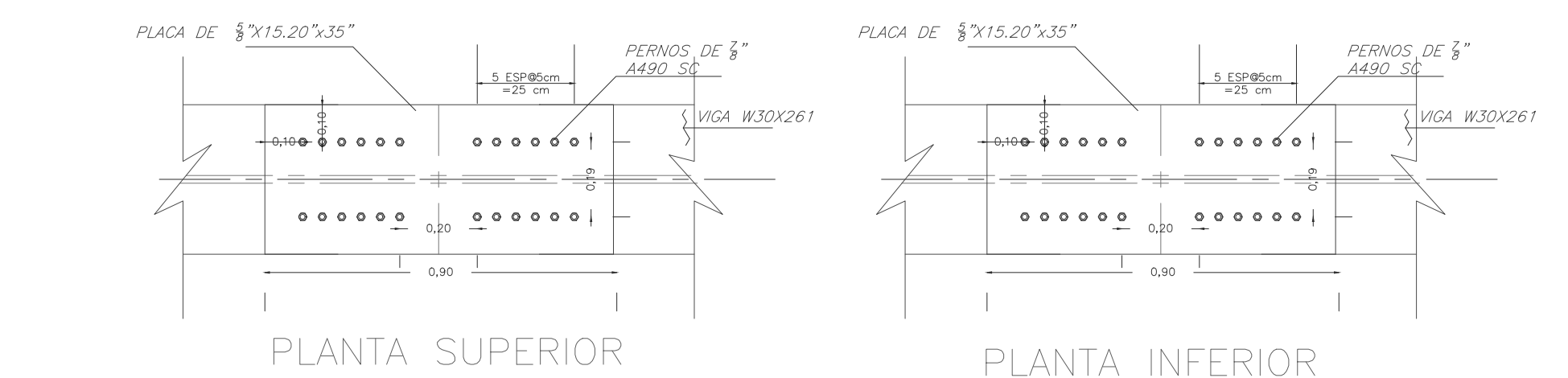
DETALLE DE REMATE DE BARANDA  
ESC: 1:20



SECCION TRANSVERSAL  
ESC: 1:20



DETALLES DE ALMOHADILLA ELASTOMERICA  
ESC: 1:15



DETALLES DEL EMPLAME VIGAS EXTERIORES  
ESC: 1:20

PROYECTO:  
**PUENTE VEHICULAR DE 20.4 METROS DE LONGITUD**

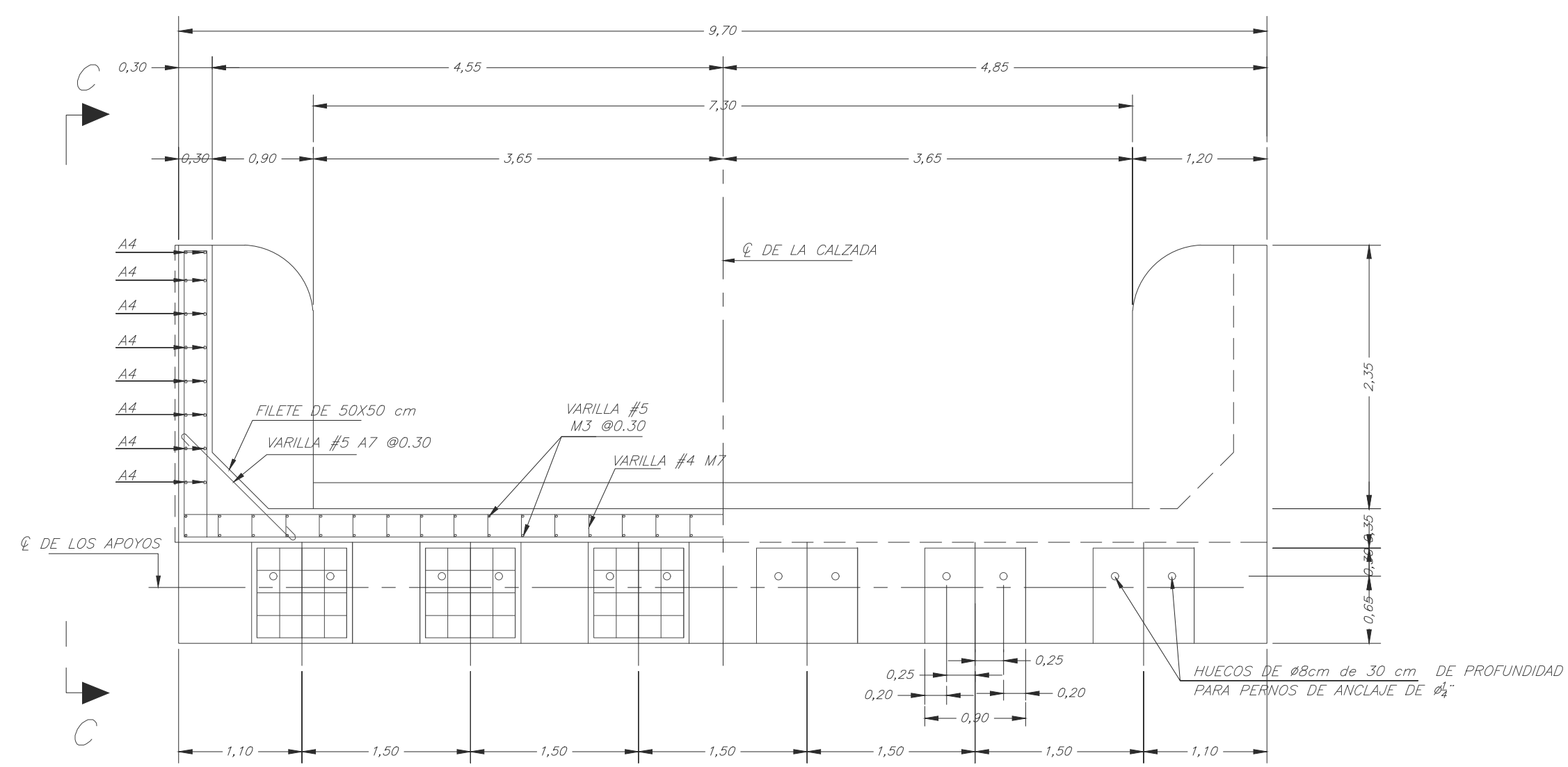
PROVINCIA PUNTARENAS CANTON GARABITO DISTRITO JACO

RESPONSABLE DEL DISEÑO  
NOMBRE: ALVARO JOSE GONZALEZ ADANIS

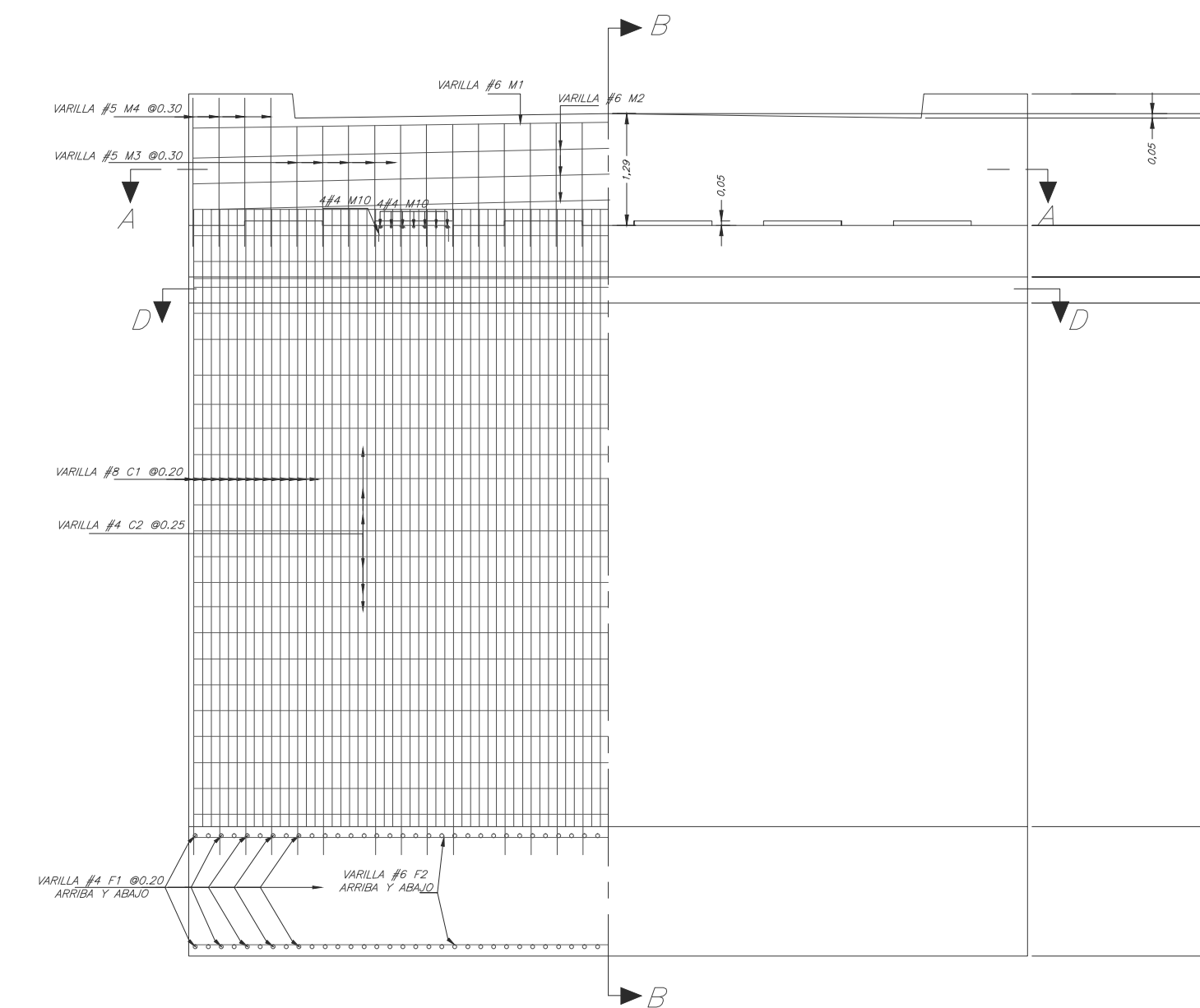
RESPONSABLE DEL DIBUJO  
NOMBRE: ALVARO JOSE GONZALEZ ADANIS

CONTENIDO:  
DETALLES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

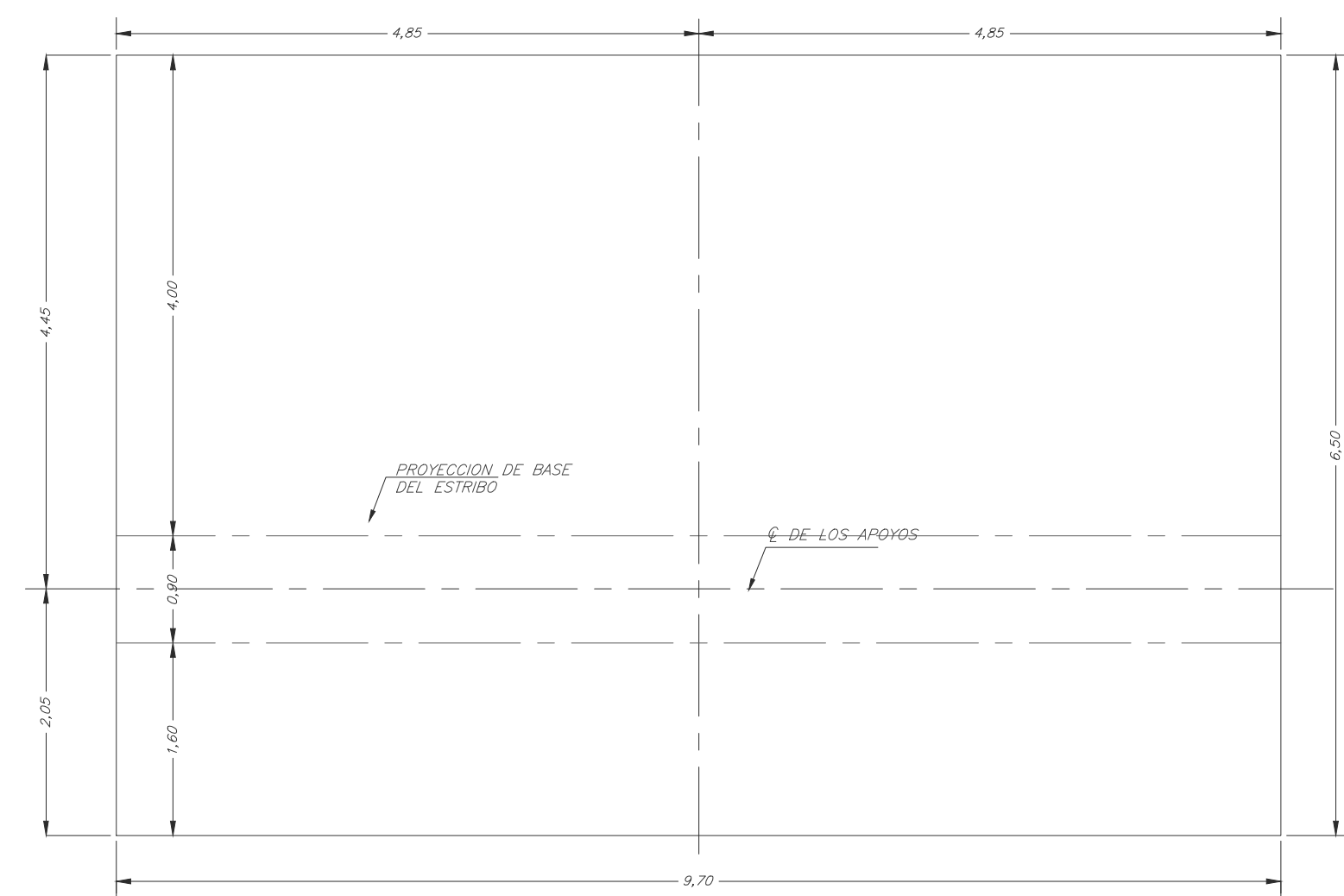
ESCALA FECHA LAMINA  
INDICADAS DICIEMBRE 2022 02/03



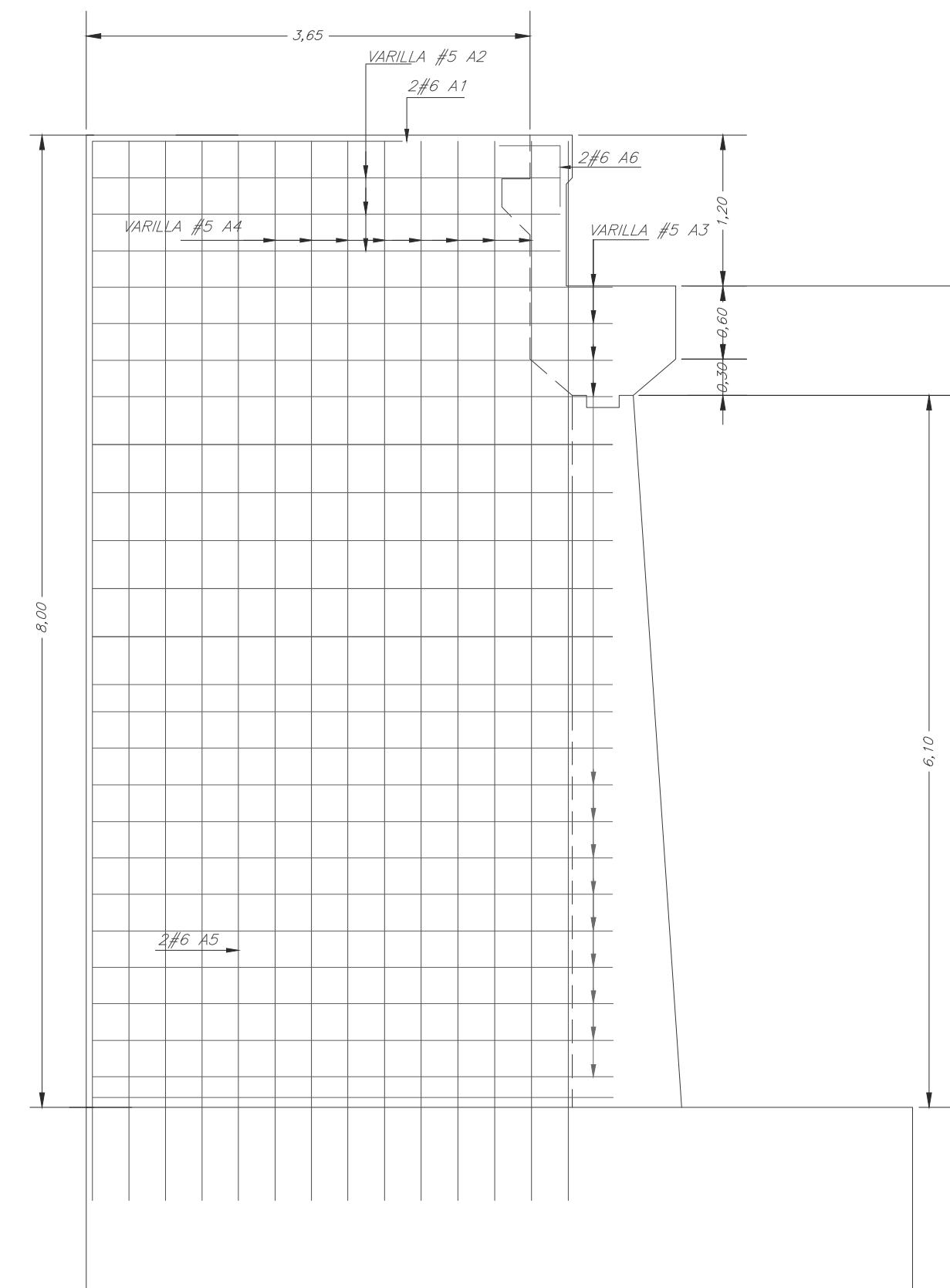
MEDIA SECCION A-A ESC: 1:50  
 MEDIA PLANTA ESC: 1:50



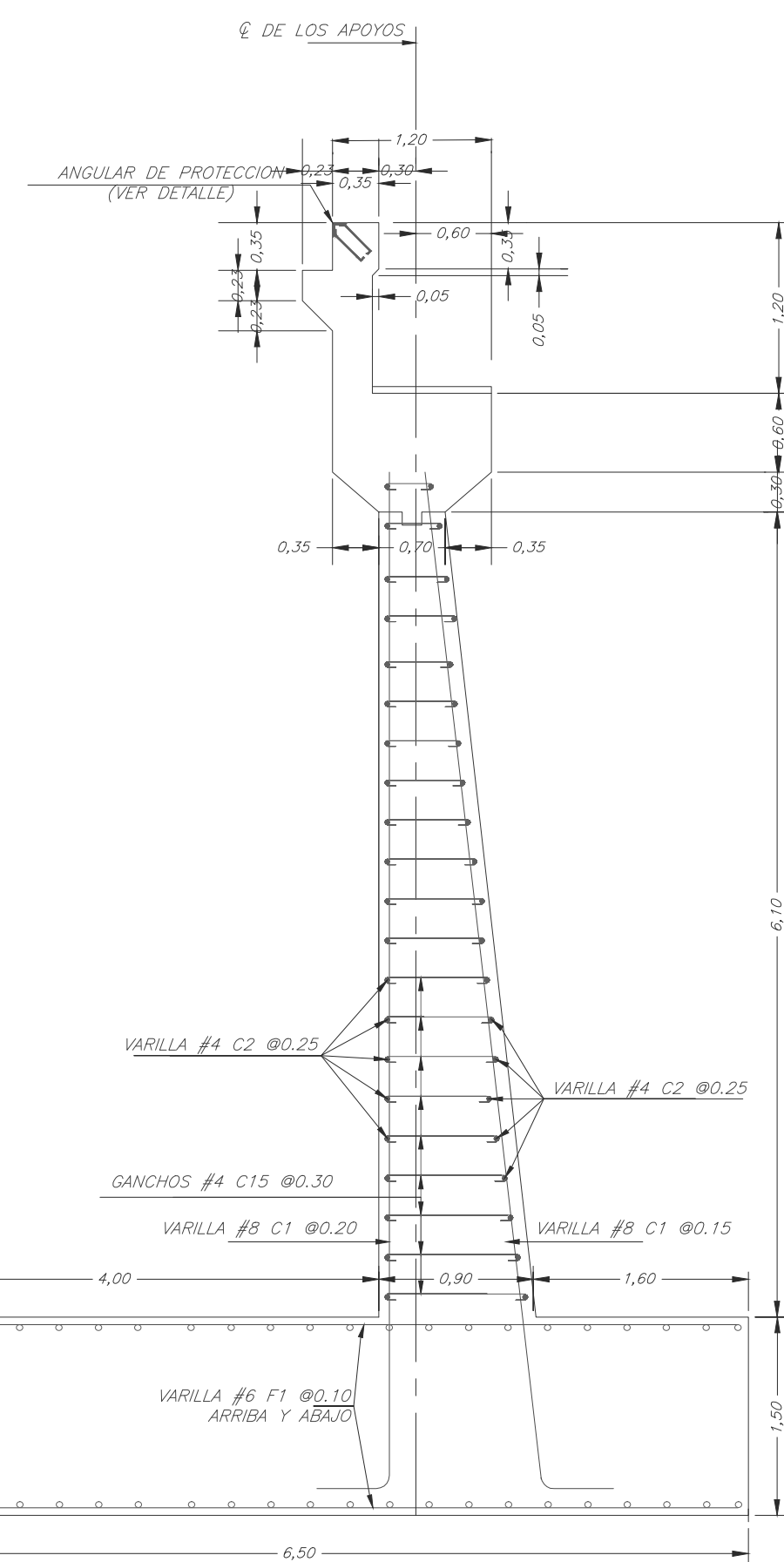
ELEVACION DEL BASTION ESC: 1:70



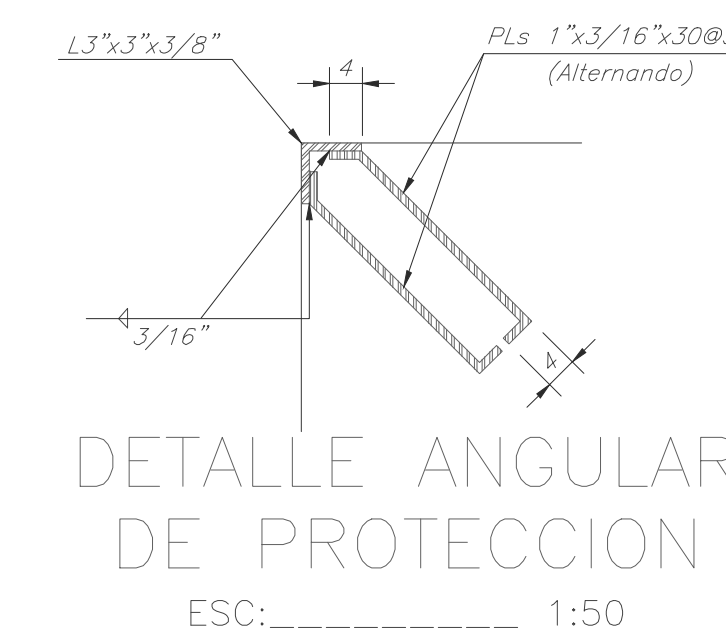
PLANTA DE FUNDACION ESC: 1:50



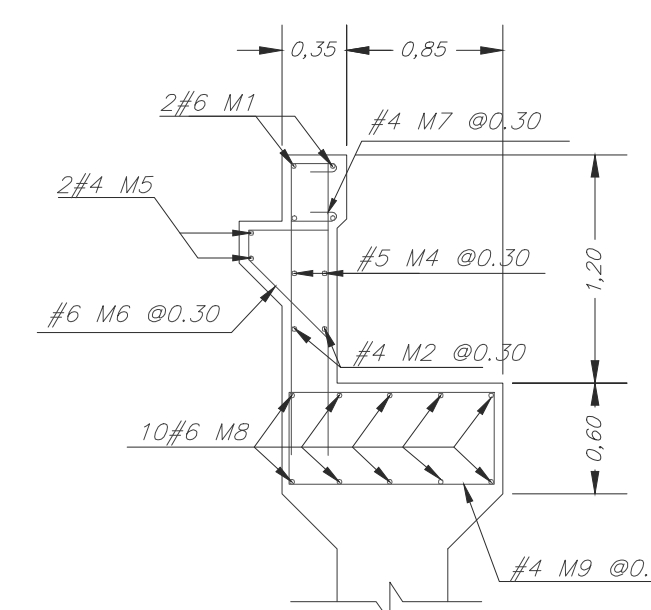
SECCION C-C ESC: 1:50



SECCION B-B DEL CABEZAL ESC: 1:50

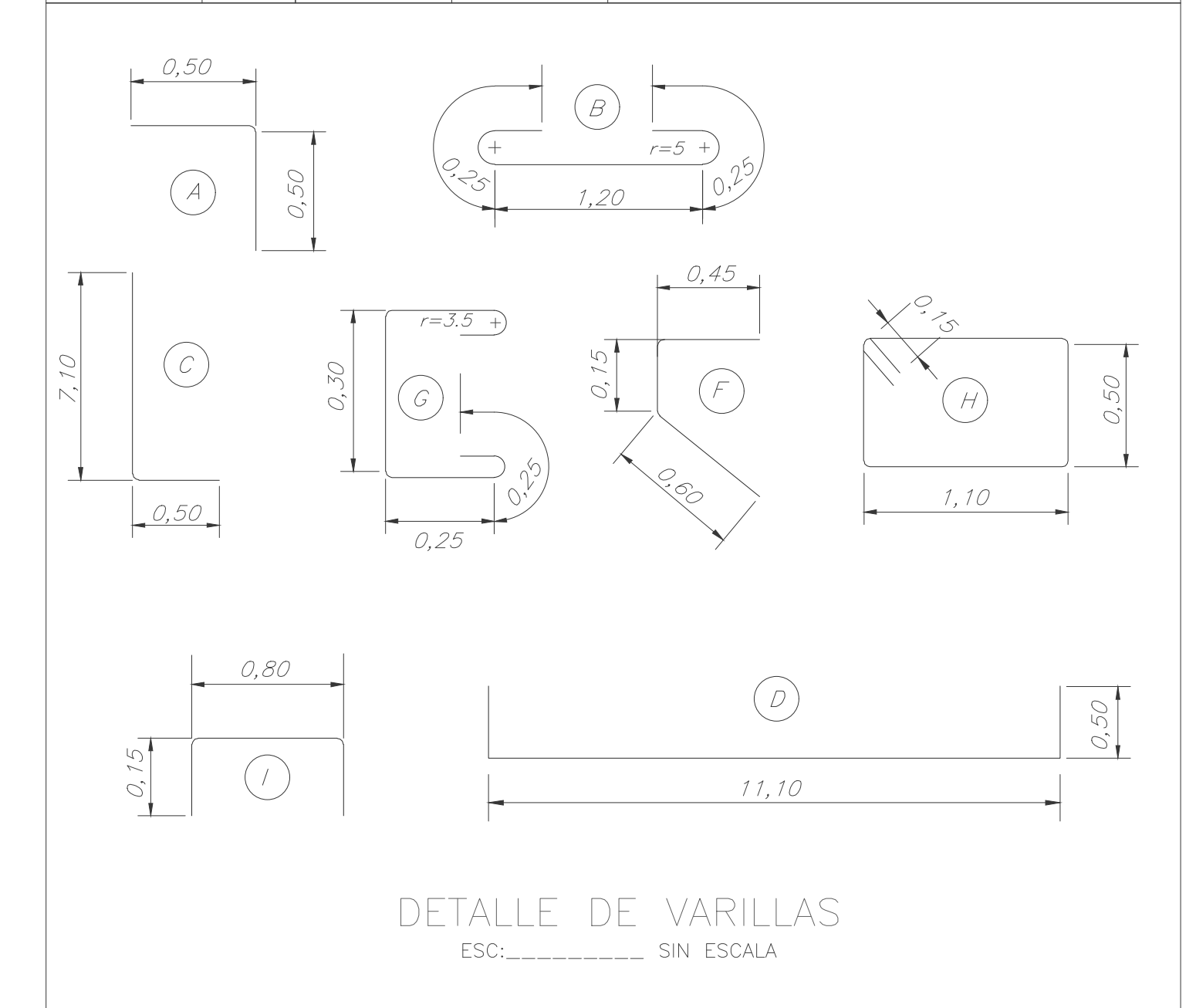


DETALLE ANGULAR DE PROTECCION ESC: 1:50

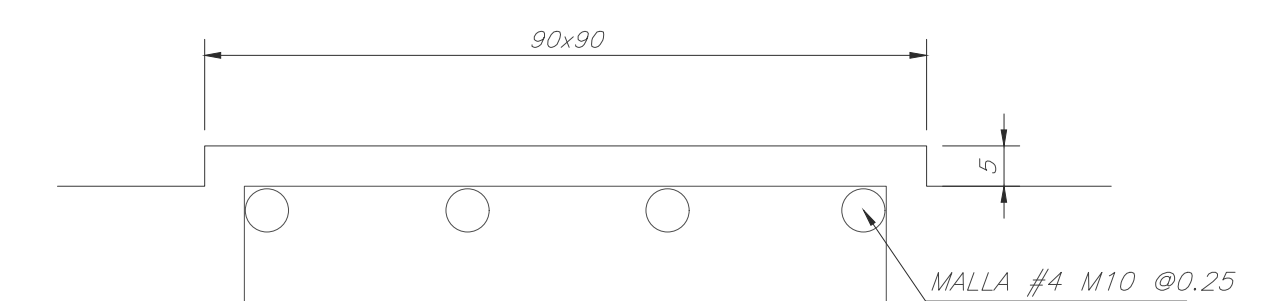


SECCION B-B DEL CABEZAL ESC: 1:50

ACERO DE REFUERZO				
MARCA	Ø	LONGITUD	DETALLE	UBICACION
A1	#6	3,30	RECTAS	ALETONES HORIZONTALES-AMBAS CARAS
A2	#5	3,30	RECTAS	ALETONES HORIZONTALES-AMBAS CARAS
A3	#5	3,30	RECTAS	ALETONES HORIZONTALES-AMBAS CARAS
A4	#5	8,50	RECTAS	ALETONES VERTICALES-AMBAS CARAS
A5	#6	8,50	RECTAS	ALETONES VERTICALES-AMBAS CARAS
A6	#6	1,00	A	ALETONES CUADRADOS
A7	#5	1,70	B	GANCHOS DEL FILETE
F1	#6	6,40	RECTAS	FUNDACION-TRANSVERSAL-ARRIBA Y ABAJO
F2	#4	10,80	RECTAS	FUNDACION-LONGITUDINAL-ARRIBA Y ABAJO
C1	#8	7,70	C	COLUMNAS VERTICALES
C2	#4	11,10	D	COLUMNAS ESTRIBOS
M1	#6	9,60	RECTAS	PARED CABEZAL-HORIZONTAL ARRIBA
M2	#4	9,60	RECTAS	PARED CABEZAL-HORIZONTAL
M3	#5	1,60	RECTAS	PARED CABEZAL-VERTICAL
M4	#5	1,90	RECTAS	PARED CABEZAL-VERTICAL
M5	#4	9,60	RECTAS	MENSULA-HORIZONTALES
M6	#4	1,20	F	MENSULA-ESTRIBOS
M7	#4	1,25	G	GANCHOS EN PARED
M8	#6	9,60	RECTAS	VIGA DE CABEZAL-HORIZONTALES
M9	#4	4,00	H	VIGA DE CABEZAL-ESTRIBOS
M10	#4	1,10	I	PEDESTALES



DETALLE DE VARILLAS ESC: SIN ESCALA



DETALLE DE PEDESTAL ESC: 1:50

PROYECTO:		
PUENTE VEHICULAR DE 20.4 METROS DE LONGITUD		
PROVINCIA PUNTARENAS	CANTON GARABITO	DISTRITO JACO
RESPONSABLE DEL DISEÑO		
NOMBRE: ALVARO JOSÉ GONZÁLEZ ADANIS		
RESPONSABLE DEL DIBUJO		
NOMBRE: ALVARO JOSÉ GONZÁLEZ ADANIS		
CONTENIDO:		
BASTIONES DEL PUENTE, JUNTO CON DETALLES CONSTRUCTIVOS		
ESCALA	FECHA	LAMINA
INDICADAS	DICIEMBRE 2022	03/03

## **Apéndice 6. Modelo 3D**

















## **Anexos**

## **Anexo 1. Estudio hidrogeológico**



**ESTUDIOS HIDROLOGICOS PRELIMINARES PARA EL DESAGUE  
(CANALIZACION) DE AGUA EN JACO DIAGNÓSTICO Y MEDIDAS DE  
MITIGACIÓN ANTE EVENTOS DE INUNDACIÓN Y PRECIPITACIÓN  
EXTREMA EN EL DISTRITO DE JACÓ, GARABITO**

---

## **DIAGNÓSTICO**



**INGEFOR INGENIERÍA Y AMBIENTE S.A.**  
FEBRERO, 2022



## EQUIPO DE TRABAJO

### **Ing. Andrés Zúñiga Garita**

Ingeniero civil-Hidrólogo  
Colegiado No. IC16397

### **Ing. Igor Zúñiga Garita. MAP**

Evaluador Ambiental  
Colegiado No.4863



### **Ing. Reyes Pablo Picado Núñez**

Ingeniero Topógrafo  
Colegiado No. IT-16205

---

Estudio elaborado para la Municipalidad de Garabito  
Puntarenas



## CONTENIDO

1.	GLOSARIO.....	5
2.	JUSTIFICACIÓN .....	7
3.	INTRODUCCIÓN .....	9
4.	OBJETIVOS.....	11
5.	DIAGNÓSTICO GENERAL DE LAS CAUSAS DE INUNDACIÓN .....	12
5.1.	DENSA RED FLUVIAL .....	13
5.2.	ALCANTARILLADO PLUVIAL INEFICIENTE .....	13
5.3.	AUSENCIA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL .....	14
5.4.	RELIEVE NATURAL ABRUPTO .....	15
5.5.	ESTRANGULAMIENTO Y MANIPULACIÓN DE LOS CAUCES DE DOMINIO PÚBLICO .....	17
5.6.	MANTENIMIENTO PERIODICO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL .....	19
5.7.	APORTE DE AGUAS RESIDUALES AL ALCANTARILLADO PLUVIAL .....	20
5.8.	RÉGIMEN PLUVIOMÉTRICO.....	22
5.9.	SEDIMENTACIÓN EN LA DESEMBOCADURA DE LOS CAUCES .....	22
5.10.	DESLIZAMIENTO DE TALUDES.....	23
5.11.	EFFECTOS DE LAS MAREAS .....	26
5.12.	CAMBIO CLIMÁTICO .....	30
6.	DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	34
7.	USO DE SUELO .....	36
8.	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	37
9.	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA.....	39
10.	CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA.....	41
10.1.	PRECIPITACIÓN Y TEMPERATURA PROMEDIO.....	43
10.2.	PRECIPITACIÓN EXTREMA E INTENSIDAD DE LLUVIA .....	45
11.	REGIMEN FLUVIAL DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	49
11.1.	CUENCA QUEBRADA DOÑA MARÍA .....	49
11.1.1.	CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS .....	49
11.1.2.	AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO.....	50

11.1.3.	MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO .....	53
11.1.4.	AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES .....	56
11.2.	CUENCA QUEBRADA SIN NOMBRE .....	59
11.2.1.	CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS .....	59
11.2.2.	AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO.....	60
11.2.3.	MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO .....	61
11.2.4.	AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES .....	64
11.3.	CUENCA RIO COPEY.....	65
11.3.1.	CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS .....	65
11.3.2.	AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO.....	67
11.3.3.	MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO .....	69
11.3.4.	AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES .....	72
11.4.	CUENCA QUEBRADA LISA.....	74
11.4.1.	CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS .....	74
11.4.2.	AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO.....	75
11.4.3.	MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO .....	77
11.4.4.	AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES .....	80
11.5.	CUENCA RÍO NARANJAL .....	82
11.5.1.	CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS .....	82
11.5.2.	AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO.....	83
11.5.3.	MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO .....	85
11.5.4.	AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES .....	88
12.	MAPA DE INUNDACIONES ACTUALIZADO.....	90
13.	RESUMEN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES DEL DIAGNÓSTICO.....	92
14.	RECOMENDACIONES FINALES.....	97
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	99



## 1. GLOSARIO

TERMINO	DEFINICIÓN
Aforo	Determinar el flujo o caudal que pasa por una determinada sección de un río o quebrada en un instante cualquiera
Alcantarilla de cuadro	Canalización subterránea constituida por una estructura de concreto de forma cuadrada o rectangular
Alcantarilla de paso	Canalización subterránea a través de una calle o camino
Avenida	Conocida también como crecida de un río, quebrada, etc. Es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de éste.
Balance Hídrico	Equilibrio entre todos los recursos hídricos que ingresan al sistema y los que salen del mismo, en un intervalo de tiempo determinado.
Bancos naturales	Se refiere a la corona del talud de un río, donde inicia la llanura de inundación
Bosque secundario	Vegetación que coloniza áreas cuya vegetación original desapareció parcial o totalmente debido a perturbaciones naturales o humanas
Características morfométricas	Características físicas de una cuenca que tienen una relación estrecha con el comportamiento de los caudales que transitan por ella
Cauce	Concavidad del terreno, natural o artificial, por donde corre un río, un canal o cualquier corriente de agua
Caudal máximo instantáneo	Caudal máximo que se registra en un lapso determinado y que está asociado a un periodo de retorno determinado
Cuenca hidrográfica	Área de terreno que drena agua en un punto común como un arroyo, río o lago cercano.
Diámetro nominal	Representa el tamaño estándar para tuberías de presión
Cota de inundación	Nivel de río que se tiene de referencia para determinar la probabilidad de que se presente una inundación. Está usualmente asociado al caudal máximo instantáneo.
Distribución temporal de lluvia	Pautas de reparto temporal de lluvia que se repiten en diferentes sucesos de precipitación en una región
Escorrentía	Agua de lluvia o lámina de agua que circula libremente sobre la superficie de una cuenca de drenaje, es decir, la altura en milímetros del agua de lluvia escurrida y extendida. Normalmente se considera como la precipitación menos la evapotranspiración real y la infiltración del sistema suelo.
Evapotranspiración	Cantidad de agua del suelo que vuelve a la atmósfera como consecuencia de la evaporación y de la transpiración de las plantas.
Factor de forma	Es la relación entre ancho medio y longitud axial de la cuenca.

Fuerza tractiva	Es la fuerza que produce un flujo de agua ya sea en un canal o en una tubería, en el fondo del canal o en la generatriz inferior de un tubo. Esta fuerza tenderá a arrastrar materiales que se encuentren eventualmente depositados en el fondo.
Hidrograma	Gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como: nivel de agua, caudal, carga de sedimentos, entre otros.
Hietograma	Diagrama de barras que representa las variaciones de altura de precipitación pluvial, en intervalos de tiempo previamente seleccionados. Permite cuantificar la lluvia de un lugar según su duración.
Índice de compacidad	Relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de un círculo que tiene la misma superficie.
Índice de pendiente	El índice de pendiente indica el valor medio de las pendientes para un área de drenaje definida
Línea Parteaguas	Línea imaginaria que separa las aguas pluviales de dos cuencas hidrográficas contiguas.
n de Manning	Coefficiente que representa la rugosidad de un canal artificial, natural o una tubería
Periodo de retorno	Es el tiempo medio entre dos avenidas con caudales iguales o superiores a uno determinado. Se define como el intervalo de recurrencia (T), al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada.
Precipitación	Caída de agua sólida o líquida debido a la condensación del vapor sobre la superficie terrestre. Es cualquier producto de la condensación del vapor de agua atmosférico que se deposita en la superficie de la Tierra.
Red de drenaje	Red natural de transporte gravitacional de agua, sedimento o contaminantes, formada por ríos, lagos y flujos subterráneos, alimentados por la lluvia
Sección transversal	Corte trasversal de un cauce
Vertedero	Estructura hidráulica destinada a propiciar el pase, libre o controlado, del agua en los escurrimientos superficiales
Zona de protección	Franja de quince metros en zona rural y de diez metros en zona urbana, medidos horizontalmente a ambos lados de un río (Ley Forestal N°7575

## 2. JUSTIFICACIÓN

El cantón de Garabito, y específicamente el Distrito 01 Jacó, ostenta una amplia red fluvial en toda su extensión, asociada principalmente a las cuencas hidrográficas Río Copey y Río Naranjal, así como las Quebradas Doña María, Lisa y Seca.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Las cuencas hidrográficas señaladas drenan todas hacia el poblado de Jacó como punto de salida o punto de aforo, por lo que cualquier evento de precipitación ordinario o extraordinario tiene serios sucesos sobre esta región.

En general, la red hídrica señalada presenta un patrón de drenaje de tipo dendrítico (se caracteriza por mostrar una ramificación arborescente en la que los tributarios se unen a la corriente principal) constituida mayoritariamente por cauces de flujo permanente, que descienden de Noreste a Suroeste, hasta verter sus aguas finalmente en el Océano Pacífico (Playa Jacó).

Para las comunidades costeras afectadas por las inundaciones, como es el caso del casco central de Jacó, la amenaza es cada vez mayor debido a los cambios en el uso de la tierra en la zona de cuencas, las precipitaciones más intensas, el aumento del nivel del mar, la sedimentación en las desembocaduras de los ríos, la mayor probabilidad de tormentas y un posible fallo de las estructuras convencionales de reducción del riesgo (en el caso de que existan).



**Figura 1.** Limpieza del Río Copey posterior a un evento de precipitación extrema. Se observa afectación del bosque ripario por efecto de socavación en la margen. Fuente: La Nación, Agosto 2021

Por otro lado, la carencia de un alcantarillado pluvial eficiente y con las dimensiones adecuadas para abastecer la demanda de escorrentía superficial, agrava exponencialmente lo descrito.



*Figura 2. Ausencia de alcantarillado pluvial e inundación del derecho de vía, Sector Jaco Sol, 2021*

Como resultado de lo anterior, aunado al crecimiento poblacional, a la orografía de la zona y al régimen pluvial, se ha incrementado la amenaza de inundación en el urbe, durante eventos extraordinarios e incluso ordinarios de precipitación, afectando así el desarrollo urbano, comercial y turístico, y los corredores biológicos del bosque ripario.



*Figura 3. Inundación Calle Lapa Verde por eventos de precipitación Agosto 2021. Fuente Repretel*

Bajo este contexto, la Municipalidad de Garabito ha considerado asertivamente la necesidad de elaborar un diagnóstico sobre las principales razones y eventos que detonan esta condición, y mediante la implementación de obras de índole hidráulica, atenuar los efectos sobre la población.





El cantón de Garabito es un importante polo de inversión extranjera, especialmente en cuanto a construcción de hoteles de playa. Está entre los 10 cantones costarricenses con mayor índice de desarrollo humano. La economía de Jacó se basa principalmente en el sector turismo, siendo esta la que absorbe la mayor cantidad de ingresos.



El Distrito de Jacó concentra un 68% de la población total de cantón, según datos del censo del año 2016 Jacó contaba con 15.441 habitantes, siendo el distrito número 114 en cuanto a población del país, el séptimo más poblado de la Región Pacífico Central y el número 43 con más población fuera del Gran Área Metropolitana (GAM) (Fuente: portal web de la Municipalidad de Garabito).

Este crecimiento poblacional y socio-económico podría enfrentar un deterioro avanzado considerando las periódicas crecidas que afectan la urbe, el desbordamiento continuo del alcantarillado pluvial, y el pobre manejo de las aguas residuales.

Es por lo anterior, que con carácter de urgencia, se requiere identificar y evaluar las principales razones que generan esta situación tan adversa para el distrito, y recomendar las medidas inmediatas para mejorar las condiciones de vida de los pobladores de Jacó, y de sus visitantes.



**Figura 5.** Inundación entrada Condominio Jacó Park y desbordamiento de sedimentos del alcantarillado pluvial, durante los eventos de precipitación extrema del 24 de Agosto de 2021

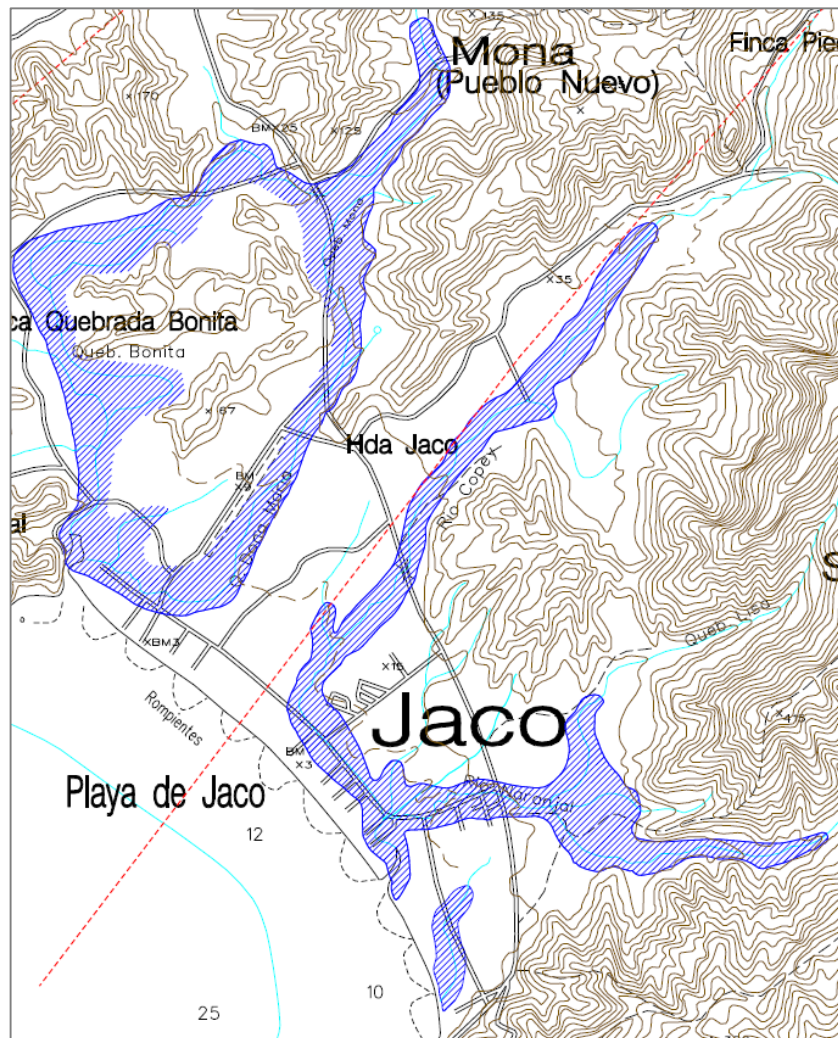
## 4. OBJETIVOS

- Delimitar al área de estudio o sectores del distrito de Jacó afectados por periódicas inundaciones, de acuerdo a la influencia de la red fluvial y las cuencas hidrográficas asociadas.
- Describir el área de estudio de acuerdo a sus características morfológicas, geológicas, geomorfológica, de relieve y climatológicas, con mayor énfasis en el régimen pluviográfico.
- Identificar mediante inspección de campo y modelos hidrológicos e hidráulicos, las causas principales que detonan las inundaciones dentro del área de estudio, ya sea por insuficiencias del alcantarillado pluvial, o características morfométricas de la red fluvial.
- Recomendar las medidas de mitigación ambiental y de obra civil requeridas para amortiguar el riesgo periódico de inundación dentro del área de estudio.

## 5. DIAGNÓSTICO GENERAL DE LAS CAUSAS DE INUNDACIÓN

Para tener un mejor criterio de la red fluvial y pluvial del casco central de Jacó, se llevó a cabo un diagnóstico, el cual se sustenta de las siguientes fuentes:

- i. Mapa de Amenazas Naturales Potenciales de la Comisión Nacional de Emergencias (en adelante CNE).
- ii. Hoja cartográfica Escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (en adelante IGN).
- iii. Fotografía satelital del programa Google Earth.
- iv. Identificación de campo llevada a cabo el día 24 de Agosto de 2021, así como los días: 18, 19 y 20 de Enero de 2022, y 5 de Febrero de 2022.



**Figura 6.** Extracto del Mapa de Amenazas Naturales Potenciales de la CNE para el Cantón de Garabito. Fuente: Portal Web de la CNE, 2010

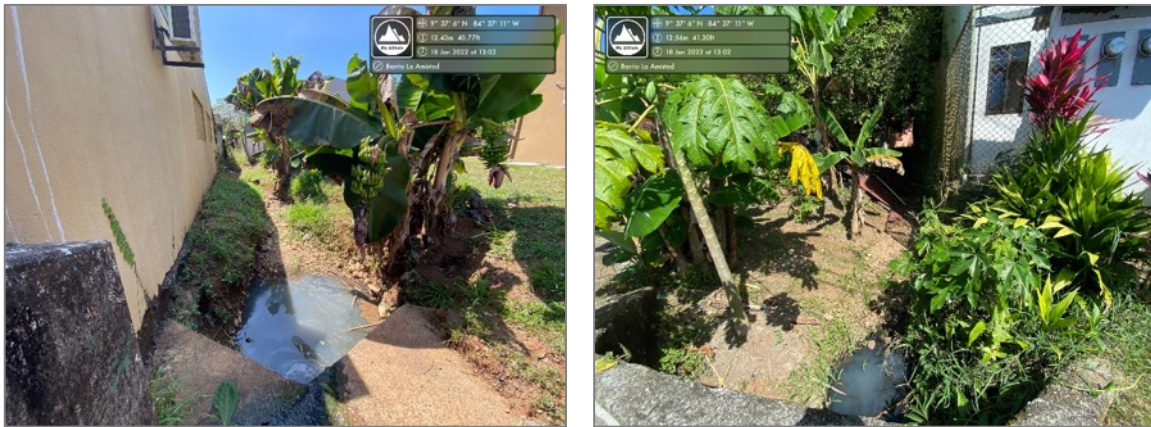


Basado en la inspección de campo, de antemano se aclara que el Mapa de Amenazas Naturales Potenciales de la CNE, data del año 2010 y consecuentemente, se manifiesta desactualizado, y se emplea únicamente como referencia para algunos de los sectores evaluados y diagnosticados.

Las principales razones que detonan las periódicas inundaciones en el poblado de Jacó se enlistan a continuación:

### 5.1. DENSA RED FLUVIAL

El distrito de Jacó es atravesado por varios cauces de dominio público, estos son: Río Copey, Río Naranjal, Quebrada Lisa, Quebrada Doña María, Quebrada Bonita, Quebrada Tigre y Quebrada Sin Nombre o acequia. A los cauces anteriores se le suman varias acequias o canales artificiales, así como cauces de flujo intermitente afluentes de las mismos.



*Figura 7. Canales artificiales o acequias en el Sector de La Amistad, afluentes de la Quebrada Lisa. Se observa que además transportan aguas residuales de los caseríos colindantes*

Adicionalmente se debe destacar que las cuencas de los cauces citados, se caracterizan de grandes o medianas dimensiones, es decir, mayores a 1 km o 100 hectáreas, consecuentemente generan grandes avenidas y calado o tirante hidráulico, con elevado potencial de inundación, y socavación de taludes, como se verá más adelante.

### 5.2. ALCANTARILLADO PLUVIAL INEFICIENTE

Es muy evidente que el alcantarillado pluvial existente no está diseñado hidráulicamente para el crecimiento poblacional explosivo que surgió en Jacó en los últimos 20 a 30 años, se observan tuberías con dimensionamiento inadecuado, así como arrastre de sedimentos, basura y residuos vegetal (hojas y ramas), por lo que la escorrentía superficial invade viviendas y terrenos aledaños, arrastrando sedimentos.



**Figura 8.** Arrastre de sedimentos al alcantarillado pluvial y calle municipal en el sector Barrio El INVU durante eventos de precipitación extrema de Agosto 2021

Durante los eventos de precipitación extrema del 23 de Agosto de 2021, se generó un importante arrastre de sedimentos en varios sectores de Jacó, debido al desbordamiento del alcantarillado pluvial, afectando viviendas y calle pública.

### 5.3. AUSENCIA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

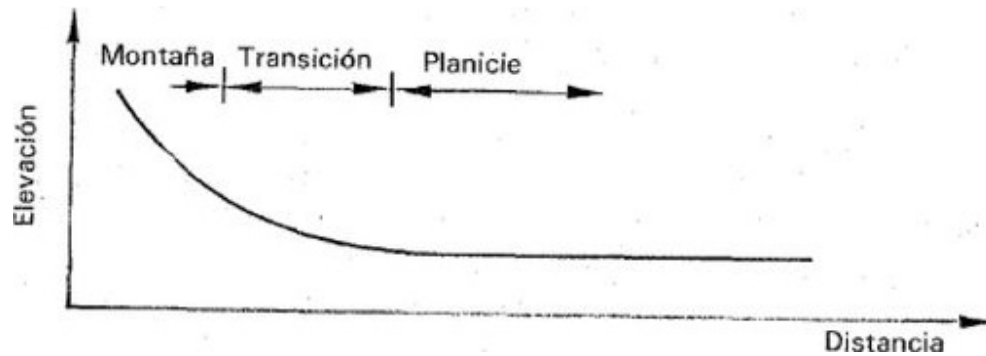
En algunos sectores de la urbe, no existe alcantarillado pluvial, por lo que la escorrentía superficial no tiene salida al cauce de dominio público más cercano o playa. Esto es: ausencia de tragantes, tuberías, canales, cunetas, entre otros.



**Figura 9.** Inundación en Calle Ancha y frente a Condominio Monte Carlo durante eventos de precipitación extrema de Junio 2021, por ausencia de alcantarillado pluvial

#### 5.4. RELIEVE NATURAL ABRUPTO

El relieve de las cuencas que envuelven el Distrito de Jacó, tiene la particularidad que manifiesta un pronunciado contraste. Por un lado, la cuenca alta deshabitada y constituida mayoritariamente por bosque y tacotal, posee pendiente escarpada, lo que promueve el fácil arrastre de sedimentos y rocas; mientras que la cuenca baja es característica de planicie con suelos de llanura aluvial.



**Figura 10.** Esquema de corrientes en las cuencas asociadas al Distrito de Jacó. Fuente: *Fundamentos de Hidrología de Superficie*, F. Aparicio, 2015.



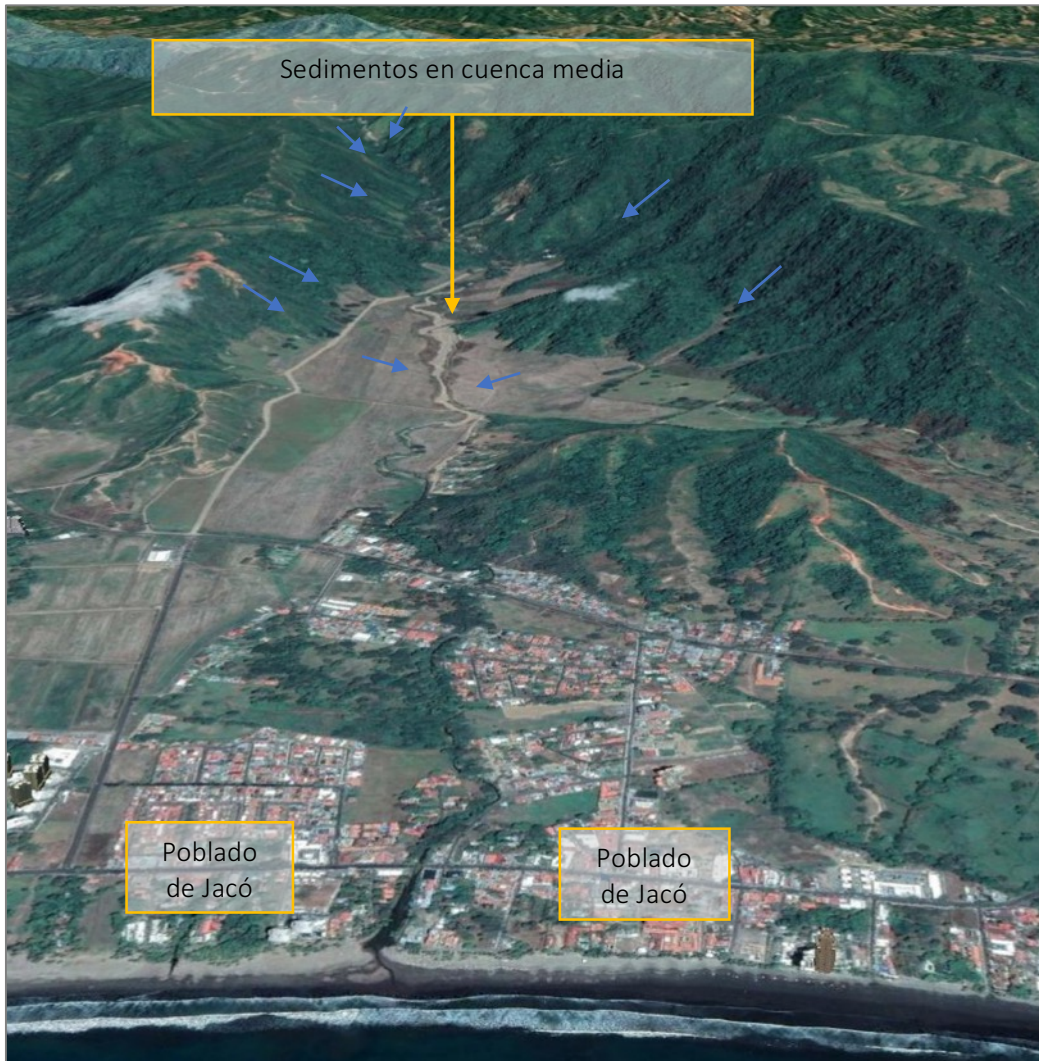
**Figura 11.** Transición de montaña escarpada a planicie de inundación de la cuenca Quebrada Doña María

Como resultado del relieve tan abrupto, se tienen dos efectos negativos para la escorrentía superficial del poblado de Jacó.

- i. La escorrentía superficial de la cuenca alta viaja a elevadas velocidades (corto tiempo de concentración), y se concentran en el distrito de Jacó, donde la velocidad del flujo baja sustancialmente, por ende, se tienen caudales y tirantes o calados altos.



- ii. Arrastre importante de sedimentos, principalmente de la cuenca media, donde la cobertura forestal ha disminuido, desprotegiendo la superficie del terreno natural, y promoviendo el arrastre de material granular, hasta llegar a la cuenca baja o planicie de inundación.



**Figura 12.** Vista isométrica de la cuenca Río Copey y arrastre de sedimentos en la cuenca media hacia el poblado de Jacó. Fuente: Google Earth 2018

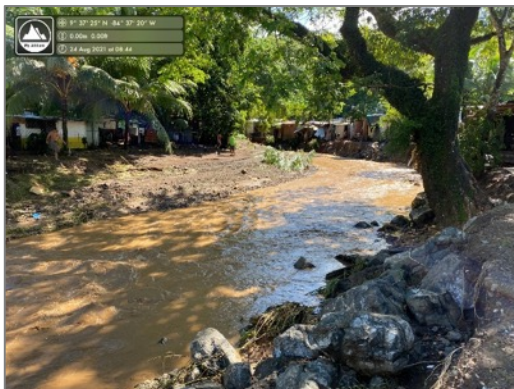


**Figura 13.** Arrastre de sedimentos en la cuenca media del Río Copey. Agosto 2021

## 5.5. ESTRANGULAMIENTO Y MANIPULACIÓN DE LOS CAUCES DE DOMINIO PÚBLICO

El explosivo crecimiento poblacional de Jacó no ha sido prudencial desde la perspectiva del manejo de escorrentía superficial, y por ende, se observa una importante cantidad de desarrollos no solo urbanos, sino que también comerciales y turísticos, que invaden la zona de protección de los cauces de dominio público (delimitada a 10 metros de la rivera del cauce, según la Ley Forestal N°7575, artículo 30), estrangulando, desviando y entubando el flujo de agua. Esta condición genera un comportamiento errático del cauce natural:

- i. Desbordamiento sobre los bancos naturales del cauce
- ii. Efecto remanso aguas arriba y consecuentemente desbordamiento por incremento del calado.
- iii. Socavación de taludes por esfuerzo cortante del flujo de agua y colapso de obra civil.



**Figura 14.** Estrangulamiento del Río Copey por viviendas dentro de la zona de protección, aguas arriba del cruce con la ruta Nacional N°34





*Figura 15. Estrangulamiento de afluente del Río Copey y Quebrada Lisa, por viviendas y puente respectivamente*



*Figura 16. Estrangulamiento de Quebrada Seca, sector conocido como "El Hueco". Enero 2022*

Es importante destacar que cualquier cambio en la geometría vertical u horizontal de un río o quebrada, ante todo representa una acción ilegal por ser aguas del dominio público, pero además afecta el patrón de movimiento del agua y de los sedimentos. Se citan dos casos observados que expresan concretamente lo señalado:

- i. Entubado de cauce sector Norte del Mas x Menos. Dicho cauce o acequia discurría libremente hasta la Calle Municipal Avenida Pastor Díaz, sin embargo, para la construcción del estacionamiento del supermercado, se optó por canalizar la escorrentía con una alcantarilla de cuadro, generando un efecto remanso que actualmente afecta Calle Lapa Verde durante eventos de precipitación extrema.



**Figura 17.** Entubado de cauce de dominio público para construcción de estacionamiento. Fotografía satelital comparativa 2012 - 2021

- ii. Canales o acequias en el sector de Barrio La Amistad. Ante la construcción de varias viviendas, los cauces se canalizaron para la construcción de las obras (Ver Figura 3), reduciendo la capacidad hidráulica de dichas acequias, y consecuentemente, el desbordamiento de las mismas.

## 5.6. MANTENIMIENTO PERIODICO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

Durante la inspección de campo se identifica una cantidad importante de sedimentos y residuos vegetales encapsulados dentro del alcantarillado pluvial existente, que tras de no tener la eficiencia óptima, su capacidad se reduce sustancialmente por lo señalado.



**Figura 18.** Hoja, sedimentos, aguas residuales y basura en cajas de registro y cunetas del alcantarillado pluvial existente



Se observa sedimentos, hojas, ramas, basura, entre otros, así como matorrales, maleza y pastos que impiden el flujo de agua continuo, generando estancamiento de aguas pluviales y residuales en las cunetas existentes.

Es fundamental que la Municipalidad de Garabito, realice periódicamente limpieza del alcantarillado pluvial, mediante a extracción de sedimentos y residuos vegetales, de los tragantes, tuberías y cunetas, dado que, según lo observado, esta limpieza es insuficiente o ineficiente.

Por la naturaleza de las cuencas hidrográficas del sector y el relieve asociado (llanura aluvial), cualquier acción de mitigación de riesgo de inundación que se opte ejecutar, requiere limpieza periódica como medida complementaria, y para eso, la Municipalidad debe asignar un presupuesto consolidado, así como la disposición de personal, herramientas y maquinaria.

Cualquier medida ambiental que se tome, sin el mantenimiento periódico preventivo del alcantarillado pluvial, es una pérdida de la inversión realizada.

## 5.7. APOORTE DE AGUAS RESIDUALES AL ALCANTARILLADO PLUVIAL

Es notable el aporte de aguas residuales de las viviendas, comercios y hoteles del Distrito de Jacó, al alcantarillado pluvial. Lo anterior se manifiesta prácticamente en todo el urbe, tanto en cunetas como en cajas de registro y tuberías, y vierte en los cauces de la red fluvial descrita y finalmente al mar (Playa y Estero Jacó). Lo anterior se manifiesta a través de varias evidencias:

- i. Malos olores en las calles del Distrito
- ii. Agua turbia con partículas y desechos orgánicos
- iii. Flujo de agua considerable en el alcantarillado durante época seca, en la cual no se registra precipitación.



**Figura 19.** Aguas residuales en alcantarillado pluvial (cunetas) Urbanización Jaco Sol. Enero 2021





**Figura 20.** Aguas residuales en alcantarillado pluvial (cajas de registro) sobre Avenida Pastor Díaz.  
Enero 2021

Al respecto, la Ley Orgánica del Ambiente, en el artículo 59, señala:

*Contaminación del ambiente. Se entiende por contaminación toda alteración o modificación del ambiente que pueda perjudicar la salud humana, atentar contra los recursos naturales o afectar el ambiente general de la Nación. La descarga y la emisión de contaminantes, se ajustará, obligatoriamente, a las regulaciones técnicas que se emitan. El estado adoptará las medidas que sean necesarias para prevenir o corregir la contaminación ambiental.*

Mientras que el artículo 65 y 66 de esa misma Ley, cita:

*Tratamiento de aguas residuales. Las aguas residuales de cualquier origen deberán recibir tratamiento antes de ser descargadas en ríos, lagos, mares y demás cuerpos de agua: además, deberán alcanzar la calidad establecida para el cuerpo receptor, según su uso actual y potencial y para su utilización futura en otras actividades.*

*Responsabilidad del tratamiento de los vertidos. En cualquier manejo y aprovechamiento de agua susceptibles de producir contaminación, la responsabilidad del tratamiento de los vertidos corresponderá a quien produzca la contaminación. La autoridad competente determinará la tecnología adecuada y establecerá los plazos necesarios para aplicarla.*

Por último, el Artículo 67 indica:

*Contaminación o deterioro de cuencas hidrográficas. Las personas, físicas o jurídicas, públicas o privadas estarán obligadas a adoptar las medidas adecuadas para impedir o minimizar la contaminación o el deterioro sanitario de las cuencas hidrográficas, según la clasificación de uso actual y potencial de las aguas.*

Señalado todo lo anterior, es imperativo que la Municipalidad de Garabito tome acciones inmediatas sobre el manejo de aguas residuales ordinarias de las viviendas, comercios y hoteles, y exigir, a través del Ministerio de Salud, que cada propietario tome las acciones debidas, hasta cumplir con los estatus redactados previamente.

Pese a que este parámetro no tiene incidencia energética sobre los eventos de inundación en el Distrito, el efecto socio-ambiental es fatídico.

## 5.8. RÉGIMEN PLUVIOMÉTRICO

Como se detallará más adelante, el régimen pluviométrico de la región de Jacó es muy variable, pero resalta una precipitación extrema durante la época lluviosa, esto es de Mayo a Noviembre, donde la precipitación mensual oscila entre 250 y 600 mm, con eventos de precipitación diaria que alcanza valores de hasta 210 mm, e intensidad de lluvia extrema.

La precipitación media anual promedio es de 3000 mm, lo cual supera con creces registros de lluvia en la GAM, por ejemplo, la estación 84 141 IMN Aranjuez, ubicada en el casco central de San José, reporta una precipitación media anual de 1 714 mm.

En conclusión, la precipitación e intensidad de lluvia en Jacó es considerable, lo que genera caudales y escorrentía superficial voluminosa. Lo anterior se desarrollará más adelante.

## 5.9. SEDIMENTACIÓN EN LA DESEMBOCADURA DE LOS CAUCES

En línea con lo señalado en los puntos anteriores, el arrastre de sedimentos de las cuencas altas y medias, ha generado una barrera en la desembocadura de algunos de los cauces evaluados, principalmente en la desembocadura del Río Copey y Quebrada Bonita.

Este fenómeno, aunado a los efectos de la pleamar que se describirán más adelante, genera un efecto remanso en el comportamiento hidráulico del flujo de agua, y consecuentemente un incremento en el calado o tirante, promoviendo así desbordamiento en algunos sectores susceptibles o anegamiento del alcantarillado pluvial existente.

Al respecto, la Municipalidad de Garabito, recientemente ha ejecutado la limpieza de las desembocadura de algunos cauces, tal es el caso de la desembocadura del Río Copey, lo cual representa una medida de mitigación acertada.



*Figura 21. Formación de bancos de arena y acumulación de sedimentos en la desembocadura del Río Copey a Playa Jaco. Enero 2022*

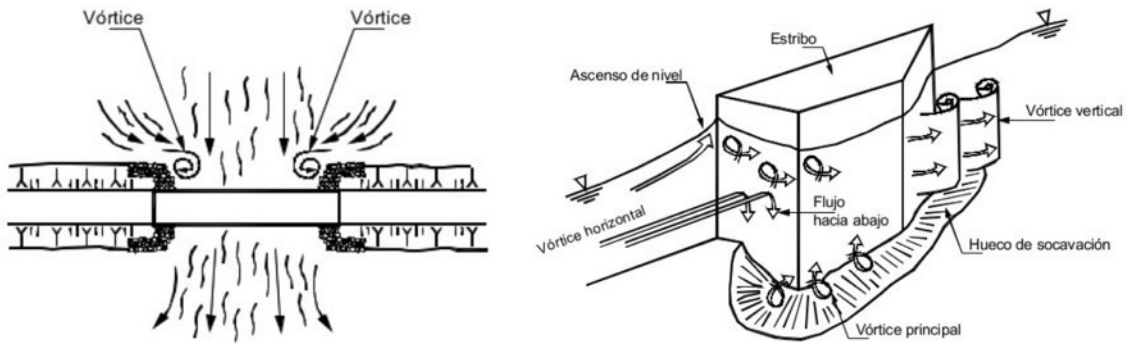
## 5.10. DESLIZAMIENTO DE TALUDES

Los eventos de deslizamiento o erosión de taludes no son detonantes de inundaciones, al contrario, son efecto de las crecidas de los cauces y de la velocidad de flujo.

La erosión del suelo es la remoción del material superficial por acción del viento o del agua. El proceso se presenta gracias a la presencia del agua en las formas: pluvial (lluvias) o de escorrentía (escurrimiento), que en contacto con el suelo, vencen la resistencia de las partículas de éste generándose el proceso de erosión.

Las principales razones que generan los deslizamientos en el sector de Jacó, se describen a continuación.

- Estrangulamiento de los cauces por construcción de puentes y alcantarillas de paso. El estrangulamiento genera socavación por contracción y sobre todo socavación local, por la formación de vórtices horizontales que empiezan aguas arriba, que se movilizan al pie del bastión de un puente y que forman vórtices verticales aguas abajo, generando la remoción del material del lecho.



**Figura 22.** Localización de los vórtices principales en la contracción del cauce por un puente y esquema del flujo junto a estribos de puente

- Estrangulamiento de los cauces por construcción de viviendas u obras de retención. La construcción de viviendas y muros en la margen del río genera un efecto similar al descrito previamente, esto es: formación de vórtices al pie de estas obras y remoción del material del lecho.



**Figura 23.** Socavación de la margen derecha del Río Copey en el sector de Barrio Copey, aguas arriba del puente sobre Ruta Nacional N°34. Agosto 2021





**Figura 24.** Socavación de la margen derecha del Río Copey en el sector de Barrio Copey, aguas arriba del puente sobre Ruta Nacional N°34. Febrero 2022

- Alta velocidad del agua durante avenidas de los ríos y quebradas. El flujo de agua es capaz de erosionar los taludes de los cauces, constituidos por suelos cohesivos tipo limos y arcillas, cuya resistencia al esfuerzo cortante es limitada.

Las siguientes Figuras muestran la ubicación de los sectores afectados por deslizamiento y socavación de las márgenes, tanto en el lado convexo como cóncavo del cauce. Ambos casos identificados corresponden al Río Copey, específicamente en el Sector de Barrio Copey y en la desembocadura al mar (colindancia con Calle Bohío)



**Figura 25.** Sector del Río Copey, colindante con Barrio Copey, afectado por socavación de las márgenes



*Figura 26. Sector del Río Copey, colindante con Calle Bohío en la desembocadura al mar, afectado por socavación de las márgenes*

## 5.11. EFECTO DE LAS MAREAS

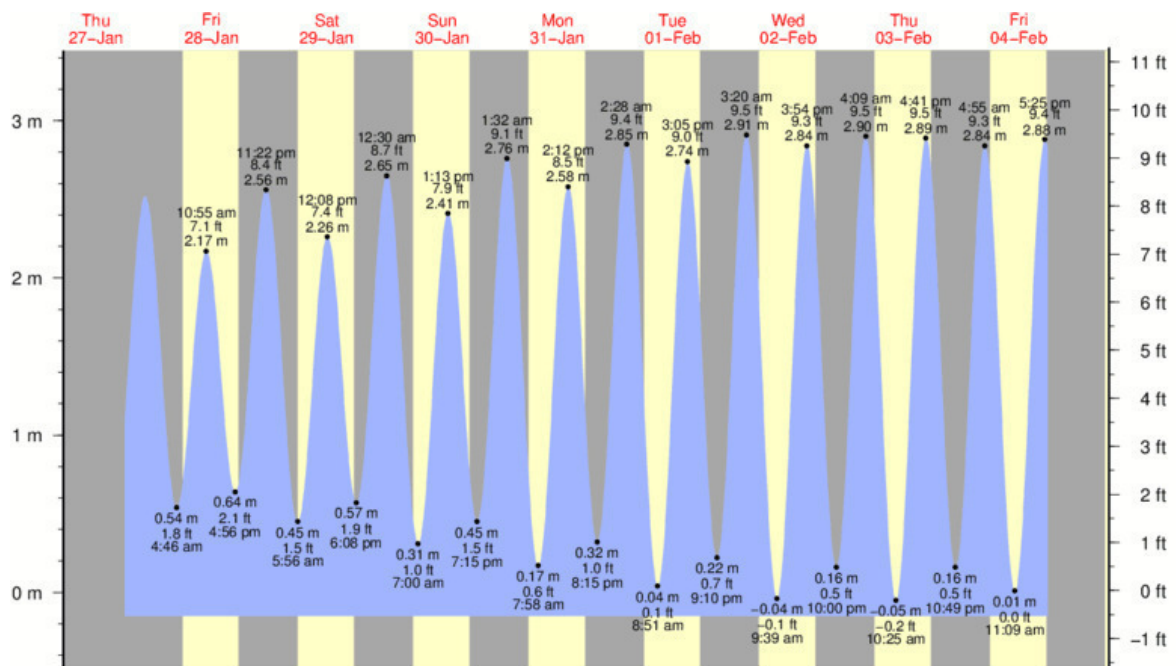
Las mareas son grandes ondas hidráulicas con longitudes de cientos de kilómetros y períodos de varias horas, causadas por el balance de las fuerzas de atracción gravitacional y centrífuga que se manifiestan en las órbitas de la luna, el sol y la tierra. La rotación propia de la tierra no tiene mayor efecto sobre las mareas en un sitio particular, la fuerza centrífuga sin embargo si. Las mareas ocurren en todo el mundo con mayor o menor grado, dependiendo de las condiciones del lugar considerado (tamaño, profundidad, forma, latitud, conexión al mar etc.) (Murillo et al, 2001).

El conocimiento de las mareas es importante para el transporte marítimo, planear desembarcos y arribos, el turismo, para el diseño de las construcciones costeras, marinas, muelles, atracaderos, para la pesca, el manejo de puertos, la planificación de la localización, magnitud y periodicidad de las descargas municipales de aguas de desecho tratadas o no al mar, y aguas de esorrentía pluvial.

Las mareas cambian constantemente pero este cambio es ordenado y en consecuencia calculable y entendible usando métodos de análisis matemáticos apropiados.

Las mareas dependerán de la posición de la luna y el sol. Cuando ambas se encuentren en cuadratura (primer y tercer cuarto lunar), es decir, haciendo un ángulo recto con la tierra en el centro, sus efectos se contrarrestan un poco causando las mareas pequeñas. Cuando se alinean, es decir durante la luna llena y luna nueva, se producen las mayores mareas. Pero esto sucede dos veces cada mes en consecuencia cada quince días hay mareas grandes y pequeñas.

La siguiente Figura muestra la proyección de variaciones en los horarios y la altura de mareas en Playa Jacó, para el periodo 27 de Enero de 2022 al 4 de Febrero de 2022.



*Figura 27. Altura de mareas para el periodo 27 de Enero de 2022 al 4 de Febrero de 2022. Fuente: Portal web Surf-forecast*

En Playa Jacó, la pleamar (mayor nivel de la marea) se manifiesta entre 11 am y 2 pm, y entre 11 pm y 2 am, y su altura puede oscilar entre 2.2 y 3 metros.

Las mareas en Playa Jacó, tienen incidencia principalmente sobre la desembocadura del Río Copey y de la Quebrada Bonita.

En la siguiente Figura se observa la formación de meandros y deltas por el choque de masas y arrastre de sedimentos entre la Quebrada Bonita y desembocadura en Playa Jacó. No sucede así con la desembocadura de los demás cauces del área de estudio.





*Figura 28. Desembocadura de la Quebrada Bonita a Playa Jacó. Fuente: Google Earth*



*Figura 29. Desembocadura del Río Copey a Playa Jacó. Fuente: Google Earth*

Como resultado de estos dos eventos: precipitación y marea, podemos esperar tres escenarios de gran suceso sobre las llanuras de inundación de los cauces evaluados en el presente estudio.

**Alta precipitación y pleamar.** Este comportamiento se puede esperar entre los meses de Junio y Noviembre (con una leve reducción en Julio y Agosto por efecto del Veranillo de San Juan), y se notará mayoritariamente en el incremento de calado del Río Copey y Quebrada Bonita, e indirectamente sobre Quebrada Doña María.

El choque de masas entre la Quebrada Bonita y la marea, intensifica la entrada de agua salobre a las llanuras de inundación en los sectores mostrados en la siguiente Figura. Este flujo y refluo de agua



eleva los niveles freáticos, y anega las salidas de agua de los sistemas de drenaje de los sectores asociados.



*Figura 30. Espejo de agua de áreas de inundación asociados al choque de masas de la Quebrada Bonita con pleamar*

En el casco central de Jacó se han reportado eventos de pleamar que alcanza el nivel de las calles (por ejemplo Calle Bohío), anegando el alcantarillado pluvial e inminentes inundaciones.

La prevención de estos eventos, para una urbe ya tan desarrollada, únicamente se puede lograr a través de alertamiento a los vecinos, y sistemas de amortiguamiento de alcantarillado pluvial que retengan el volumen de escorrentía el máximo periodo de tiempo posible.



*Figura 31. Río Copey en la desembocadura al mar durante evento de precipitación extrema y marea alta, Mayo 2021*

**Baja precipitación y pleamar.** Entre Abril y Mayo, se reduce la precipitación, y consecuentemente bajan los niveles de agua, por lo que, la marea no afecta la salida de drenajes del alcantarillado pluvial a los cauces evaluados en el presente informe.

**Nula precipitación y pleamar.** Esta condición se da principalmente entre Diciembre y Marzo, sin embargo se puede extender durante otros periodos del año ante la ocurrencia de eventos meteorológicos extremos. Podemos esperar que el nivel de agua baje sustancialmente, y de nuevo, no hay afectación a la salida de drenajes del alcantarillado pluvial a los cauces evaluados en el presente informe.

El fenómeno de mayor afectación para el sistema de drenaje de aguas pluviales del Distrito de Jacó, corresponde a alta precipitación y pleamar. Los sectores más afectados por esta combinación de eventos para el presente estudio, se manifestaría en el Sector de Quebrada Doña María y la desembocadura del Río Copey, y por ende, en estos sectores se extremarán las medidas de mitigación planteadas más adelante.

## 5.12. CAMBIO CLIMÁTICO

El cambio climático es un cambio en la distribución estadística de los patrones meteorológicos durante un periodo prolongado de tiempo. Puede referirse a un cambio en las condiciones promedio del tiempo o en la variación temporal meteorológica de las condiciones promedio a largo plazo, por ejemplo: fenómenos meteorológicos extremos.

El concepto de extremos desde el punto de vista social, económico y climático, tiene muchas y variadas definiciones. En algunos estudios se consideran los eventos extremos como aquellos valores umbrales, que desde el punto de vista climatológico producen un daño, determinan un área en riesgo, establecen posibles impactos (manifestándose en costos sociales y económicos).

En promedio para Costa Rica, un evento climático extremo, representa un aumento de un 29% o una disminución de un 24% del total anual de la lluvia. La distribución de esta lluvia también se ve alterada. Se puede reducir o aumentar hasta en 3 semanas la cantidad de días con lluvia. Durante eventos secos extremos se puede experimentar un aumento de 1.1 y 1.0°C en la máxima temperatura y la mínima temperatura respectivamente. Mientras tanto, durante eventos lluviosos, la máxima puede disminuir en 0.8°C, y la mínima 0.9°C. Estos umbrales coinciden en la mayoría de los casos, con impactos negativos en algún sector social o productivo del país.

Específicamente para el sector del Pacífico Central, donde se sitúa el Distrito de Jacó, las características de los eventos extremos se registran a continuación.

**Tabla 1.** Características de los eventos extremos en el Pacífico Central registrados por la Estación Damas con respecto a la línea base

Eventos Extremos	Lluvia Anual (mm y %)	Días con Lluvia
Secos	-756 (-22%)	-17
Lluviosos	1189 (+35%)	+25

Fuente: *Clima, Variabilidad y cambio climático en Costa Rica. IMN, 2008*

Como se puede observar, durante un evento extremo asociado al cambio climático, la PMA puede incrementar hasta 1 189 mm, lo cual corresponde a un 35% de la precipitación anual. Esta condición extrema, combinada con la densa red fluvial del área de estudio, se manifiesta a través del desbordamiento de algunos cauces, erosión de taludes, arrastre de sedimentos, colapso de obras colindantes con el cauce (en la gran mayoría de casos se refiere a obras situadas dentro de la zona de protección del río), arrastre de desechos sólidos, entre otros.

En nuestro país, el cambio climático y los eventos meteorológicos extremos están estrechamente asociados al fenómeno ENOS (El Niño Oscilación del Sur), tanto en la fase El Niño (se manifiesta a través de sequías extremas), como la Niña (se manifiesta a través de precipitación extrema).

El ENOS es un fenómeno oceánico-atmosférico que consiste en la interacción de las aguas superficiales del océano Pacífico tropical. Consta de dos fenómenos oceánicos principales: el calentamiento de las aguas tropicales del océano Pacífico conocido popularmente como fenómeno de El Niño y, por otro lado, el enfriamiento de las mismas aguas, fenómeno conocido como La Niña.

En nuestro país, y específicamente como parte de las condiciones climatológicas que podemos esperar en los sistemas hídricos del Pacífico Central y del Distrito de Jacó, el fenómeno de El Niño se manifiesta a través de sequías, mientras que el fenómeno de La Niña se distingue por precipitación de alta intensidad e inundaciones.

A pesar del comportamiento característico mostrado de la precipitación media mensual en la región (ver capítulos previos), periódicamente nos podemos encontrar con una desviación importante en estos patrones, propiciado por el fenómeno ENOS.

Es importante destacar que el Pacífico Central es una región muy susceptible y vulnerable desde la perspectiva hidrológica y climática al fenómeno ENOS. El impacto social y económico es muy nocivo, tomando en cuenta las devastadoras inundaciones.

En la actualidad es difícil predecir con mucha anticipación el comportamiento de este fenómeno, debido a que el mismo no posee un patrón cíclico constante, tal como se observa en la tabla a continuación.

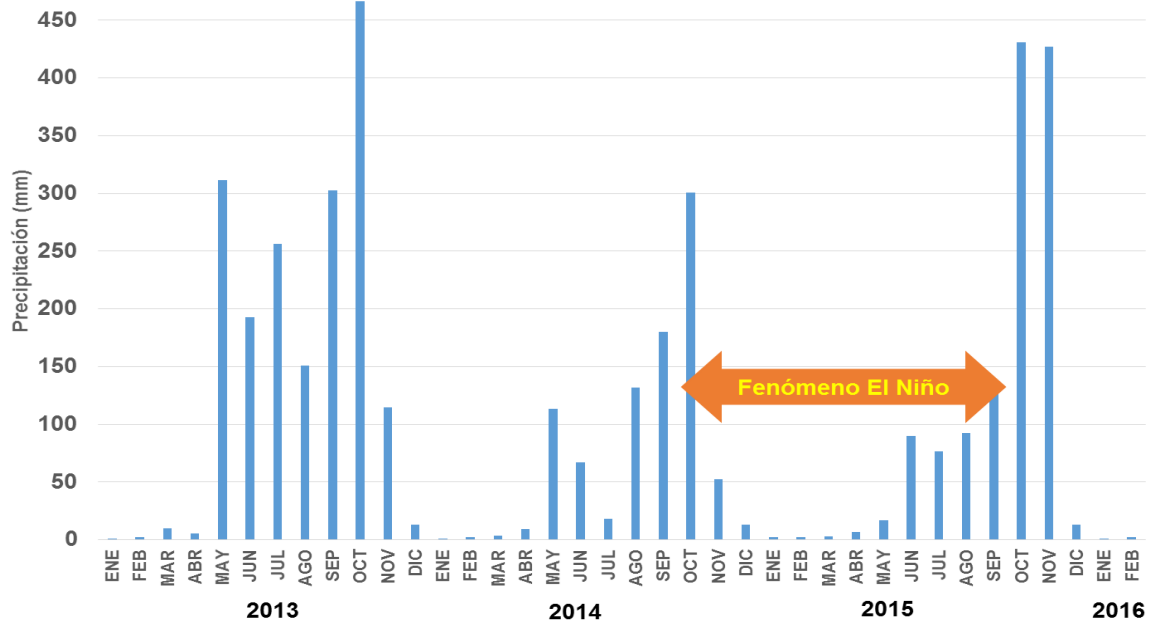
**Tabla 2.** Periodos de actividad del fenómeno ENOS al año 2016

EL NIÑO	LA NIÑA
Mar 1953-Nov 1953	Ene 1950-Mar 1951
Abr 1957-Jun 1958	Jul 1954-Dic 1957
Jun 1963-Feb 1964	Jul 1964-Mar 1965
May 1965-Jun 1966	Oct 1970-Dic 1971
Abr 1972-Mar 1973	Jul 1973-Mar 1976
Ago 1976-Mar 1977	-
Jul 1977-Ene 1978	-
Abr 1982-Jul 1983	Oct 1983-Jun 1985
Ago 1986-Feb 1988	Jul 1988-Jun 1989
Mar 1991-Jul 1992	-
Feb 1993-Set 1993	Oct 1995-Mar 1996
Jun 1994-Mar 1995	Jun 1998-Abr 2000
Abr 1997-Abr 1998	Jul 2007-May 2008
May 2002-Mar 2003	-
Jun 2009-May 2010	Jul 2010-Mar 2011
Oct 2014-Oct 2015	Sep 2011-Mar 2012
May 2016-Ago 2016	-

*Fuente propia a partir de información del portal web del IMN*

Como se puede observar el fenómeno de El Niño es más recurrente, considerando los datos registrados desde el año 1950, y el que tiene mayor incidencia negativa sobre los niveles de sequía de los sectores evaluados.

Esta afectación se puede evidenciar en el siguiente hietograma de precipitación de una estación típica del sector Pacífico Norte-Central.



**Figura 32.** Periodos de actividad anual de estación pluviográfica típica del sector Pacífico Norte-Central

Como se observa, durante el fenómeno de El Niño reportado entre Octubre 2014 y Octubre 2015, la precipitación total en ese periodo de 11 meses fue 170 mm menos que la precipitación registrada entre Octubre 2013 y Octubre 2014.

Lo anterior se traduce en una serie de afectaciones en las actividades económicas del país, en especial, del cultivo del arroz y la actividad ganadera en el Pacífico Norte debido a las sequías prolongadas que se presentan en estas zonas.

Por otro lado, el desbordamiento de los cauces en el Pacífico Norte y Pacífico Central durante avenidas y en algunos casos por el choque con la marea entrante en la Península de Nicoya, constituye uno de los factores más importantes de anegación de los sistemas hídricos, por ende, el fenómeno de El Niño se traduce en una de las amenazas de mayor impacto sobre el área de estudio.

Se puede deducir que el área de estudio evaluada, por su extensa red fluvial y el creciente desarrollo urbano-comercial, constituye una región de gran impacto e incidencia del cambio climático, es decir, ostenta una alta vulnerabilidad a los eventos meteorológicos extremos, y por consiguiente, es imperativo ejecutar medidas a corto plazo.

## 6. DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

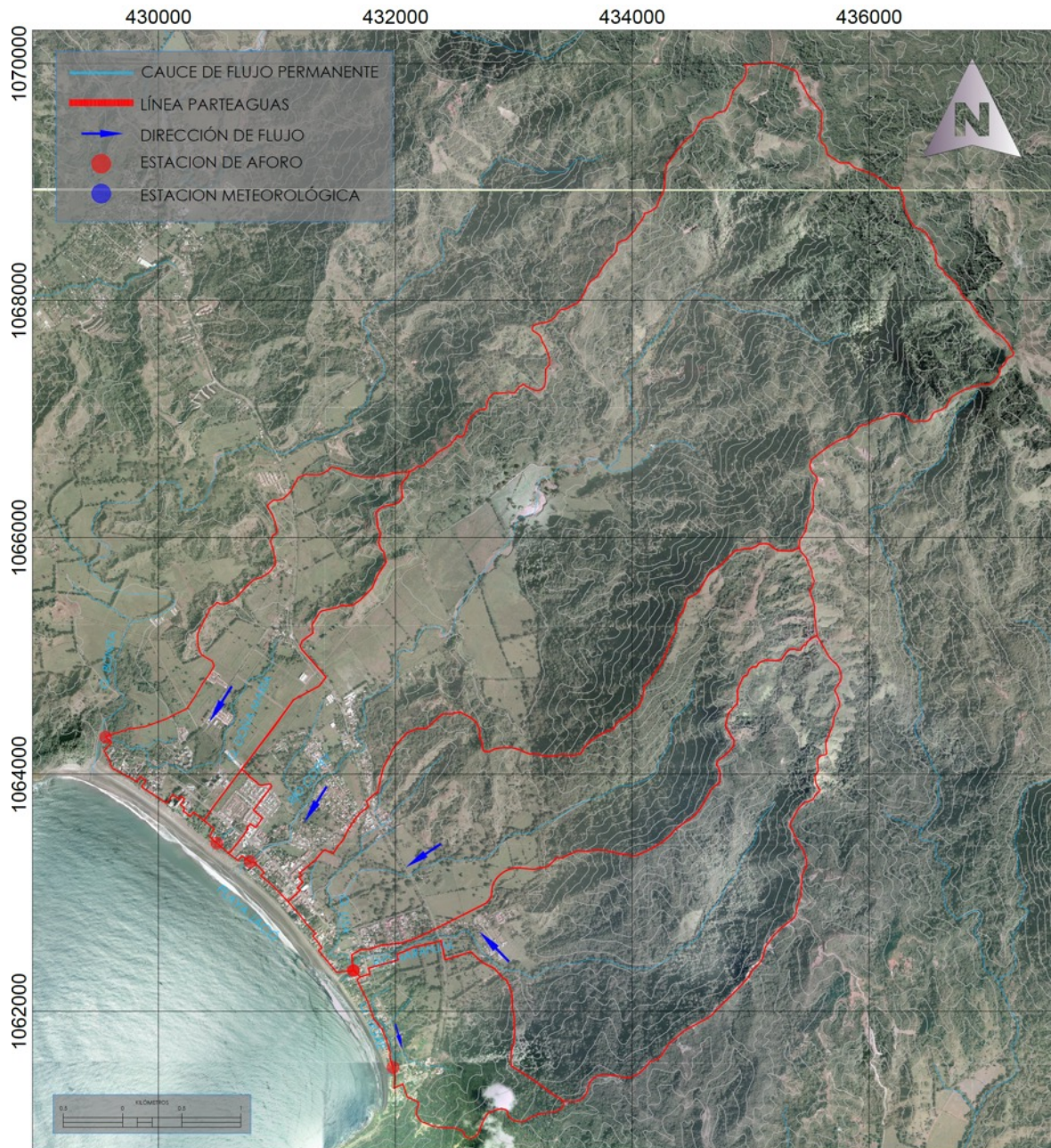
El área de estudio comprende la superficie que delimita las siguientes cuencas hidrográficas:

- Cuenca Quebrada Doña María
- Cuenca Río Copey
- Cuenca Quebrada Sin Nombre – Acequia
- Cuenca Quebrada Lisa
- Cuenca Río Naranjal
- Cuenca Quebrada Tigre

La cuenca de la Quebrada Bonita no fue considerada como parte del área de estudio considerando que la misma vierte en el Manglar de Jacó, y no directamente al casco central del distrito, por ende, no tiene una afectación directa o indirecta sobre las inundaciones que afectan los sitios evaluados más adelante. Adicionalmente, en las márgenes de la Quebrada Bonita, no se identifican poblados o viviendas afectadas por avenidas o eventos de precipitación extrema.

El mayor enfoque del presente estudio corresponde al casco central de Jacó, dado que la cuenca alta y cuenca media, no se ven afectadas por eventos de inundación o precipitación extrema, sin embargo, su comportamiento si incide sobre el urbe.

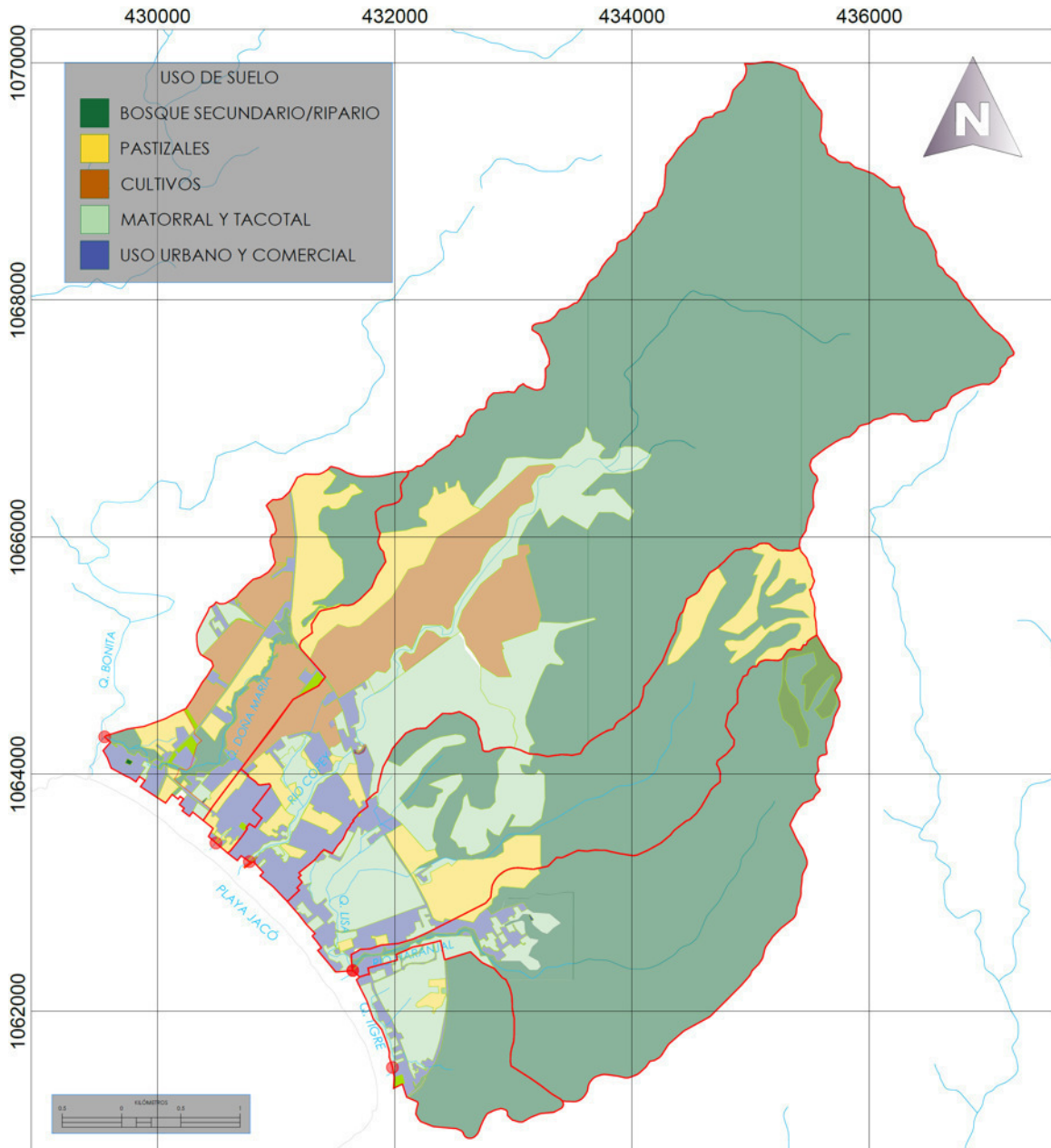




**Figura 33.** Delimitación del área de estudio: cuencas hidrográficas Quebrada Doña María, Cuenca Río Copey, Cuenca Quebrada Sin Nombre – Acequia, Cuenca Quebrada Lisa, Cuenca Río Naranjal, Cuenca quebrada Tigre sobre curvas de nivel a cada 50 metros y ortofoto del Registro Nacional, coordenadas CRTM-05

## 7. USO DE SUELO

El área de estudio delimitado en el capítulo anterior manifiesta un uso de suelo heterogéneo, dividido en 3 sectores, según se describe a continuación. La siguiente Figura muestra el uso de suelo del área de estudio, según la base de datos de Google Earth en internet y al mapa de cobertura del suelo de Costa Rica del año 2005 (ITCR, 2014, verificado en campo).



**Figura 34.** Uso de suelo del área de estudio: cuencas hidrográficas Quebrada Doña María, Cuenca Río Copey, Cuenca Quebrada Sin Nombre – Acequia, Cuenca Quebrada Lisa, Cuenca Río Naranjal, Cuenca quebrada Tigre, coordenadas CRTM-05. Fuente propia a partir de Google Earth 2021



**Tabla 3.** Descripción del uso de suelo del área de estudio de acuerdo a su ubicación en las cuencas hidrográficas

Cuenca Alta	<p>Predomina un uso de suelo forestal, constituido por bosque primario, secundario y ripario, con relieve escarpado, pendiente mayor al 10%.</p> <p>La superficie manifiesta, por ende, una retención media de la escorrentía superficial.</p>
Cuenca Media	<p>Sobresale el uso de suelo constituido por pastizales, cultivos, matorrales y tacotal.</p> <p>La gradiente de la superficie es de transición, sin embargo, en la parte más baja, la pendiente es muy leve, por lo tanto, posee un gran margen de retención de la escorrentía superficial, es decir, un alto porcentaje de la escorrentía se retiene e infiltra, durante eventos de precipitación.</p>
Cuenca Baja (poblado de Jacó)	<p>Sobresale en mayor cuantía uso de suelo urbano, comercial y turístico (hoteles), con una impermeabilización de la superficie muy elevada (pocas áreas verdes).</p> <p>La gradiente es muy leve, generalmente buzando hacia los cauces de dominio público descritos.</p>

El mapeo de coberturas de suelo de cada cuenca hidrográfica se detallará más adelante, para el modelo hidrológico de precipitación escorrentía y obtención de avenidas máximas, y basado en la Figura anterior.

## 8. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio está conformada por tres tipos de unidades lito estratigráficas (Gómez et al, 2017):

- Basaltos del Complejo de Nicoya, dentro del cual se han incluido rocas tipo radiolaritas, calizas, areniscas y lutitas,
- Basaltos asociados a la Formación Tulín
- Depósitos no consolidados

A continuación, se describe cada una de ellas:

- **Complejo de Nicoya.** Dengo (1962) define el Complejo de Nicoya como una serie de rocas intensamente plegadas, consistentes en basaltos, unidades sedimentarias e intrusivas. Kuypers (1980, citado en Sprechmann *et al.*, 1984) y Baumgartner (1984)) proponen una subdivisión estratigráfica para el Complejo de Nicoya, la que consiste en dos unidades, Matapalo y Esperanza. Arias (2003) denomina a los basaltos que han sido asociados al

Complejo de Nicoya como basaltos del *Plateau* Oceánico Caribe (POC); estos basaltos son las rocas más antiguas.

La Unidad Matapalo posee 150 m de espesor; se caracteriza por estar conformada por basaltos tholeiíticos oceánicos cubiertos por radiolaritas, con espesor mínimo de 40 m. En la Unidad Esperanza, conformada por basaltos tholeiíticos y diabasas ofiolíticas, son comunes las rocas gabroicas, stocks plagiograníticos y algunas intercalaciones de radiolaritas de hasta 3 m en la parte superior de la unidad. La edad asignada es del Santoniense (Kuypers, 1980, citado en Sprechmann *et al.*, 1984).

En la zona de estudio, la geología en los cerros está compuesta de basaltos y rocas sedimentarias tipo areniscas, lutitas, radiolaritas y calizas que se asocian a las rocas del Complejo de Nicoya (Arias y Morera, 2002). Estas lavas, de composición basáltica, son de una coloración negra y, por su origen, tienen una textura en almohadilla, lo que las caracteriza. En superficie, están meteorizadas y son fácilmente confundibles con arenas gruesas.

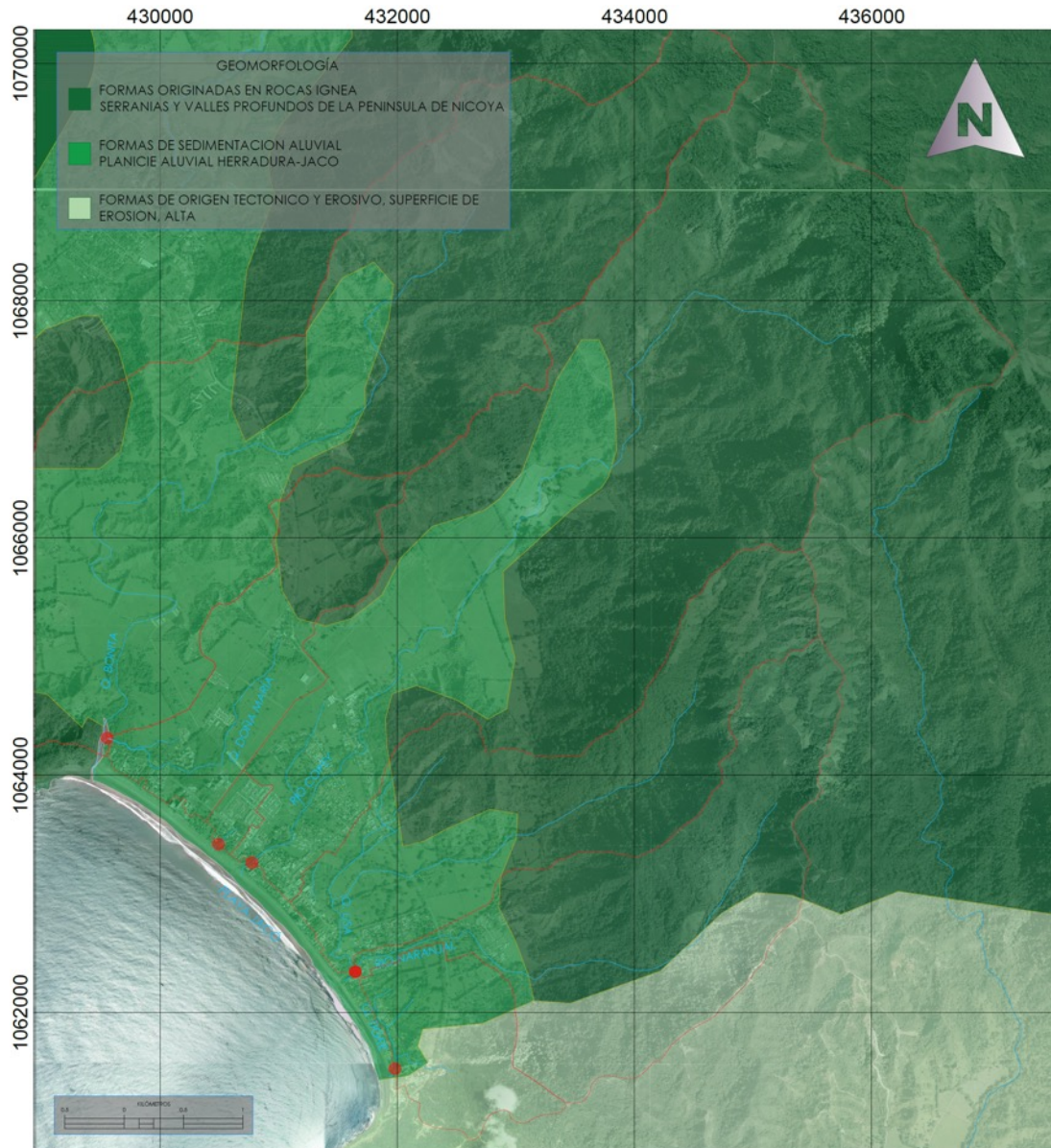
Las radiolaritas del Complejo de Nicoya forman parte de la Unidad Matapalo, del Jurásico Superior - Cretácico Inferior. Son rocas de origen pelágico, de grano fino a muy fino, estratificadas, bastante duras y versicolor (Agudelo, 2005). Están relacionadas a pedernales y jaspes y se encuentran muy a menudo asociadas a mineralizaciones de hierromanganeso, resultado de la alteración hidrotermal en fondos oceánicos a partir de vulcanismo exhalativo, sea en forma diseminada o en nódulos.

Las radiolaritas sobreyacen disconformemente la unidad de basaltos y es atravesada por numerosos cuerpos intrusivos gabroides a diabásicos. Presenta una fuerte deformación tectónica (pliegues isoclinales-chevron) y un alto grado de fallamiento (Agudelo, 2005).

- **Formación Tulín.** Arias (2003) sugiere que la Formación Tulín, del (Maastrichtiano-Eoceno Inferior), está conformada en un 95 % por basaltos, los cuales se presentan como coladas en almohadillas; estos basaltos presentan intercalaciones de sedimentos epiclásicos, piroclasto, gabros y cumulitas de olivino. Es una formación más joven que el POC, cuyas rocas constituyen el basamento de la Formación Tulín.
- **Depósitos no consolidados.** Pertenecen a esta unidad todos los depósitos recientes asociados a los depósitos por gravedad al pie de monte o coluvios y a aquellos relacionados con procesos aluviales. También aquellos depósitos de materiales arenosos con influencia marina. Los depósitos asociados al arrastre por acción fluvial o por gravedad, por lo general, son fragmentos de rocas de diversos tamaños y composición inmersos en una matriz limo-arcillo arenosa. Hacia el pie de los cerros, los bloques de fragmentos son de mayor tamaño y sub-redondeados a redondeados, en tanto que hacia la parte baja de la cuenca los fragmentos son más pequeños, ya que han sido arrastrados a mayor distancia, lo que se evidencia por su menor grado de angulosidad (Arias y Morera, 2002).

## 9. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

La geomorfología del área de estudio corresponde con formas de origen de rocas ígneas, fluvial y marino, según se detalla a continuación y se muestra en la siguiente Figura, basada en el Atlas Digital de Costa Rica (2014) desarrollado por el TEC.



**Figura 35.** Mapa Geomorfológico del área de estudio: cuencas hidrográficas Quebrada Doña María, Cuenca Río Copey, Cuenca Quebrada Sin Nombre – Acequia, Cuenca Quebrada Lisa, Cuenca Río Naranjal, Cuenca Quebrada Tigre, coordenadas CRTM-05. Fuente propia a partir del Atlas Digital de Costa Rica (2014) desarrollado por el TEC.

**Tabla 4.** Descripción de la geomorfología del área de estudio. Fuente: Atlas Digital de Costa Rica (2014) desarrollado por el TEC

Cuenca Alta	Formas originadas en rocas ígneas, serranías y valles profundos de la Península de Nicoya
Cuenca Media y baja	Formas de sedimentación aluvial, planicie aluvial Herradura-Jacó

Las terrazas fluviales están constituidas por sedimentos recientes, con clastos subredondeados a redondeados de lavas y areniscas. Los depósitos se distribuyeron sobre la topografía existente producto del transporte fluvial.

La planicie fluvio costera corresponde a la zona de transición de un ambiente continental-fluvial hacia un ambiente de más energía o marinos someros. Presenta indicios de una fuerte influencia marina, en especial con la transición de mareas y depositación fluvial del sistema de drenaje de la zona (río Copey y de las quebradas locales (Quebrada Bonita, Quebrada Doña María, Quebrada Lisa, etc.).

## 10. CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA

Climatológicamente el área de estudio se encuentra dentro de la Región Pacífico Central (PC1), según la clasificación del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) a partir de criterios regionales de temperatura, precipitación anual y comportamiento estacional de las precipitaciones (Solano y Villalobos, 1997).

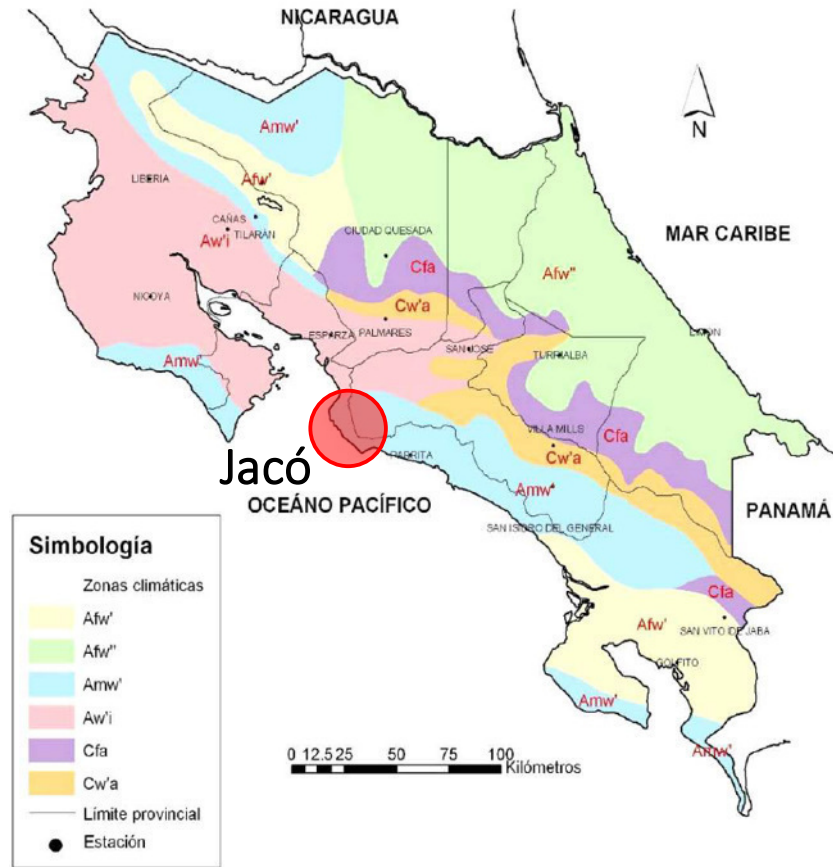


**Figura 36.** Mapa de Regiones y Subregiones de Costa Rica. Fuente: Regiones y Subregiones Climáticas de Costa Rica, IMN

La subregión PC1 corresponde a bosque húmedo tropical, la temperatura es igual a la biotemperatura, esta oscila entre 17°C y 24°C, es semideciduo, poco denso.

Dentro de la clasificación climática de Köppen, esta región representa una transición entre los tipos de clima Aw y Am, climas ecuatoriales con una estación seca bien definida en el invierno boreal (Aw) o una estación seca corta (Am) con un comportamiento tipo monzónico. En ambos casos, las temperaturas medias mensuales están siempre por encima de los 18°C y con precipitaciones durante la mayor parte del año.





**Figura 37.** Zonas climáticas de Costa Rica. Fuente: Resources Inventory Center, Corps of Engineers, US, Army. (L7- A) 1965.

La Región Pacífico Central se caracteriza por una notable heterogeneidad de temperaturas y precipitaciones, causada fundamentalmente por la configuración de las cadenas montañosas y por la marcada variabilidad altitudinal. El régimen de precipitaciones dentro de la región se ve afectado por la interacción entre los cerros costeros que se constituye en una barrera orográfica hacia el noreste de la región- y la influencia marítima del Océano Pacífico.

Cerca de la costa las precipitaciones tienden a ser mayores que en los valles intermontanos; asimismo la estación seca en el interior es bien marcada, mientras que en la costa apenas significa una reducción de la cantidad de precipitación.

Las precipitaciones en esta región son de alta intensidad, provocadas por la humedad traída por los vientos alisios del suroeste, por la acción de las brisas marinas y por procesos convectivos (Brenes y Saborío, 1995). Entre julio y octubre los alisios del suroeste se intensifican cuando la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) se encuentra en su posición más septentrional, directamente sobre la latitud de Costa Rica.

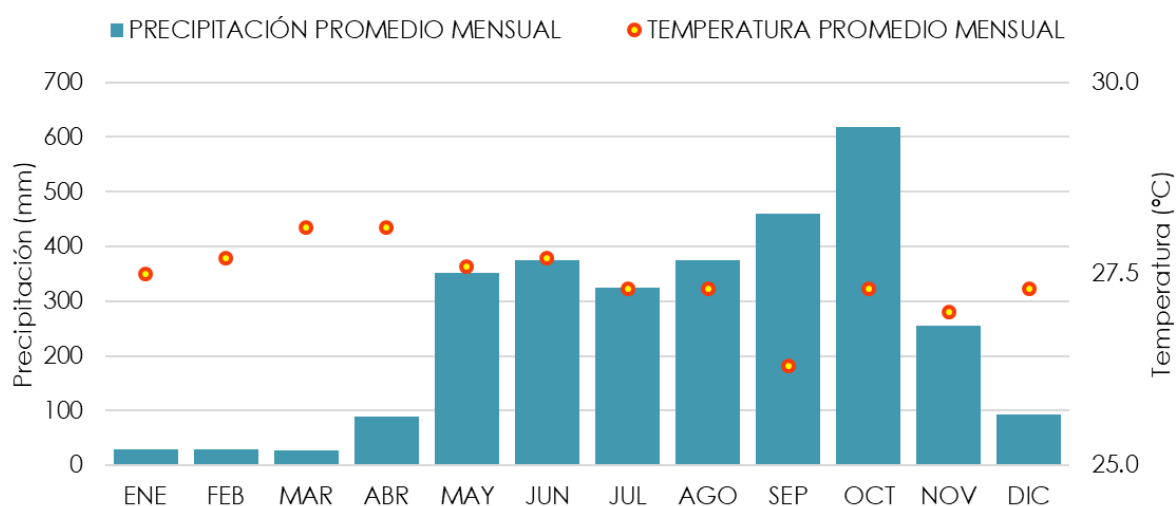
Las lluvias producidas por este mecanismo son usualmente torrenciales. Cuando la ZCIT se desplaza hacia el sur se inicia la estación seca en estos sectores; su duración es típicamente de 3 a 4 meses y las precipitaciones se reducen significativamente (Brenes y Saborío, 1995).

## 10.1. PRECIPITACIÓN Y TEMPERATURA PROMEDIO

Como se mencionó antes, el área de estudio se encuentra dentro de la subregión PC1, la cual es una zona de transición entre el clima del Pacífico Norte y el clima propiamente del Pacífico Central. El IMN cuenta con estaciones pluviométricas, de las cuales la estación Puntarenas es representativa de la subregión más al sur del Pacífico Norte, mientras que la estación 86009 Jacó lo es de la subregión PC2 del Pacífico Central.

Al ubicarse la estación 86001 Jacó dentro del área de estudio, es muy representativa para los fines del presente diagnóstico, y eventualmente para la estimación de avenidas máximas mediante el modelo de transformación precipitación-escorrentía. La información de precipitación media mensual para la estación considerada se presenta en la siguiente Tabla y Figura.

El hietograma a continuación muestra la lluvia y temperatura mensual promedio de la Estación 86009 Jacó, para el periodo 1997-2018.



**Figura 38.** Precipitación y temperatura media mensual Estación 86009 Jacó. Fuente: IMN

**Tabla 5.** Precipitación y temperatura media mensual Estación 86009 Jacó<sup>1</sup>

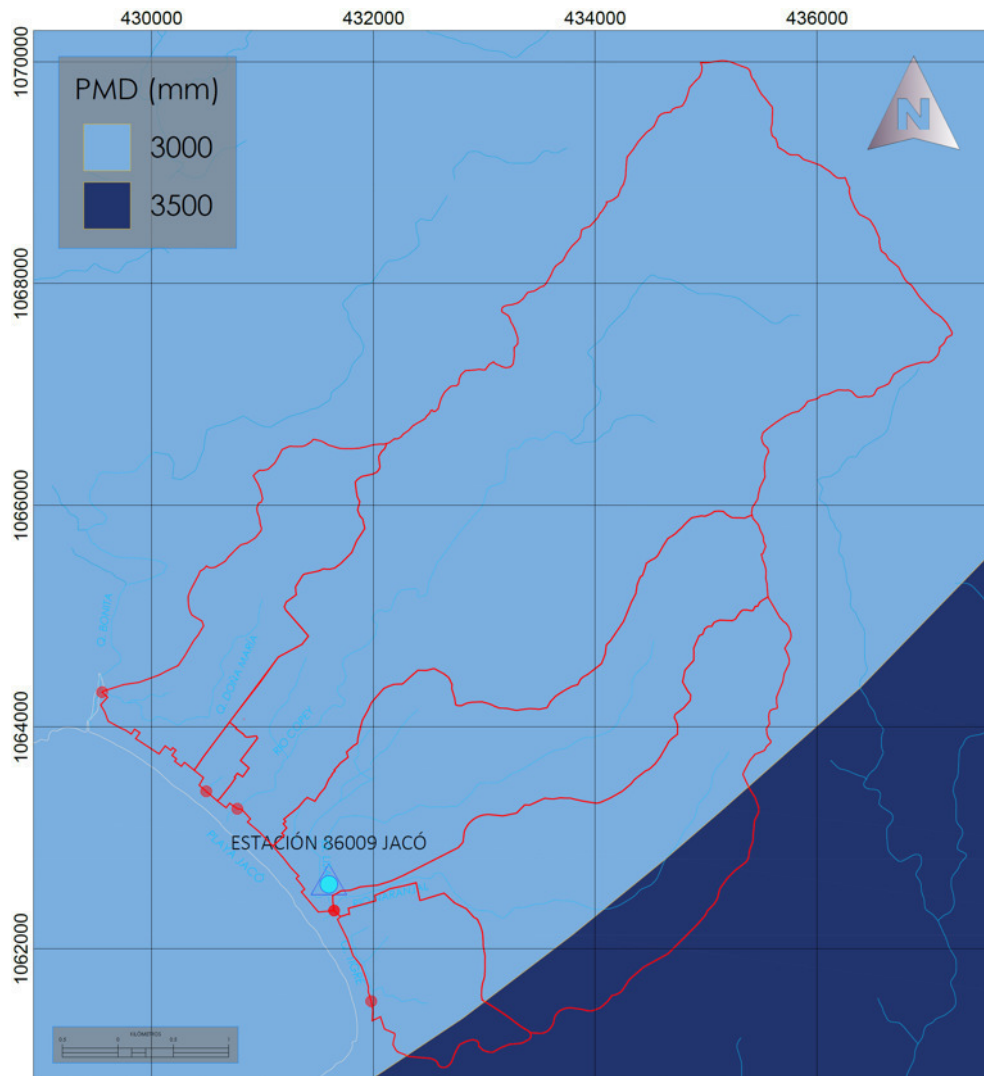
PERIODO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Precipit. (mm)	30	30	28	89	352	374	326	375	460	619	255	94	<b>3 030</b>
Temp. (°C)	27.5	27.7	28.1	28.1	27.6	27.7	27.3	27.3	26.3	27.3	27.0	27.3	27.4

**Fuente.** Departamento de Información y Comercialización del IMN

Para obtener la precipitación media anual (en adelante PMA) del área de estudio, se emplean las isoyetas generadas por el *Mapa de Precipitación Promedio Anual de Costa Rica 2004*, del Instituto Meteorológico Nacional. Para el área de estudio se estima una PMA que oscila entre 3000 y 3500

<sup>1</sup> Estación 86009 Jacó (IMN), elevación 3, Lat. 9° 35' – Long. 84° 37', periodo 1997-2018.

mm, según se observa en la siguiente Figura. La temperatura media varía entre 26 y 28 °C según se muestra en el Mapa de Temperatura Media Anual de Costa Rica del IMN-MINAE.



**Figura 39.** Mapa de Isoyetas del área de estudio: cuencas hidrográficas Quebrada Doña María, Cuenca Río Copey, Cuenca Quebrada Sin Nombre – Acequia, Cuenca Quebrada Lisa, Cuenca Río Naranjal, Cuenca Quebrada Tigre, coordenadas CRTM-05. Fuente IMN





Figura 40. Mapa de Temperatura Media Anual en Costa Rica. Fuente IMN

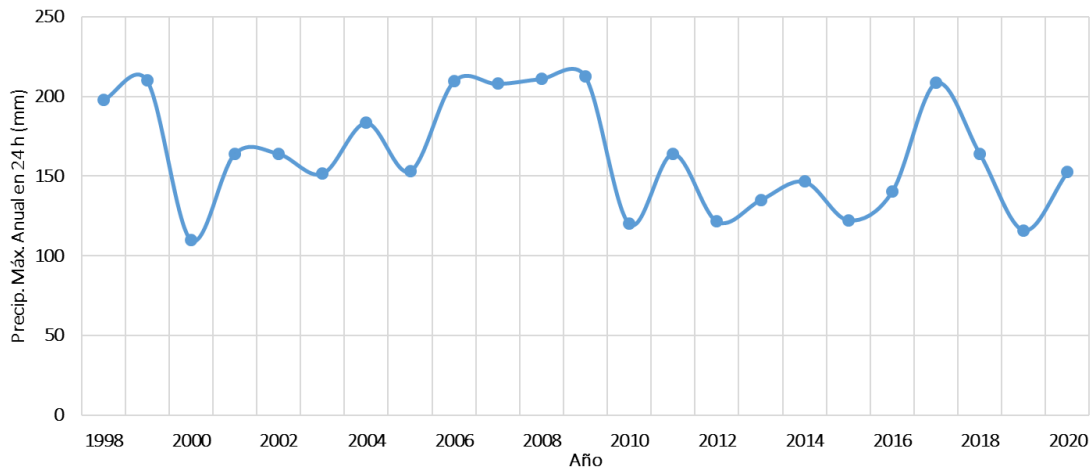
## 10.2. PRECIPITACIÓN EXTREMA E INTENSIDAD DE LLUVIA

La ubicación geográfica del área de estudio y de esa región, la hacen susceptible de sufrir los impactos de fenómenos atmosféricos que puedan causar extremos de precipitación y temperatura. La cercanía de los cerros de la Fila Brunqueña a los valles y la influencia de los vientos húmedos del suroeste, son los principales factores para que se presente un importante núcleo de precipitación.

Por otro lado, la fase cálida de ENOS (El Niño) tiene una alta probabilidad de producir escenarios secos en la región

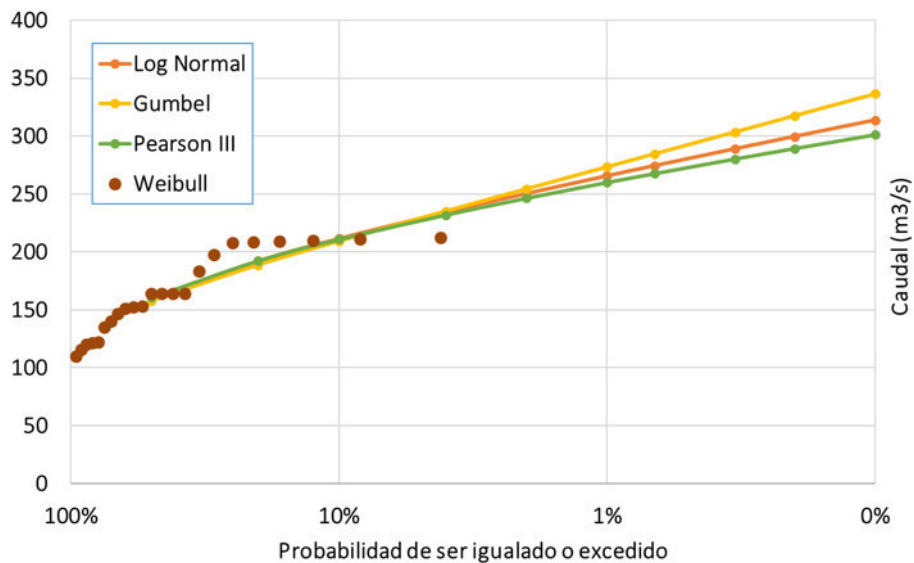
Aunado a lo anterior, seguidamente se hace un análisis estadístico de la precipitación diaria máxima anual (en adelante PMD) e intensidad de lluvia, basado en datos de precipitación máxima diaria absoluta de la estación meteorológica 86009 Jacó.

Para la región evaluada, se adquirió información pluviográfica de volúmenes de PMD de la estación 86 009 Jacó, para el periodo 1998 – 2020<sup>2</sup>.



**Figura 41.** Datos de precipitación máxima diaria absoluta Estación 86009 Jacó, periodo de registro 1998-2020. Fuente propia a partir de datos del IMN

Para determinar la PMD según periodo de retorno se aplican los métodos estadísticos Gumbel, Pearson tipo III y Logaritmo Normal, y a través de la curva de mejor ajuste con respecto a la distribución Weibull se obtiene la siguiente gráfica. Se concluye que la curva de mejor ajuste corresponde al método Pearson III, se tienen los siguientes valores de PMD.



**Figura 42.** Distribución estadística Gumbel, Pearson III y Log. Normal con respecto a distribución Weibull, para la serie de valores de PMD absoluta de la estación 86009 Jacó (periodo 1998-2020). Fuente propia

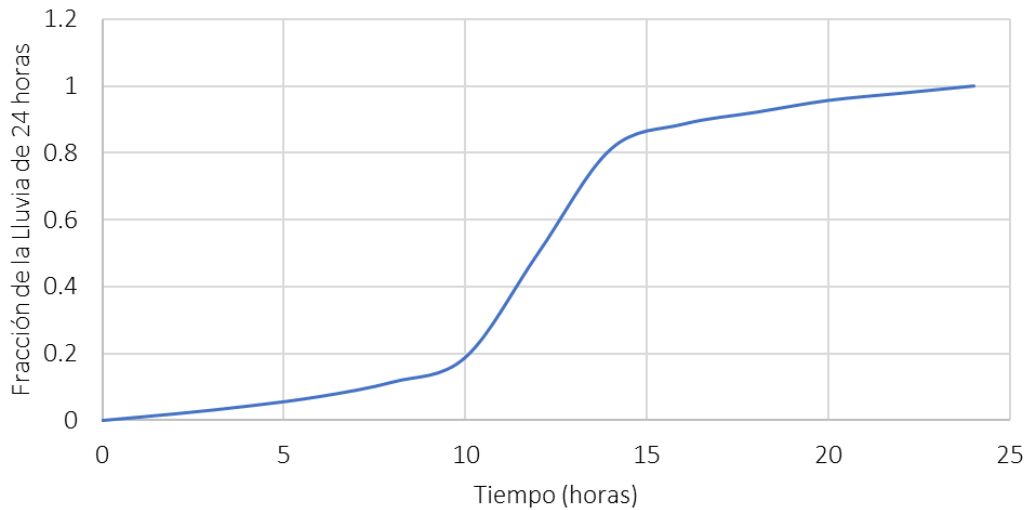
<sup>2</sup> No se incluye la información de PMD del periodo 2021, dado que el IMN sacó de operación la estación 86009 Jacó a partir de ese año. Fuente: Departamento de Información y Comercialización del IMN

**Tabla 6.** PMD (mm) según periodo de retorno Estación 86009 Jacó

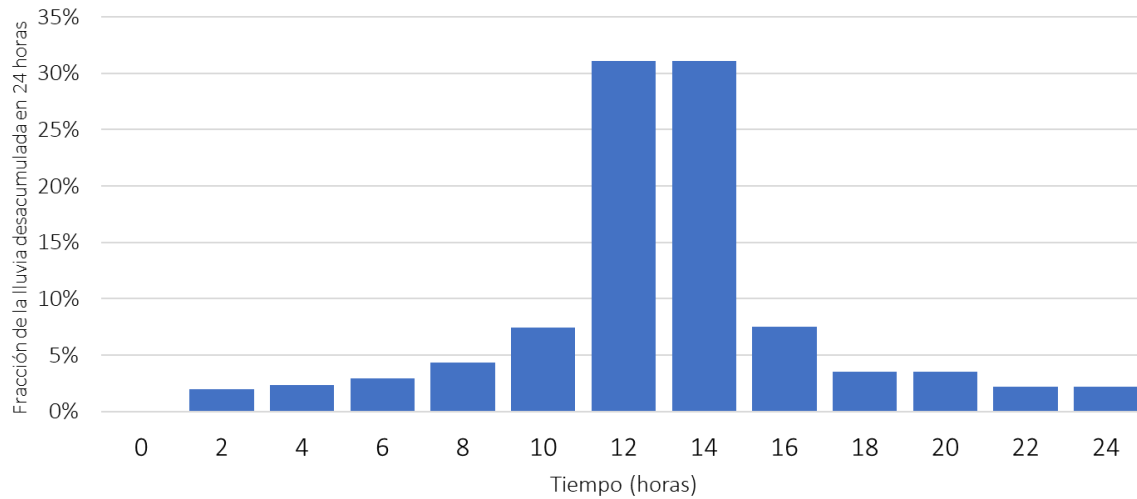
TR (años)	PMD (mm)
1.01	125.55
2	160.85
5	192.53
10	210.95
25	232.07
50	246.55
100	260.17
150	267.82
300	280.46
500	289.48
1000	301.38

La distribución de la lluvia de 24 horas o tormenta de diseño, se recomienda utilizar as tormentas sintéticas del SCS (Soil Conservation Service), utilizándose la Tipo III, aplicable para condiciones de la zona caribe de los Estados Unidos, que se consideran conservadoras para el caso de Costa Rica.

El hietograma de diseño se muestra en la siguiente Figura, correspondiente al hietograma sintético del SCS, tormenta tipo III, y que más adelante será utilizado para el modelo precipitación-escorrentía de las cuencas Río Copey, Río Naranjal, Quebrada Doña María y Quebrada Lisa.

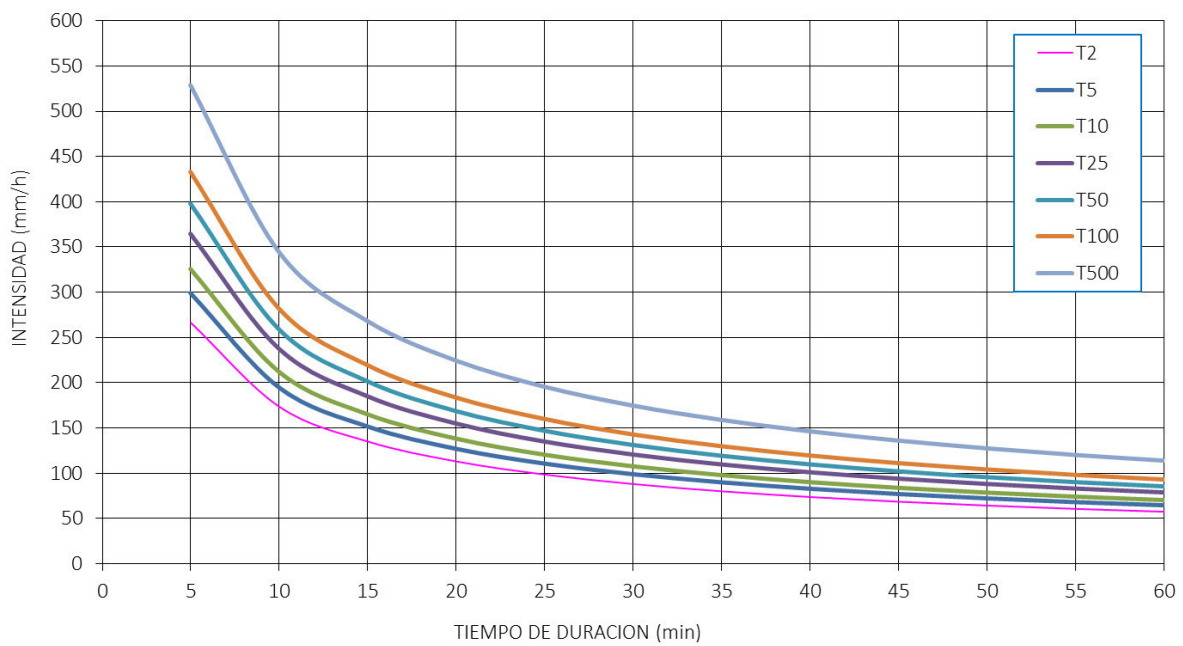


**Figura 43.** Lluvia acumulada en 24 horas del SCS, tormenta tipo III, aplicable para Costa Rica



**Figura 44.** Tormenta de diseño para tormenta Tipo III, y una duración de 24 horas, propuesta por el SCS

Se desarrolla un modelo estadístico con base en esta misma información, y a través de los coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración de 24 horas, derivados por Campos-Aranda D.F. (1978), se obtienen las curvas IDF para la Estación 86009 Jacó, según el tiempo de concentración.



**Figura 45.** Curva IDF Estación 86009 Jacó. Fuente propia

## 11. REGIMEN FLUVIAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

Para evaluar el régimen fluvial y sobre todo las avenidas máximas de los cauces que inciden directamente sobre el área de estudio, se emplea el modelo hidrológico de esorrentía-precipitación. y el programa HEC-HMS desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE).

Para el área de estudio evaluado, se adquiere información pluviográfica de volúmenes de precipitación máxima diaria absoluta (PMD) de la estación 86009 Jacó propiedad del IMN, según se desarrolla en el capítulo 10.2.

Mientras que la lluvia característica corresponde al hietograma sintético del SCS, tormenta tipo III, de igual manera desarrollado en el capítulo 10.2.

### 11.1. CUENCA QUEBRADA DOÑA MARÍA

Seguidamente se describen las características morfológicas del cauce, estimación de avenidas máximas según periodo de retorno y modelo hidráulico de los tramos más críticos que atraviesan el área de estudio.

#### 11.1.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS

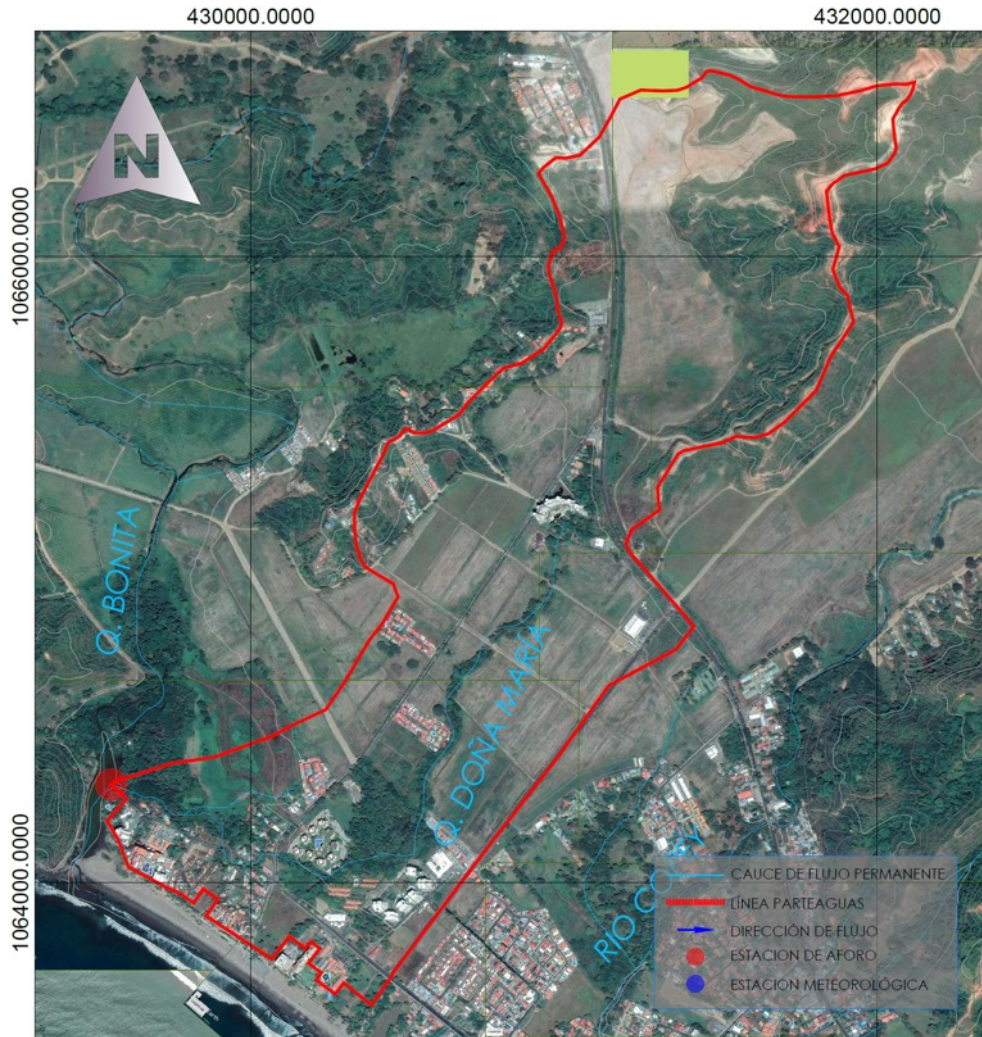
La siguiente Figura muestra la delimitación del área de drenaje de la cuenca. El polígono color rojo representa la línea parteaguas o línea Divortium Acuarum, mientras que la siguiente tabla resume sus características morfométricas.

Basado en fotografía satelital, se puede observar que la cuenca posee una cobertura muy heterogénea constituida por pastizales, cultivos, área forestal, algunos parches de tacotal y desarrollo urbano. El sector urbano corresponde a Barrio Los Villalobos, Condominio Don Paco, Condominio Costa Linda, Hotel Crocs y Avenida Pastor Díaz.

**Tabla 7.**Resumen de parámetros morfológicos de la cuenca Quebrada Doña María

TIPO	PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Geométricos	Área	2.28	km <sup>2</sup>
	Perímetro	8.70	km
	Longitud de cauce principal	3.94	km
	Índice de forma	0.32	-
	Índice de gravellius ( $I_G$ )	1.61	-
Orográficos	Altura máxima	192	msnm
	Altura mínima	5	msnm
	Pendiente media del cauce	4.8	%





**Figura 46.** Delimitación de la cuenca hidrográfica Quebrada Doña María, sobre curvas de nivel @ 10 metros del Registro Nacional y fotografía satelital, coordenadas CRTM-05. Fuente propia

### 11.1.2. AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO

Como ya se indicó, considerando las dimensiones de la cuenca delimitada previamente, el análisis hidrológico se hizo mediante el método empírico Número de Curva y el modelo HEC-HMS desarrollado por el USACE, así como los resultados del análisis estadísticos de precipitación extrema desarrollado en el capítulo 10.2.

A través de fotografía satelital, se obtienen los siguientes valores de número de curva. Los valores de la siguiente Tabla corresponden a números de curva CN para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño. Para considerar un posible efecto de saturación de los suelos producto de eventos previos de precipitación, la metodología del Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (en adelante NRCS, antiguo SCS) define una condición antecedente de humedad tipo III, sin embargo, esta condición de humedad

supone un grado muy alto de saturación de los suelos, que combinado con una tormenta de diseño de baja recurrencia, va a generar una creciente con un periodo de retorno aún mayor al estimado para la lluvia, por lo que no se aconseja esta corrección en el modelo.

**Tabla 8.** Número de Curva cuenca Quebrada Doña María, condición de humedad CHA-II

USO DE SUELO	CN (II)	%	Área (m2)
Bosque cubierta pobre	66	5.5%	126 250
Bosque cubierta buena	55	22.2%	505 002
Pastizales - condición óptima	59	24.0%	546 097
Cultivos granos pequeños	59	33.9%	771 396
Matorral - tacotal	48	4.1%	93 660
Uso Urbano (% impermeable: 65%)	85	9.8%	222 261
Áreas comerciales (85% permeable)	92	0.5%	11 698
Promedio ponderado	61		

Para la estimación de la intercepción se adoptó la recomendación del NRCS mediante el concepto de abstracciones iniciales. Según esta metodología, las abstracciones iniciales ( $I_a$ , mm) se pueden estimar como un porcentaje  $k$  de la retención potencial máxima de la cuenca ( $S$ , mm), parámetro que a su vez es función del número de curva definido anteriormente.

$$S = \frac{25400 - 254NC}{NC}$$

$$I_a = k S$$

Según las recomendaciones del NRCS, se adoptó un valor de  $k = 0.2$  para la estimación de las abstracciones iniciales. A continuación, se resumen los parámetros obtenidos:

**Tabla 9.** Definición de retención potencial máxima y abstracciones iniciales

Parámetro	Valor
Valor CN (II) ponderado	61
$S$ (mm)	164
$I_a$ (mm)	33

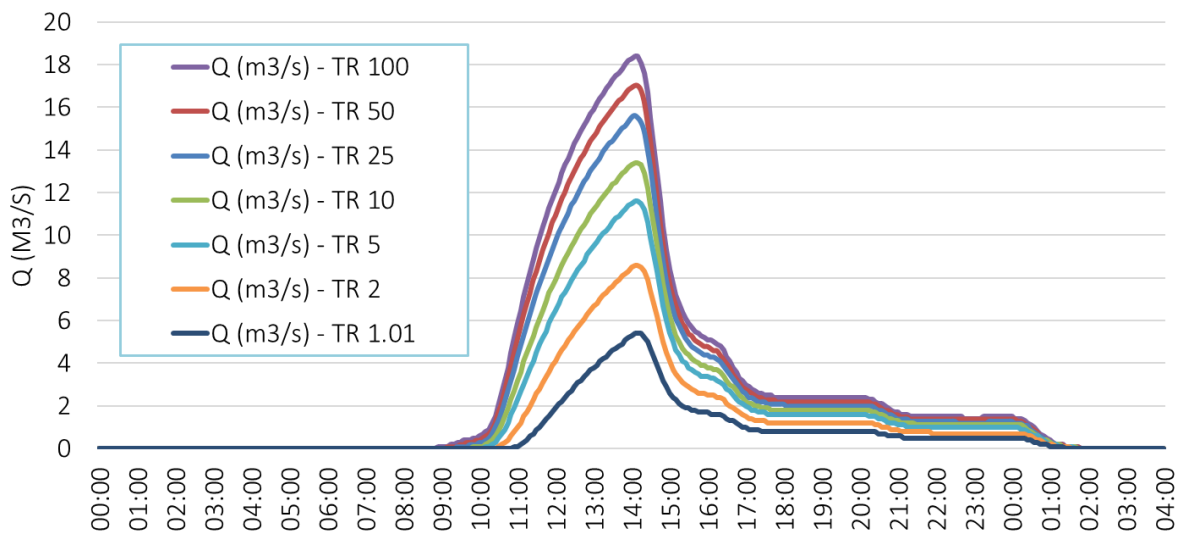
De esta manera, a la precipitación total se le restan las abstracciones por intercepción e infiltración, obteniéndose el hietograma de precipitación efectiva que servirá de base para la transformación de la precipitación en escorrentía y para la estimación del hidrograma de crecientes.

Seguidamente se determinará el tiempo de concentración y tiempo de retardo, basado en 3 distintas metodologías y empleando la metodología más conservadora, en este caso la Fórmula del Bureau of Reclamation.

**Tabla 10.** Duración o tiempo de concentración y tiempo de retardo de la cuenca

Longitud de cauce (m) =	3 936
Elev. Max (msnm)	192
Elev. Min (msnm)	5
Pendiente media	4.8%
$\Delta H$	187
Fórmula de Bureau of Reclamation	
$t_c$ (min)	37
$t_r$ (min)	22

Para modelar estas condiciones con el HEC-HMS, se hizo uso del modelo del NRCS para la estimación de las pérdidas. Con base en la información anterior, se generaron los hidrogramas de creciente y caudal máximo instantáneo para las tormentas TR 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, como se muestra a continuación.



**Figura 47.** Hidrograma de crecientes de Quebrada Doña María en tramo colindante Poblado de Jacó

**Tabla 11.** Caudal máximo instantáneo Quebrada Doña María, tramo colindante con poblado de Jacó

TR (años)	Q (m³/s)
1.01	5.4
2	8.6
5	11.6
10	13.4
25	15.6
50	17.0
100	18.4



### 11.1.3. MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO

Para el análisis de transporte hidráulico y capacidad de carga del cauce en el tramo evaluado, se utilizó el programa de cálculo hidráulico HEC-RAS desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers. Este programa modela el comportamiento de los ríos, a partir de su topografía y de las condiciones de contorno que se impongan.

Este programa modela el comportamiento de los ríos, a partir de su topografía y de las condiciones de contorno que se impongan. Con HEC-RAS se calculan los niveles de flujo y la distribución de velocidades en el cauce del Río, por medio de la ecuación de Bernoulli para flujo permanente y flujo no permanente.

El tramo evaluado corresponde al sector colindante con el Condominio Costa Linda y puente sobre Calle Boulevard Jacó, considerando las inundaciones registradas durante el periodo de diagnóstico del presente informe.

Las secciones transversales de la Quebrada en el tramo evaluado, se desarrollaron a través de las secciones transversales del cauce y obras existentes (puentes y alcantarillas de paso) levantadas con estación total por medio del Ingeniero Topógrafo Reyes P. Picado (IT 16205) de la empresa INGEOFOR Ingeniería y Ambiente.

El coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene a través del método propuesto por el NRC, similar al método de Cowan, que se calcula con la fórmula:

$$n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$$

Donde:

- $n_1$ : rugosidad base
- $n_2$ : irregularidad del canal
- $n_3$ : variación en la sección transversal
- $n_4$ : obstrucciones
- $n_5$ : vegetación
- $n_6$ : modificación por la alineación tomando en cuenta las longitudes de curvas ( $l_c$ ) y de tramos rectos ( $l_r$ ) en el cauce, si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,0 y 1,2,  $m_5=0,00$ , si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,2 y 1,5,  $m_5=0,15$ , si  $(l_c/l_r)$  es mayor que 1,5 entonces  $m_5=0,30$ .

**Tabla 12.** Estimación del coeficiente de rugosidad Quebrada Doña María, mediante el método NRC

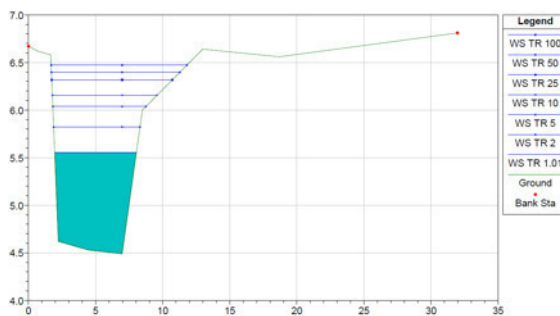
CAUCE	LECHO	TALUD
Base n0	0.020	0.020
Irregularidades n1	0.005	0.005
Sección transversal n2	0.005	0.005
Obstrucciones n3	0.015	0.015
Vegetación n4	0.000	0.015
Meandros (m)	1.000	1.000
n	0.045	0.060

Para definir las condiciones de frontera del modelo se analizaron las características prevalecientes en el cauce. Los valores de entrada del modelo hidráulico se resumen en la tabla a continuación.

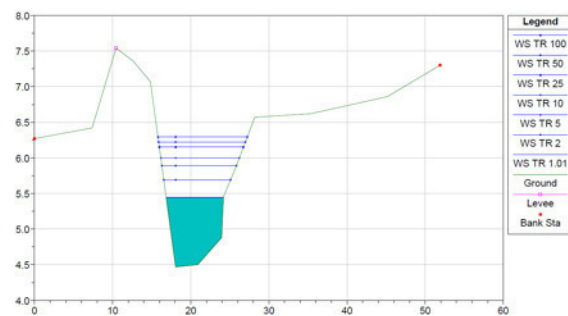
**Tabla 13.** Parámetros de entrada del modelo hidráulico

Características geométricas	
Número de Secciones	20
Longitud de tramo evaluado	240 m
Estación Aguas Abajo	0+000
Puente Calle Bulevard	0+030
Estación Aguas Arriba	0+240
Condición de Frontera	
Aguas arriba	0.3%
Régimen de cálculo	Subcrítico

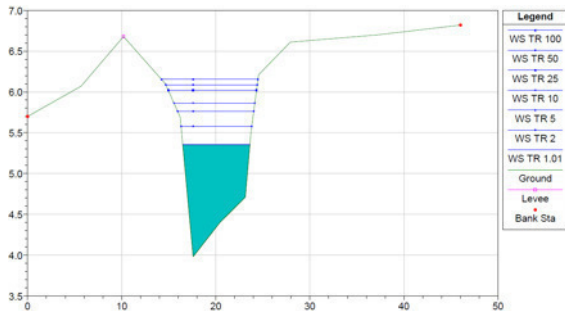
Las secciones transversales mostradas a continuación (seleccionadas aleatoriamente), muestran el nivel máximo del tirante hidráulico para diferentes periodo de retorno.



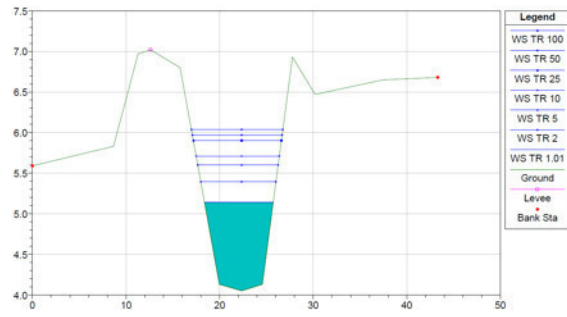
**Figura 48.** Estación 0+240 (aguas arriba)



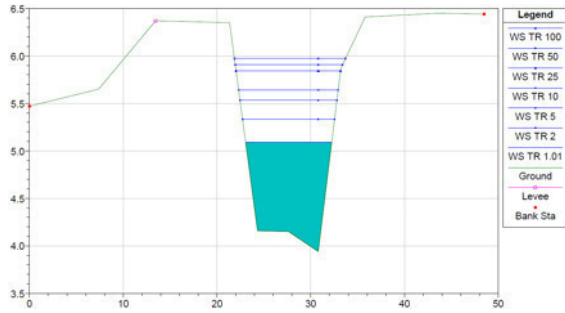
**Figura 49.** Estación 0+180



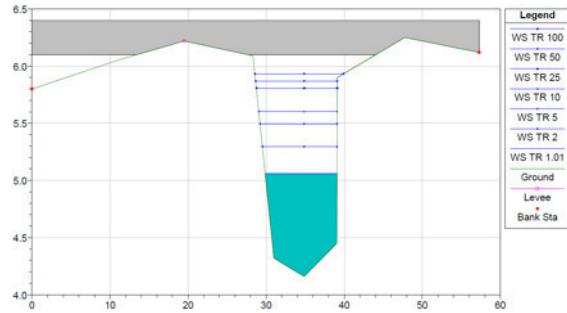
**Figura 50.** Estación 0+130



**Figura 51.** Estación 0+095

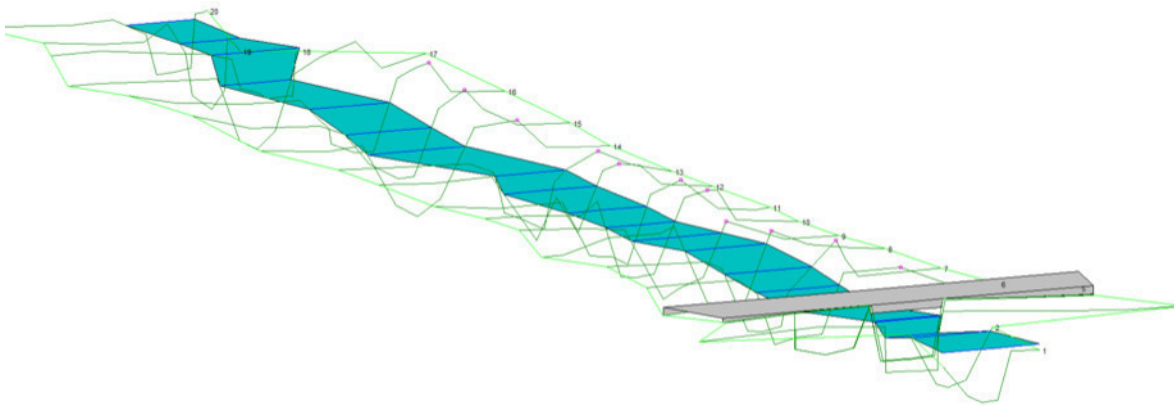


**Figura 52.** Estación 0+045

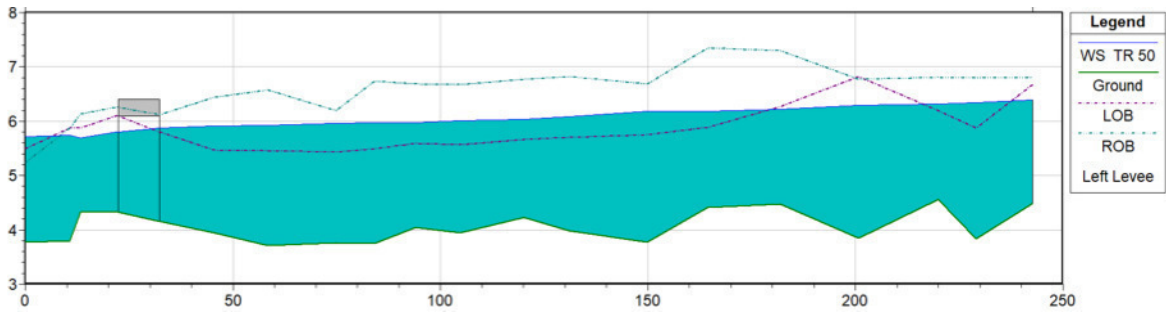


**Figura 53.** Estación 0+022

Como se puede observar en las siguientes figuras, para avenidas con probabilidad de ocurrencia del 2% (TR 50 años), el cauce no se desborda sobre los bancos o corona de talud. El análisis anterior no considera el efecto de pleamar descrito en el capítulo 10.3.



**Figura 54.** Vista isométrica del tramo de la quebrada Doña María evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS



**Figura 55.** Perfil longitudinal del tramo de la quebrada Doña María evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS



**Figura 56.** Espejo de agua Quebrada Doña María, sector Costa Linda y Calle Bulevar Jacó, para una avenida con periodo de retorno de 50 años

#### 11.1.4. AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES

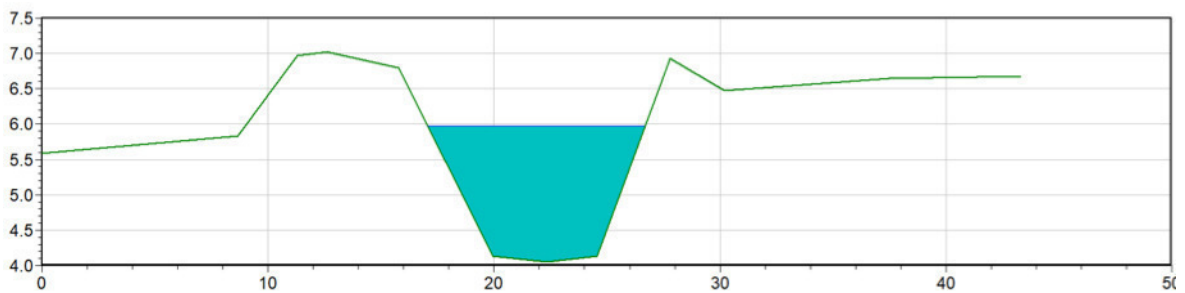
Basado en el presente diagnóstico y principalmente en los resultados del modelo hidráulico de la Quebrada Doña María, se identifican los principales sectores afectados por precipitación extrema.

- Calle Bulevar Jacó, en tramo colindante con Quebrada Doña María. La afectación se debe principalmente a que las cunetas que vierten a la Quebrada (principalmente la cuneta que discurre de Norte a Sur) se anegan por las crecidas del cauce, que como se observa en la sección transversal 0+022, el tirante hidráulica alcanza el nivel de corona de talud, aproximadamente 1.6 metros.



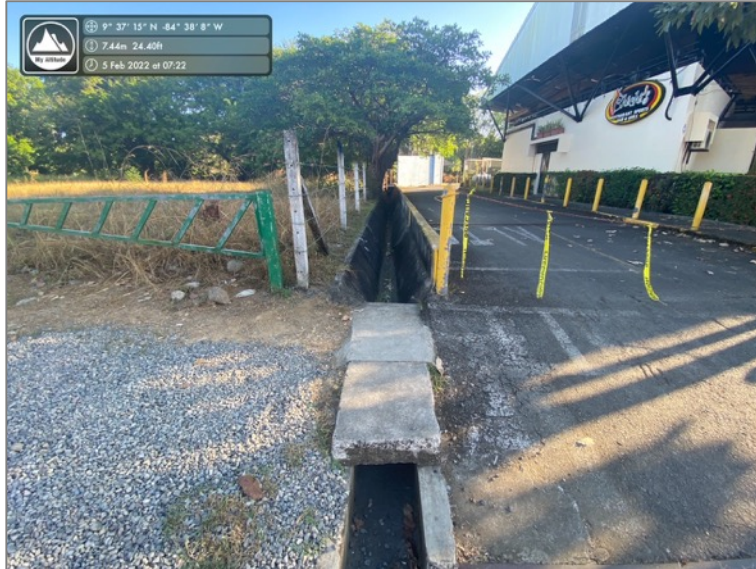
*Figura 57. Desfogue de alcantarillado pluvial (cuneta paralela a Calle Bulevar Jacó) a la Quebrada Doña María*

- Se observa la implementación de diques de protección en ambas márgenes, que generan el incremento del calado de la Quebrada, que a la vez anega el desfogue pluvial de la cuneta ubicada detrás de la terminal de buses. Consecuentemente el canal o cuneta se desborda en la Avenida Pastor Diaz.



*Figura 58. Quebrada Doña María, tramo colindante con Condominio Costa Linda*

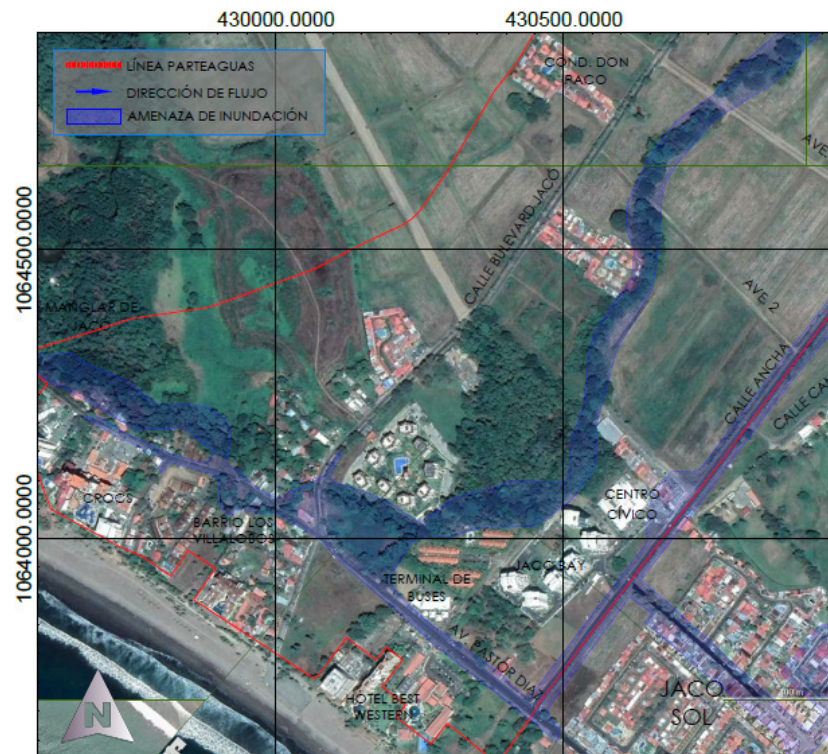




**Figura 59.** Desfogue de alcantarillado pluvial (Avenida Pastor Díaz) a la Quebrada Doña María

- El anegamiento del alcantarillado pluvial en la Avenida Pastor Diaz, se extiende hasta el Hotel Jacó Best Western y parte de la Calle Ancha (intersección con Avenida Pastor Díaz).

Lo anterior se refleja en la siguiente Figura.



**Figura 60.** Mapa de Amenazas de inundación actualizado según diagnóstico, para el sector Quebrada Doña María

## 11.2. CUENCA QUEBRADA SIN NOMBRE

Seguidamente se describen las características morfológicas del cauce, estimación de avenidas máximas según periodo de retorno y modelo hidráulico de los tramos más críticos que atraviesan el área de estudio.

### 11.2.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS

La siguiente Figura muestra la delimitación del área de drenaje de la cuenca. El polígono color rojo representa la línea parteaguas o línea Divortium Acuarum, mientras que la siguiente tabla resume sus características morfométricas.

Basado en fotografía satelital, se puede observar que la cuenca posee una cobertura mayoritaria de desarrollo urbano y comercial, con algunos parches de pastizales y tacotal. El sector urbano corresponde a Urbanización Jacó Sol, Condominio Sol Dorado, Condominio Monte Carlo, Parque de Jacó Johannes Dankers, Condominio Villas Tropical, Avenida Pastor Díaz y viviendas cercanas.

**Tabla 14.** Resumen de parámetros morfológicos de la cuenca Quebrada Sin Nombre

TIPO	PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Geométricos	Área	0.16	km <sup>2</sup>
	Perímetro	1.92	km
	Longitud de cauce principal	0.95	km
	Índice de forma	0.66	-
	Índice de gravellius ( $I_G$ )	1.34	-
Orográficos	Altura máxima	7.5	msnm
	Altura mínima	5	msnm
	Pendiente media del cauce	0.3	%



**Figura 61.** Delimitación de la cuenca hidrográfica Quebrada Sin Nombre (acequia), sobre curvas de nivel @ 10 metros del Registro Nacional y fotografía satelital, coordenadas CRTM-05. Fuente propia

### 11.2.2. AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO

Dadas las dimensiones de la microcuenca o área tributaria delimitada, para la estimación de avenidas máximas según periodo de retorno, se emplea el método de ecuación racional. La siguiente tabla muestra el uso de suelo y coeficiente de escorrentía según periodo de retorno.

**Tabla 15.** Uso de suelo y coeficiente de escorrentía Quebrada Sin Nombre, según periodo de retorno

USO DE SUELO - PRE PROYECTO	C2	C5	C10	C25	C50	C100	%	Area (m <sup>2</sup> )
Techo o losa de concreto	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	53.3%	85 490
Calle asfáltica	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	20.5%	32 881
Zonas Verdes (jardines, parques, etc.) (pend 2% y 7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	8.2%	13 152
COEFICIEN PROM. PONDERADO	0.62	0.67	0.70	0.74	0.78	0.83	100.0%	160 355

Seguidamente se determinará el tiempo de concentración, basado en 3 distintas metodologías y empleando la metodología más conservadora, en este caso la Fórmula del Bureau of Reclamation.



**Tabla 16.** Duración o tiempo de concentración y tiempo de retardo de la cuenca

Longitud de cauce (m) =	3 936
Elev. Max (msnm)	192
Elev. Min (msnm)	5
Pendiente media	4.8%
$\Delta H$	187
Fórmula de Bureau of Reclamation	
$t_c$ (min)	37

La tabla a continuación muestra la intensidad de lluvia máxima según periodo de retorno y los resultados de la Figura 34.

**Tabla 17.** Intensidad de lluvia máxima (mm/hora) según periodo de retorno y tiempo de concentración, para la Estación 86009 Jacó

$t_c$ (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	100	50	25	10	5	2
37	178	161	145	123	107	85

Basado en los resultados previos, seguidamente los caudales pico o caudal máximo instantáneo para microcuenca Quebrada Sin Nombre.

**Tabla 18.** Caudal máximo instantáneo Quebrada Sin Nombre (acequia), tramo colindante con poblado de Jacó

TR (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)
2	2.36
5	3.17
10	3.83
25	4.81
50	5.62
100	6.57

### 11.2.3. MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO

Para el análisis de transporte hidráulico y capacidad de carga del cauce en el tramo evaluado, se utilizó el programa de cálculo hidráulico HEC-RAS desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers. Este programa modela el comportamiento de los ríos, a partir de su topografía y de las condiciones de contorno que se impongan.

Este programa modela el comportamiento de los ríos, a partir de su topografía y de las condiciones de contorno que se impongan. Con HEC-RAS se calculan los niveles de flujo y la distribución de

velocidades en el cauce del Río, por medio de la ecuación de Bernoulli para flujo permanente y flujo no permanente.

El tramo evaluado corresponde al sector situado entre el Parque Johannes Dankers y el vertido final a la Playa Jacó, considerando las inundaciones registradas principalmente en el Parque.

Las secciones transversales de la Quebrada en el tramo evaluado, se desarrollaron a través de las secciones transversales del cauce y obras existentes (puentes y alcantarillas de paso) levantadas con estación total por medio del Ingeniero Topógrafo Reyes P. Picado (IT 16205) de la empresa INGEOFOR Ingeniería y Ambiente.

El coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene a través del método propuesto por el NRC, similar al método de Cowan, que se calcula con la fórmula:

$$n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$$

Donde:

- $n_1$ : rugosidad base
- $n_2$ : irregularidad del canal
- $n_3$ : variación en la sección transversal
- $n_4$ : obstrucciones
- $n_5$ : vegetación
- $n_6$ : modificación por la alineación tomando en cuenta las longitudes de curvas ( $l_c$ ) y de tramos rectos ( $l_r$ ) en el cauce, si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,0 y 1,2,  $m_5=0,00$ , si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,2 y 1,5,  $m_5=0,15$ , si  $(l_c/l_r)$  es mayor que 1,5 entonces  $m_5=0,30$ .

**Tabla 19.** Estimación del coeficiente de rugosidad Quebrada Sin Nombre, mediante el método NRC

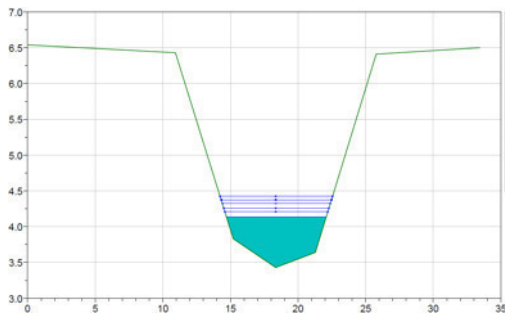
CAUCE	LECHO	TALUD
Base n0	0.020	0.020
Irregularidades n1	0.005	0.005
Sección transversal n2	0.005	0.005
Obstrucciones n3	0.005	0.005
Vegetación n4	0.000	0.015
Meandros (m)	1.000	1.000
n	0.035	0.050

Para definir las condiciones de frontera del modelo se analizaron las características prevalecientes en el cauce. Los valores de entrada del modelo hidráulico se resumen en la tabla a continuación.

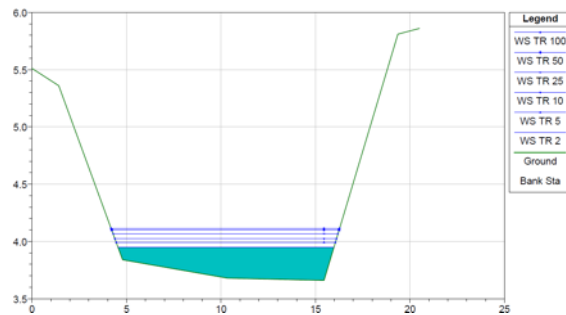
**Tabla 20.** Parámetros de entrada del modelo hidráulico

Características geométricas	
Número de Secciones	12
Longitud de tramo evaluado	210 metros
Estación Aguas Abajo	0+210
Estación Aguas Arriba	0+000
Condición de Frontera	
Aguas arriba	0.03%
Régimen de cálculo	Subcrítico

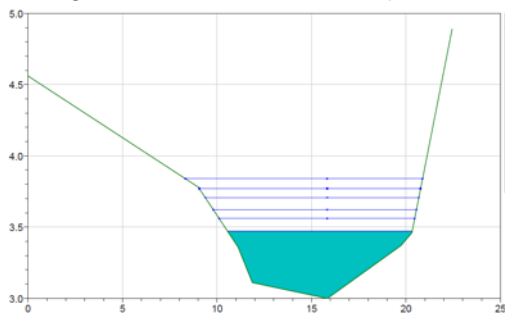
Las secciones transversales mostradas a continuación (seleccionadas aleatoriamente), muestran el nivel máximo del tirante hidráulico para diferentes periodo de retorno.



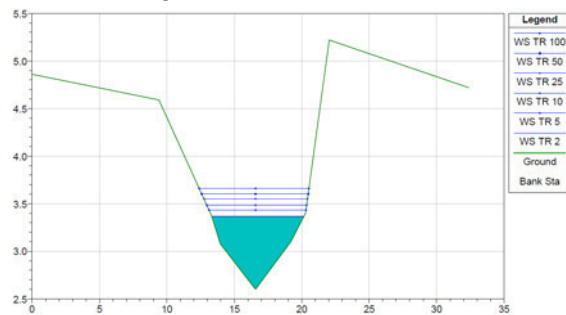
**Figura 62.** Estación 0+240 (aguas arriba)



**Figura 63.** Estación 0+150

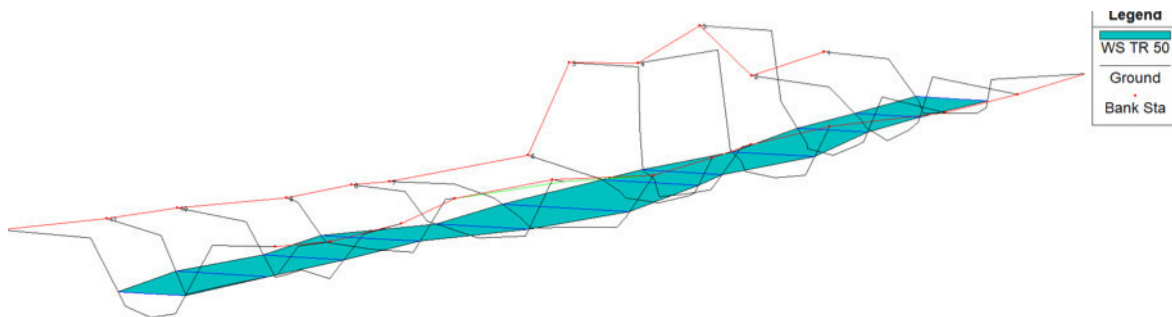


**Figura 64.** Estación 0+86

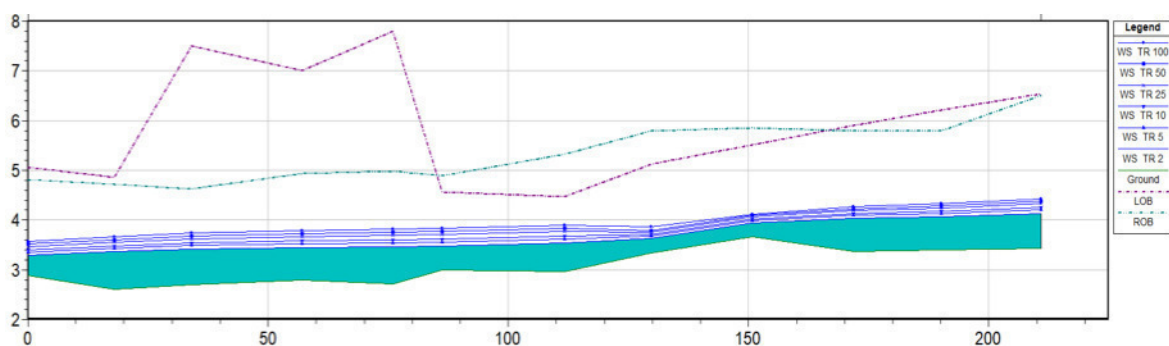


**Figura 65.** Estación 0+018

Como se puede observar en las siguientes figuras, para avenidas con probabilidad de ocurrencia del 2% (TR 50 años), el cauce no se desborda sobre los bancos o corona de talud. El análisis anterior no considera el efecto de pleamar descrito en el capítulo 10.3.



**Figura 66.** Vista isométrica del tramo de la quebrada sin nombre evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS



**Figura 67.** Perfil longitudinal del tramo de la quebrada sin nombre evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS

#### 11.2.4. AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES

Según los resultados previo, el cauce no representa un riesgo de inundación para el sector evaluado. Sin embargo, el vertido final a través de caja de registro y 2 tubería de concreto diámetro 700 mm, no tendrían suficiente capacidad hidráulica, por que potencialmente la caja de registro se anega, así como todo el alcantarillado pluvial que vierte hacia ese punto (escorrentía superficial proveniente del Parque, Condominio Jacó Park, entre otros).



**Figura 68.** Caja de registro Avenida Pastor Díaz, frente al Parque Johannes Dankers que capta aguas de toda el área tributaria delimitada y vierte a Quebrada Sin Nombre a través de dos tuberías diámetro 700 mm

Esta situación afecta severamente el Parque Johannes Dankers, calles y residenciales/condominios colindantes como Condominio Jacó Park.

### 11.3. CUENCA RIO COPEY

Seguidamente se describen las características morfológicas del cauce, estimación de avenidas máximas según periodo de retorno y modelo hidráulico de los tramos más críticos que atraviesan el área de estudio.

#### 11.3.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS

La siguiente Figura muestra la delimitación del área de drenaje de la cuenca. El polígono color rojo representa la línea parteaguas o línea Divortium Acuarum, mientras que la siguiente tabla resume sus características morfométricas.

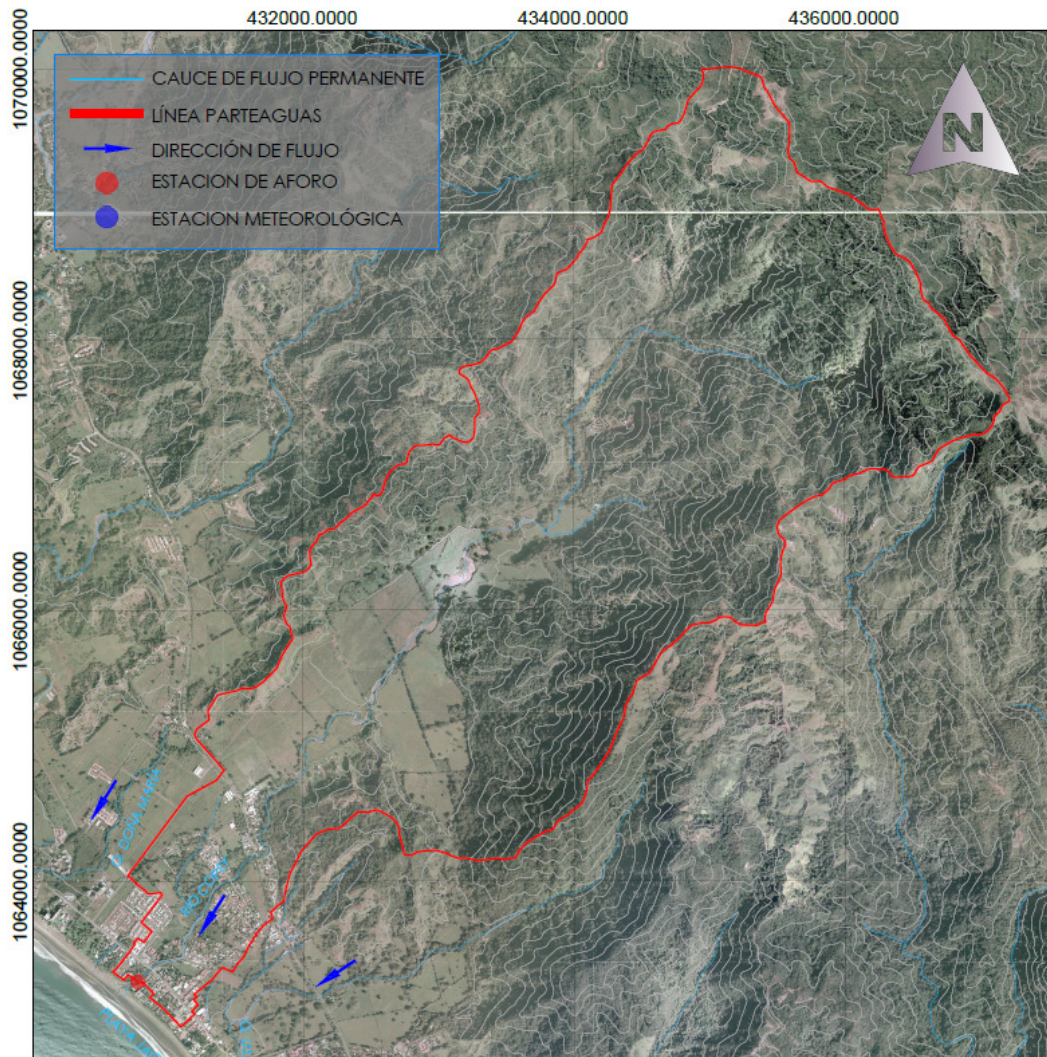
Basado en fotografía satelital, se puede observar que la cuenca posee una cobertura muy heterogénea, pero mayoritariamente constituida por cobertura forestal, y en menor grado pastizales, cultivos, tacotal y desarrollo urbano-comercial. El sector urbano corresponde a:

- Barrio Copey
- Barrio El INVU
- Barrio Ricos y Famosos
- Barrio Camboya
- Avenida Pastor Díaz y Calle Lapa Verde



**Tabla 21.** Resumen de parámetros morfológicos de la cuenca Río Copey

TIPO	PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Geométricos	Área	16.77	km <sup>2</sup>
	Perímetro	23.27	km
	Longitud de cauce principal	10.19	km
	Índice de forma	0.33	-
	Índice de gravellius (I <sub>G</sub> )	1.59	-
Orográficos	Altura máxima	795	msnm
	Altura mínima	5	msnm
	Pendiente media del cauce	7.8	%



**Figura 69.** Delimitación de la cuenca hidrográfica Río Copey, sobre curvas de nivel @ 10 metros del Registro Nacional y fotografía satelital, coordenadas CRTM-05. Fuente propia

### 11.3.2. AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO

Como ya se indicó, considerando las dimensiones de la cuenca delimitada previamente, el análisis hidrológico se hizo mediante el método empírico Número de Curva y el modelo HEC-HMS desarrollado por el USACE, así como los resultados del análisis estadísticos de precipitación extrema desarrollado en el capítulo 10.2.

A través de fotografía satelital, se obtienen los siguientes valores de número de curva para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño.

**Tabla 22.** Número de Curva cuenca Río Copey, condición de humedad CHA-II

USO DE SUELO	CN (II)	%	Área (m <sup>2</sup> )
Bosque cubierta pobre	66	21.3%	3 575 420
Bosque cubierta buena	55	49.7%	8 342 646
Pastizales - condición pobre	79	2.4%	401 013
Pastizales - condición óptima	59	1.6%	267 342
Cultivos granos pequeños	59	9.7%	1 632 357
Matorral - tacotal	48	7.7%	1 283 364
Uso Urbano (% impermeable: 65%)	85	1.8%	302 238
Áreas comerciales (85% permeable)	92	0.7%	109 905
Calles y parqueos	98	0.8%	137 381
Vegas de Ríos	58	4.3%	721 913
Promedio ponderado	59		

Según las recomendaciones del NRCS, se adoptó un valor de  $k = 0.2$  para la estimación de las abstracciones iniciales. A continuación, se resumen los parámetros obtenidos:

**Tabla 23.** Definición de retención potencial máxima y abstracciones iniciales

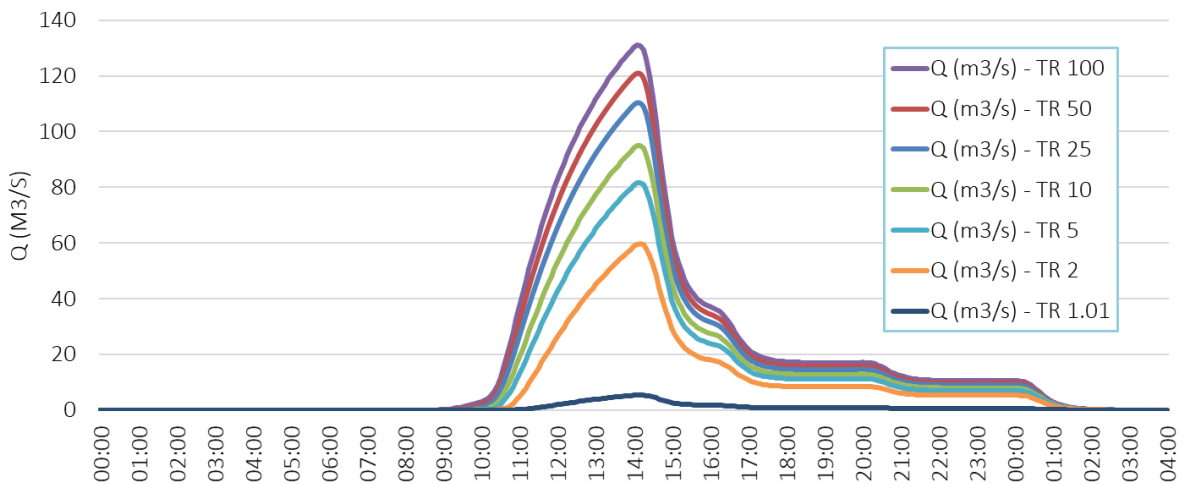
Parámetro	Valor
Valor CN (II) ponderado	59
S (mm)	176
I <sub>a</sub> (mm)	35

Seguidamente se determinará el tiempo de concentración y tiempo de retardo, empleando la metodología más conservadora, en este caso la Fórmula del Bureau of Reclamation.

**Tabla 24.** Duración o tiempo de concentración y tiempo de retardo de la cuenca

Longitud de cauce (m) =	10.19
Elev. Max (msnm)	795
Elev. Min (msnm)	5
Pendiente media	7.8%
$\Delta H$	790
Fórmula de Bureau of Reclamation	
$t_c$ (min)	63
$t_r$ (min)	38

Con base en la información anterior, se generaron los hidrogramas de creciente y caudal máximo instantáneo para las tormentas TR 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, como se muestra a continuación.



**Figura 70.** Hidrograma de crecientes del Río Copey en tramo colindante Poblado de Jacó

**Tabla 25.** Caudal máximo instantáneo Rio Copey tramo colindante con poblado de Jacó

TR (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1.01	36.8
2	59.7
5	81.7
10	94.8
25	110.2
50	120.9
100	131.1



### 11.3.3. MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO

Para el análisis de transporte hidráulico y capacidad de carga del cauce en el tramo evaluado, se utilizó el programa de cálculo hidráulico HEC-RAS.

El tramo evaluado corresponde al sector colindante con el poblado de Jacó que atraviesa la Avenida Pastor Díaz, considerando las inundaciones registradas durante el periodo de diagnóstico del presente informe.



*Figura 71. Puente sobre Río Copey, Avenida Pastor Díaz, tramo evaluado*

Las secciones transversales de la Quebrada en el tramo evaluado, se desarrollaron a través de las secciones transversales del cauce y obras existentes (puentes y alcantarillas de paso) levantadas con estación total por medio del Ingeniero Topógrafo Reyes P. Picado (IT 16205) de la empresa INGEOFOR Ingeniería y Ambiente.

El coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene a través del método propuesto por el NRC, similar al método de Cowan, que se calcula con la fórmula:

$$n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$$

Donde:

- $n_1$ : rugosidad base
- $n_2$ : irregularidad del canal
- $n_3$ : variación en la sección transversal
- $n_4$ : obstrucciones
- $n_5$ : vegetación
- $n_6$ : modificación por la alineación tomando en cuenta las longitudes de curvas ( $l_c$ ) y de tramos rectos ( $l_r$ ) en el cauce, si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,0 y 1,2,  $m_5=0,00$ , si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,2 y 1,5,  $m_5=0,15$ , si  $(l_c/l_r)$  es mayor que 1,5 entonces  $m_5=0,30$ .

**Tabla 26.** Estimación del coeficiente de rugosidad Río Copey, mediante el método NRC

CAUCE	LECHO	TALUD
Base n0	0.020	0.020
Irregularidades n1	0.005	0.005
Sección transversal n2	0.005	0.005
Obstrucciones n3	0.000	0.000
Vegetación n4	0.000	0.015
Meandros (m)	1.000	1.000
n	0.030	0.045

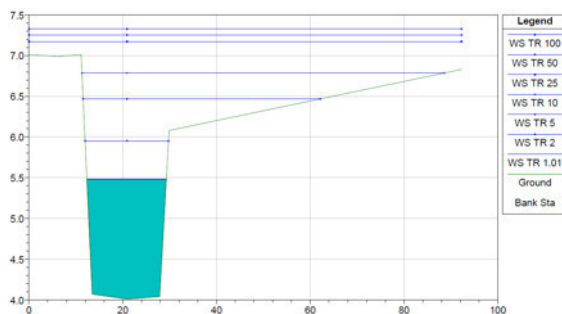
Para definir las condiciones de frontera del modelo se analizaron las características prevalecientes en el cauce. Los valores de entrada del modelo hidráulico se resumen en la tabla a continuación.

**Tabla 27.** Parámetros de entrada del modelo hidráulico

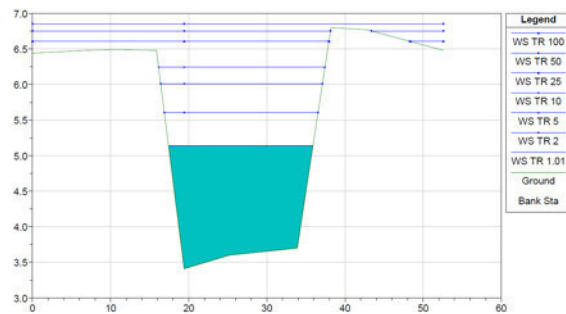
Características geométricas	
Número de Secciones	21
Longitud de tramo evaluado	350 m
Estación Aguas Abajo	0+000
Puente Avenida Pastor Díaz	0+150
Estación Aguas Arriba	0+350
Condición de Frontera	
Aguas arriba	0.5%
Régimen de cálculo	Mixto

Las secciones transversales mostradas a continuación (seleccionadas aleatoriamente), muestran el nivel máximo del tirante hidráulico para diferentes periodo de retorno.

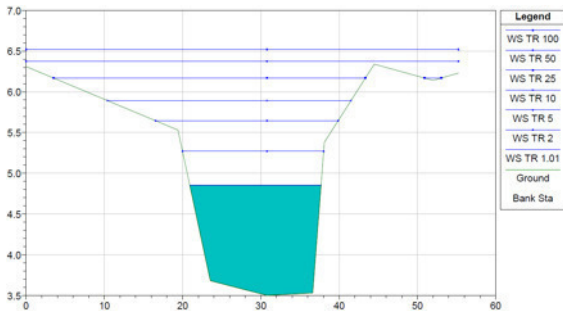
Como se puede observar en las siguientes figuras, para avenidas con probabilidad de ocurrencia del 2% (TR 50 años), el cauce manifiesta riesgo de inundación entre la estación 0+220 y 0+350, en ambas márgenes. El análisis anterior no considera el efecto de pleamar descrito en el capítulo 10.3.



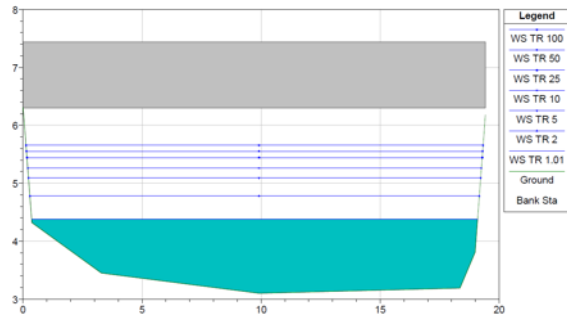
**Figura 72.** Estación 0+350 (aguas arriba)



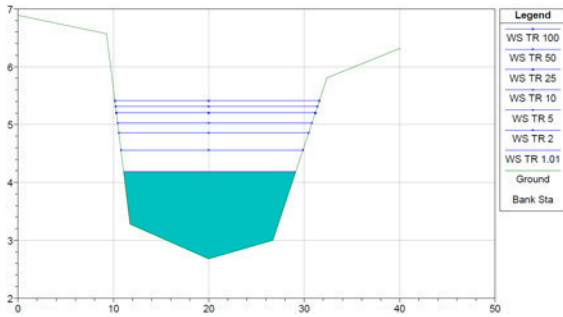
**Figura 73.** Estación 0+255



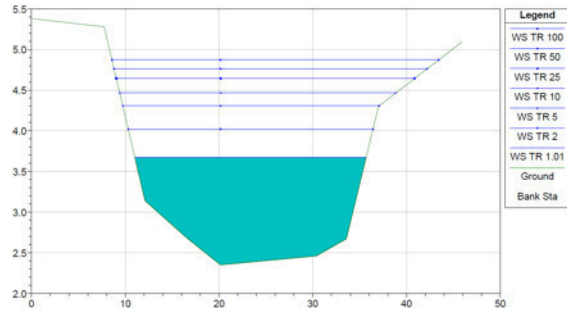
**Figura 74.** Estación 0+214



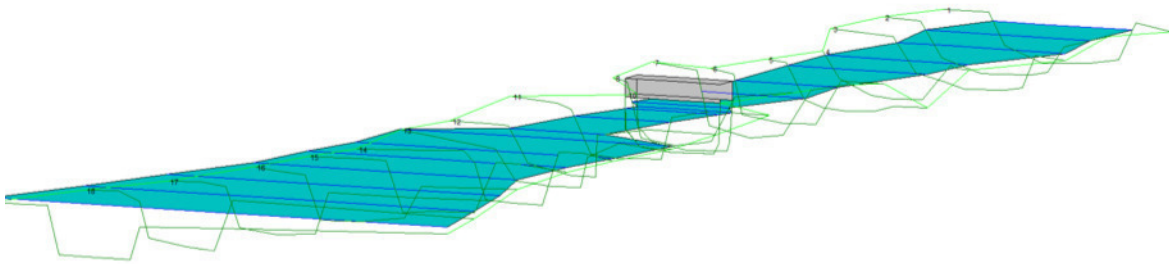
**Figura 75.** Estación 0+150 (puente Av. Pastor D)



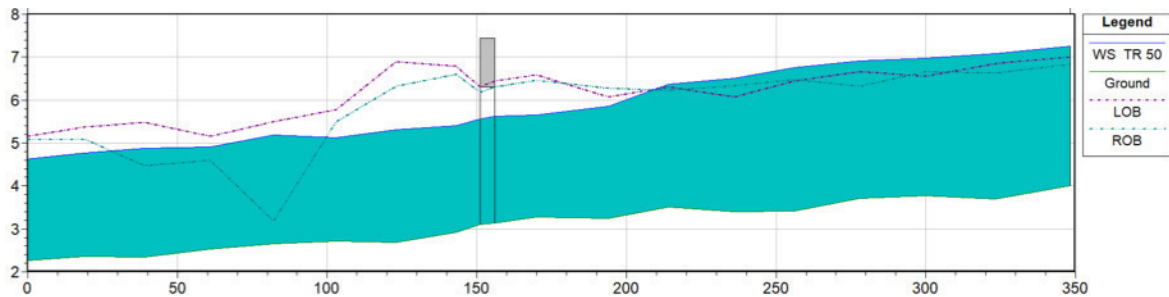
**Figura 76.** Estación 0+123



**Figura 77.** Estación 0+019



**Figura 78.** Vista isométrica del tramo del Río Copey evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS



**Figura 79.** Perfil longitudinal del tramo del Río Copey evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS



**Figura 80.** Espejo de agua Río Copey, sector Jaco y puente sobre Avenida Pastor Díaz, para una avenida con periodo de retorno de 50 años

#### 11.3.4. AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES

Basado en los resultados previos, los principales sectores de la urbe afectados por las crecidas del Río Copey son:

- Jacó Sol, Plaza Coral y Condominio Montecarlo. El desfogue de la urbanización es al Río Copey, que durante crecidas anega la tubería de vertido final, ubicada en la base de talud del cauce. Como se observa en las Figuras previas, el Río Copey en la sección del puente alcanza un tirante de hasta 2.5 metros.





Figura 81. Tubería de desfogue pluvial del Sector Jaco Sol a la base del Río Copey

- Desbordamiento del Río en Barrio El INVU y anegación del alcantarillado pluvial.

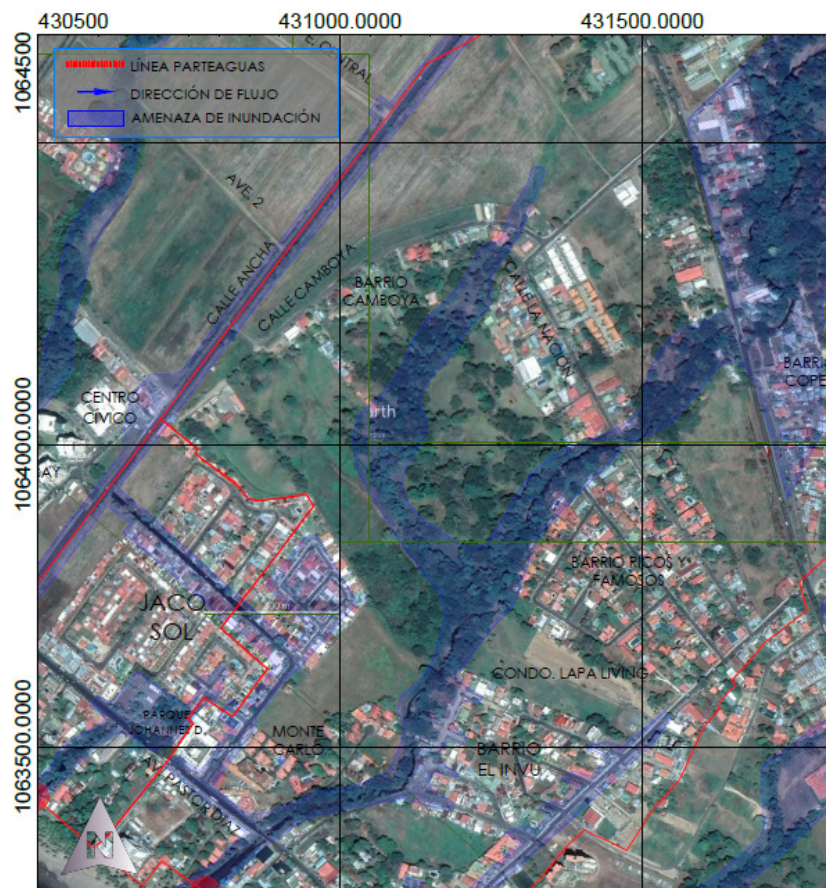


Figura 82. Mapa de Amenazas de inundación actualizado según diagnóstico, para sector Río Copey

## 11.4. CUENCA QUEBRADA LISA

Seguidamente se describen las características morfológicas del cauce, estimación de avenidas máximas según periodo de retorno y modelo hidráulico de los tramos más críticos que atraviesan el área de estudio.

### 11.4.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS

La siguiente Figura muestra la delimitación del área de drenaje de la cuenca. El polígono color rojo representa la línea parteaguas o línea Divortium Acuarum, mientras que la siguiente tabla resume sus características morfométricas.

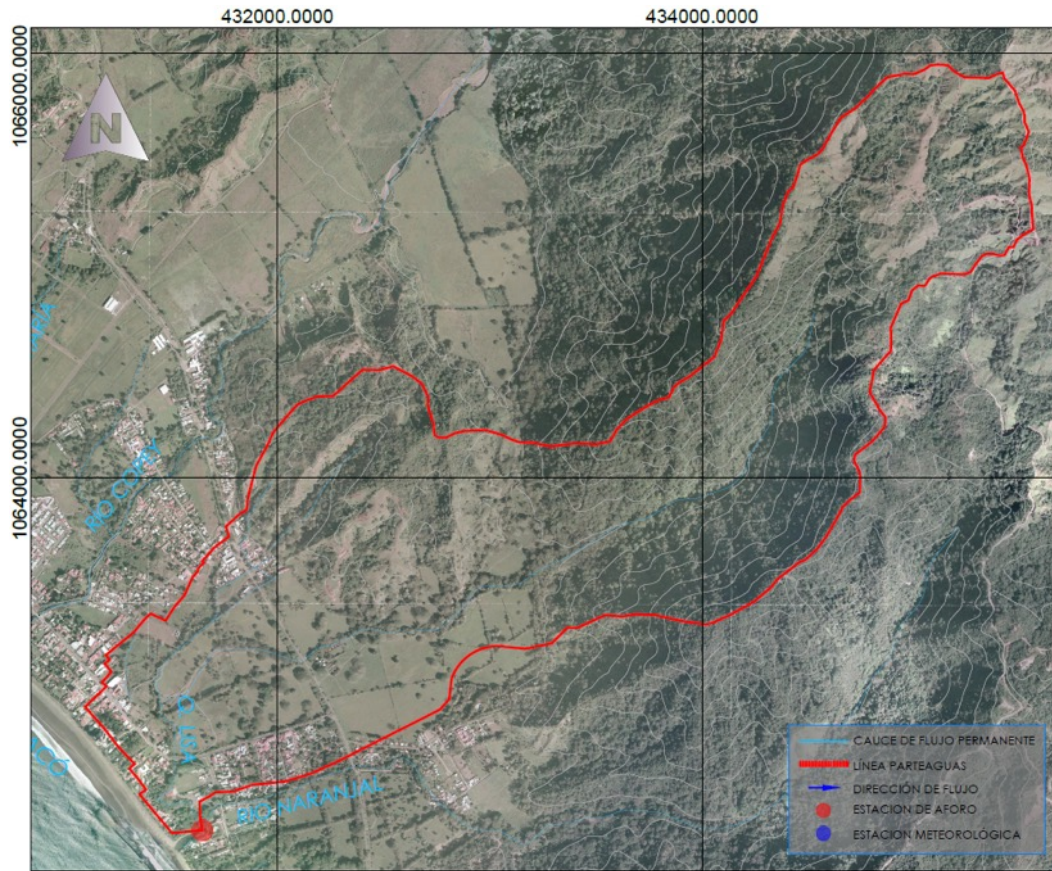
Basado en fotografía satelital, se puede observar que la cuenca posee una cobertura muy heterogénea, pero mayoritariamente constituida por cobertura forestal, y en menor grado pastizales, tacotal y desarrollo urbano-comercial. El sector urbano corresponde a:

- Barrio La Amistad
- Jacó Walk
- Avenida Pastor Díaz

**Tabla 28.** Resumen de parámetros morfológicos de la cuenca Quebrada Lisa

TIPO	PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Geométricos	Área	5.29	km <sup>2</sup>
	Perímetro	13.45	km
	Longitud de cauce principal	6.05	km
	Índice de forma	0.23	-
	Índice de gravellius ( $I_G$ )	1.64	-
Orográficos	Altura máxima	595	msnm
	Altura mínima	4.5	msnm
	Pendiente media del cauce	9.8	%





**Figura 83.** Delimitación de la cuenca hidrográfica Quebrada Lisa, sobre curvas de nivel @ 10 metros del Registro Nacional y fotografía satelital, coordenadas CRTM-05. Fuente propia

#### 11.4.2. AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO

Como ya se indicó, considerando las dimensiones de la cuenca delimitada previamente, el análisis hidrológico se hizo mediante el método empírico Número de Curva y el modelo HEC-HMS desarrollado por el USACE, así como los resultados del análisis estadísticos de precipitación extrema desarrollado en el capítulo 10.2.

A través de fotografía satelital, se obtienen los siguientes valores de número de curva para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño.

**Tabla 29.** Número de Curva cuenca Río Copey, condición de humedad CHA-II

USO DE SUELO	CN (II)	%	Área (m <sup>2</sup> )
Bosque cubierta pobre	66	19.1%	1 007 690
Bosque cubierta buena	55	35.4%	1 871 424
Pastizales - condición pobre	79	11.2%	593 265
Pastizales - condición óptima	59	6.0%	319 451
Matorral - tacotal	48	23.1%	1 219 906
Áreas comerciales (85% permeable)	92	3.9%	208 337.41
Calles y parqueos	98	1.6%	83 335
Promedio ponderado	61		

Según las recomendaciones del NRCS, se adoptó un valor de  $k = 0.2$  para la estimación de las abstracciones iniciales. A continuación, se resumen los parámetros obtenidos:

**Tabla 30.** Definición de retención potencial máxima y abstracciones iniciales

Parámetro	Valor
Valor CN (II) ponderado	61
S (mm)	164
$I_a$ (mm)	33

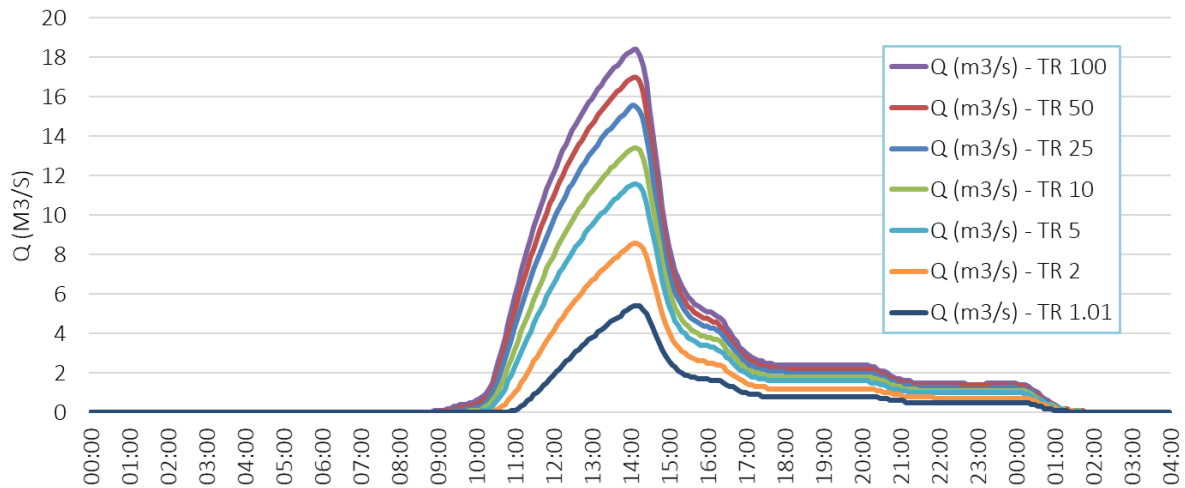
Seguidamente se determinará el tiempo de concentración y tiempo de retardo, empleando la metodología más conservadora, en este caso la Fórmula del Bureau of Reclamation.

**Tabla 31.** Duración o tiempo de concentración y tiempo de retardo de la cuenca

Longitud de cauce (m) =	6.05
Elev. Max (msnm)	595
Elev. Min (msnm)	4.5
Pendiente media	9.8%
$\Delta H$	591
Fórmula de Bureau of Reclamation	
$t_c$ (min)	39
$t_r$ (min)	23

Con base en la información anterior, se generaron los hidrogramas de creciente y caudal máximo instantáneo para las tormentas TR 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, como se muestra a continuación.





**Figura 84.** Hidrograma de crecientes de la Quebrada Lisa en tramo colindante Poblado de Jacó

**Tabla 32.** Caudal máximo instantáneo Quebrada Lisa tramo colindante con poblado de Jacó

TR (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1.01	5.4
2	8.6
5	11.6
10	13.4
25	15.6
50	17.0
100	18.4

#### 11.4.3. MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO

Para el análisis de transporte hidráulico y capacidad de carga del cauce en el tramo evaluado, se utilizó el programa de cálculo hidráulico HEC-RAS.

El tramo evaluado corresponde al sector colindante con el poblado de Jacó que atraviesa la Avenida Pastor Diaz, considerando las inundaciones registradas durante el periodo de diagnóstico del presente informe.

Las secciones transversales de la Quebrada en el tramo evaluado, se desarrollaron a través de las secciones transversales del cauce y obras existentes (puentes y alcantarillas de paso) levantadas con estación total por medio del Ingeniero Topógrafo Reyes P. Picado (IT 16205) de la empresa INGEOFOR Ingeniería y Ambiente.



**Figura 85.** Levantamiento topográfico con estación total de secciones transversales Quebrada Lisa, Enero 2022

El coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene a través del método propuesto por el NRC, similar al método de Cowan, que se calcula con la fórmula:

$$n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$$

Donde:

- $n_1$ : rugosidad base
- $n_2$ : irregularidad del canal
- $n_3$ : variación en la sección transversal
- $n_4$ : obstrucciones
- $n_5$ : vegetación
- $n_6$ : modificación por la alineación tomando en cuenta las longitudes de curvas ( $l_c$ ) y de tramos rectos ( $l_r$ ) en el cauce, si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,0 y 1,2,  $m_5=0,00$ , si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,2 y 1,5,  $m_5=0,15$ , si  $(l_c/l_r)$  es mayor que 1,5 entonces  $m_5=0,30$ .

**Tabla 33.** Estimación del coeficiente de rugosidad Quebrada Lisa, mediante el método NRC

CAUCE	LECHO	TALUD
Base n0	0.020	0.020
Irregularidades n1	0.005	0.005
Sección transversal n2	0.005	0.005
Obstrucciones n3	0.005	0.005
Vegetación n4	0.000	0.015
Meandros (m)	1.000	1.000
n	0.035	0.050

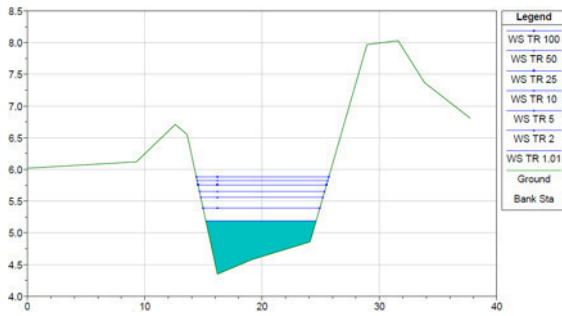
Para definir las condiciones de frontera del modelo se analizaron las características prevaletientes en el cauce. Los valores de entrada del modelo hidráulico se resumen en la tabla a continuación.

**Tabla 34.** Parámetros de entrada del modelo hidráulico

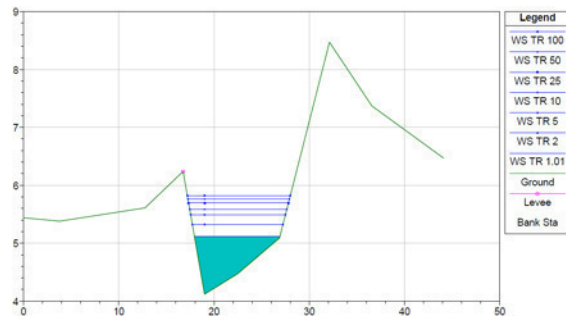
Características geométricas	
Número de Secciones	22
Longitud de tramo evaluado	376 m
Estación Aguas Abajo	0+000
Puente Avenida Pastor Diaz	0+230
Estación Aguas Arriba	0+376
Condición de Frontera	
Aguas arriba	1%
Régimen de cálculo	Mixto

Las secciones transversales mostradas a continuación (seleccionadas aleatoriamente), muestran el nivel máximo del tirante hidráulico para diferentes periodo de retorno.

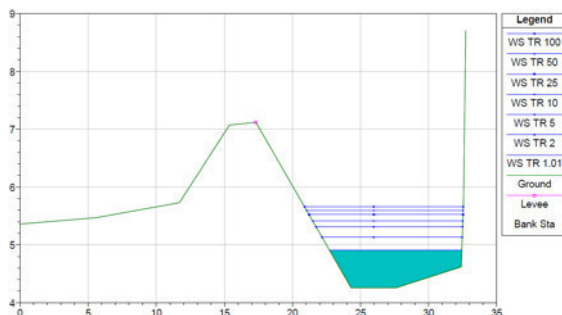
Como se puede observar en las siguientes figuras, para avenidas con probabilidad de ocurrencia del 2% (TR 50 años), no se manifiesta riesgo de inundación por desbordamiento. El análisis anterior no considera el efecto de pleamar descrito en el capítulo 10.3.



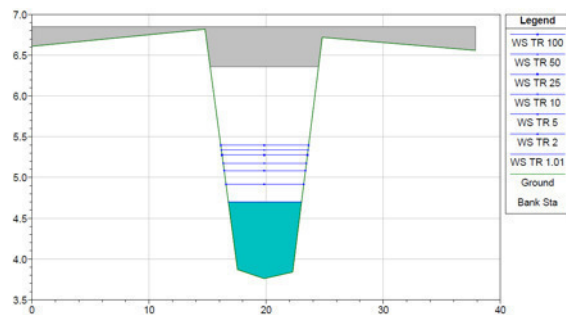
**Figura 86.** Estación 0+353 (aguas arriba)



**Figura 87.** Estación 0+334



**Figura 88.** Estación 0+273



**Figura 89.** Estación 0+225 (puente Av. Pastor D)

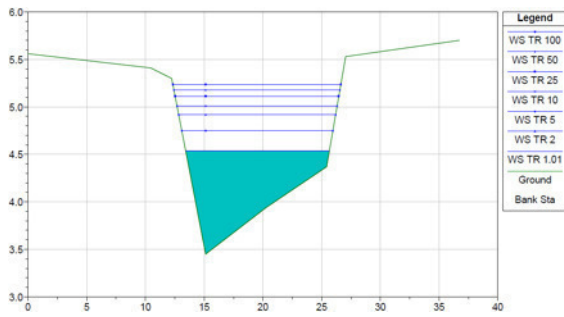


Figura 90. Estación 0+153

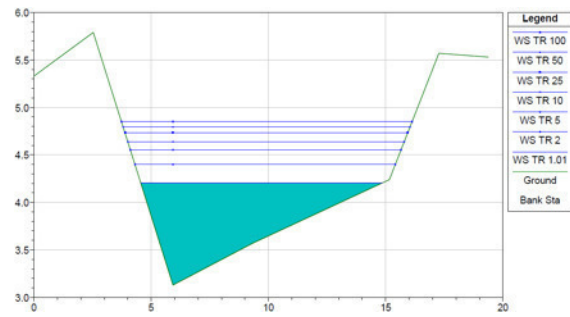


Figura 91. Estación 0+053

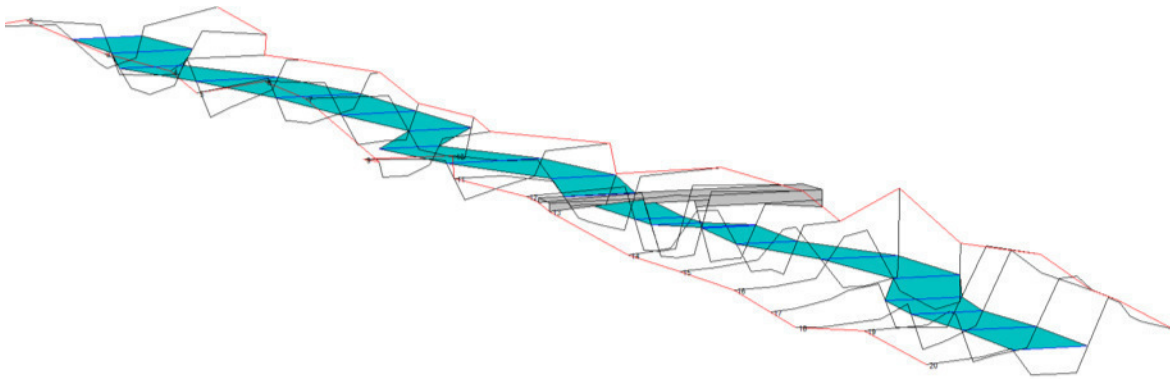


Figura 92. Vista isométrica del tramo de la Quebrada Lisa evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS

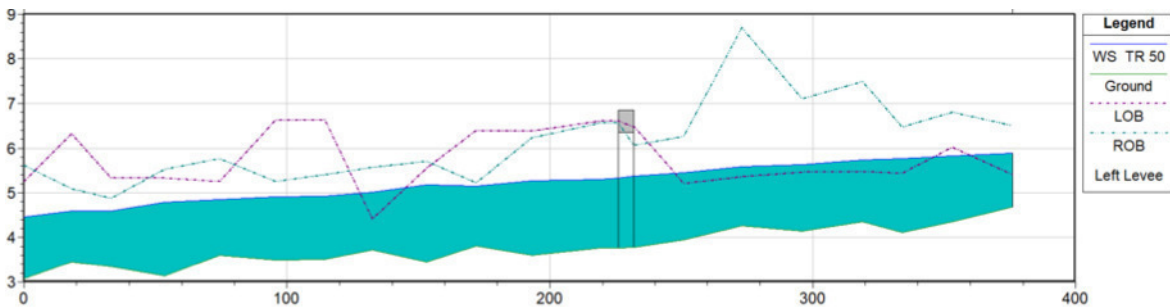
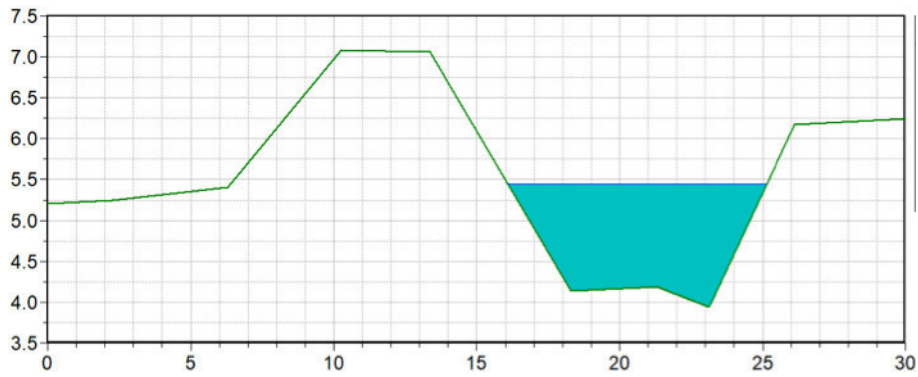


Figura 93. Perfil longitudinal del tramo de la Quebrada Lisa evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS

#### 11.4.4. AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES

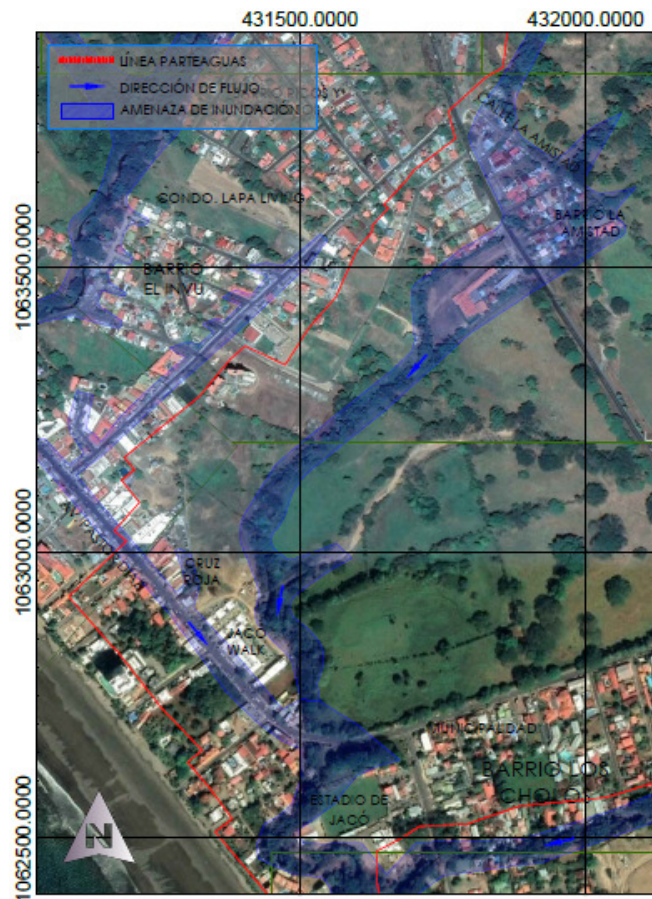
La Quebrada Lisa no representa riesgo de inundación por desbordamiento en el tramo evaluado, principalmente por la implementación de diques o rellenos de protección, tal como se observa en la siguiente sección transversal.



**Figura 94.** Sección transversal Estación 0+250, inmediatamente aguas arriba del Puente sobre Avenida Pastor Díaz

Basado en los resultados previos, los principales sectores de la urbe afectados por las crecidas de la Quebrada Lisa son:

- Barrio La Amistad. Las inundaciones que se manifiesta en Barrio La Amistad se generan por alcantarillado pluvial insuficiente, no así por el desbordamiento de la Quebrada Lisa.



**Figura 95.** Mapa de Amenazas de inundación actualizado según diagnóstico, para sector Quebrada Lisa

## 11.5. CUENCA RÍO NARANJAL

Seguidamente se describen las características morfológicas del cauce, estimación de avenidas máximas según periodo de retorno y modelo hidráulico de los tramos más críticos que atraviesan el área de estudio.

### 11.5.1. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS

La siguiente Figura muestra la delimitación del área de drenaje de la cuenca. El polígono color rojo representa la línea parteaguas o línea Divortium Acuarum, mientras que la siguiente tabla resume sus características morfométricas.

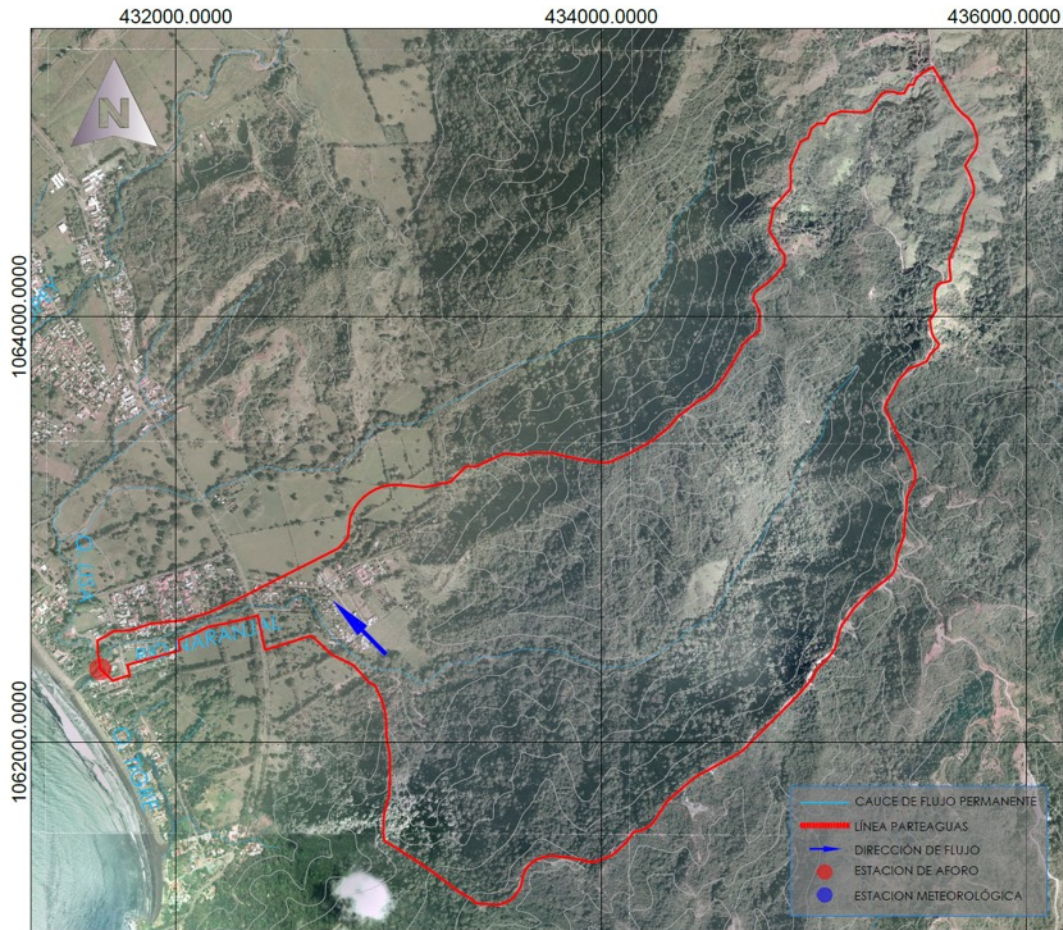
Basado en fotografía satelital, se puede observar que la cuenca posee una cobertura muy heterogénea, pero mayoritariamente constituida por cobertura forestal, y en menor grado tucotal y desarrollo urbano-comercial. El sector urbano corresponde a:

- Asentamiento El Hueco
- Barrio Los Cholos
- Barrio Quebrada Seca
- Avenida Pastor Díaz

*Tabla 35. Resumen de parámetros morfológicos de la cuenca Río Naranjal*

TIPO	PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Geométricos	Área	5.51	km <sup>2</sup>
	Perímetro	12.28	km
	Longitud de cauce principal	5.57	km
	Índice de forma	0.40	-
	Índice de gravellius ( $I_G$ )	1.47	-
Orográficos	Altura máxima	515	msnm
	Altura mínima	9.5	msnm
	Pendiente media del cauce	9.1	%





**Figura 96.** Delimitación de la cuenca hidrográfica Río Naranjal, sobre curvas de nivel @ 10 metros del Registro Nacional y fotografía satelital, coordenadas CRTM-05. Fuente propia

### 11.5.2. AVENIDAS MÁXIMAS SEGÚN PERIODO DE RETORNO

Como ya se indicó, considerando las dimensiones de la cuenca delimitada previamente, el análisis hidrológico se hizo mediante el método empírico Número de Curva y el modelo HEC-HMS desarrollado por el USACE, así como los resultados del análisis estadísticos de precipitación extrema desarrollado en el capítulo 10.2.

A través de fotografía satelital, se obtienen los siguientes valores de número de curva para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño.

**Tabla 36.** Número de Curva cuenca Río Naranjal, condición de humedad CHA-II

USO DE SUELO	CN (II)	%	Área (m2)
Bosque cubierta pobre	66	77	18.8%
Bosque cubierta buena	55	70	75.0%
Pastizales - condición pobre	79	86	0.9%
Pastizales - condición óptima	59	75	0.4%
Matorral - tacotal	48	65	3.1%
Uso Urbano (% impermeable: 65%)	85	90	1.2%
Áreas comerciales (85% permeable)	92	94	0.2%
Calles y parqueos	98	98	0.5%
Promedio ponderado	58		

Según las recomendaciones del NRCS, se adoptó un valor de  $k = 0.2$  para la estimación de las abstracciones iniciales. A continuación, se resumen los parámetros obtenidos:

**Tabla 37.** Definición de retención potencial máxima y abstracciones iniciales

Parámetro	Valor
Valor CN (II) ponderado	58
S (mm)	186
$I_a$ (mm)	37

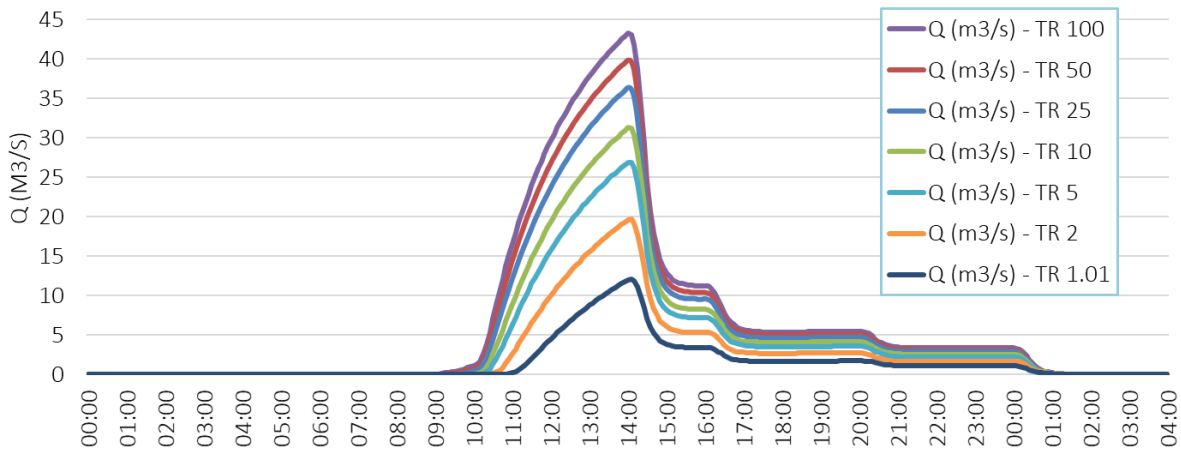
Seguidamente se determinará el tiempo de concentración y tiempo de retardo, empleando la metodología más conservadora, en este caso la Fórmula del Bureau of Reclamation.

**Tabla 38.** Duración o tiempo de concentración y tiempo de retardo de la cuenca

Longitud de cauce (m) =	5.57
Elev. Max (msnm)	515
Elev. Min (msnm)	9.5
Pendiente media	9.1%
$\Delta H$	506
Fórmula de Bureau of Reclamation	
$t_c$ (min)	38
$t_r$ (min)	22

Con base en la información anterior, se generaron los hidrogramas de creciente y caudal máximo instantáneo para las tormentas TR 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, como se muestra a continuación.





**Figura 97.** Hidrograma de crecientes del Río Naranjal en tramo colindante Poblado de Jacó

**Tabla 39.** Caudal máximo instantáneo Río Naranjal tramo colindante con poblado de Jacó

TR (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1.01	12.1
2	19.7
5	26.9
10	31.3
25	36.4
50	39.9
100	43.3

### 11.5.3. MODELO HIDRÁULICO EN SECTOR CRÍTICO

Para el análisis de transporte hidráulico y capacidad de carga del cauce en el tramo evaluado, se utilizó el programa de cálculo hidráulico HEC-RAS.

El tramo evaluado corresponde al sector colindante con los barrios:

- Quebrada Seca
- Asentamiento El Hueco
- Barrio Los Cholos
- Cruce con Ruta Nacional N°34

Lo anterior considerando las inundaciones registradas durante el periodo de diagnóstico del presente informe.

El coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene a través del método propuesto por el NRC, similar al método de Cowan, que se calcula con la fórmula:

$$n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$$

Donde:

- $n_1$ : rugosidad base
- $n_2$ : irregularidad del canal
- $n_3$ : variación en la sección transversal
- $n_4$ : obstrucciones
- $n_5$ : vegetación
- $n_6$ : modificación por la alineación tomando en cuenta las longitudes de curvas ( $l_c$ ) y de tramos rectos ( $l_r$ ) en el cauce, si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,0 y 1,2,  $m_5=0,00$ , si  $(l_c/l_r)$  está entre 1,2 y 1,5,  $m_5=0,15$ , si  $(l_c/l_r)$  es mayor que 1,5 entonces  $m_5=0,30$ .

**Tabla 40.** Estimación del coeficiente de rugosidad Río Naranjal, mediante el método NRC

CAUCE	LECHO	TALUD
Base $n_0$	0.020	0.020
Irregularidades $n_1$	0.005	0.005
Sección transversal $n_2$	0.005	0.005
Obstrucciones $n_3$	0.005	0.005
Vegetación $n_4$	0.000	0.015
Meandros (m)	1.000	1.000
n	0.035	0.050

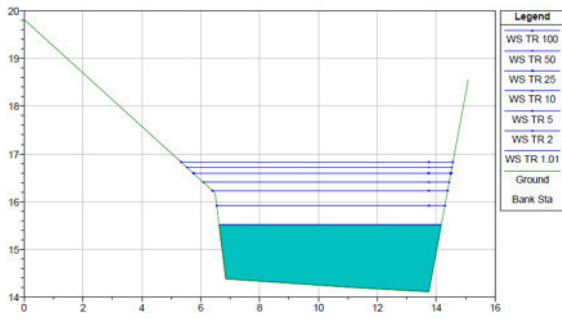
Los valores de entrada del modelo hidráulico se resumen en la tabla a continuación.

**Tabla 41.** Parámetros de entrada del modelo hidráulico

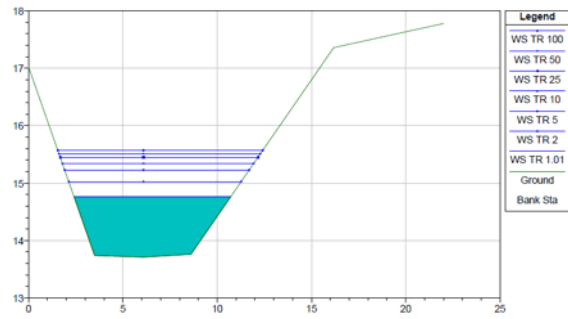
Características geométricas	
Número de Secciones	45
Longitud de tramo evaluado	1042 metros
Estación Aguas Abajo	0+000
Puente Ruta Nacional N°34	0+530
Estación Aguas Arriba	1+042
Condición de Frontera	
Aguas arriba	0.5%
Régimen de cálculo	Mixto

Las secciones transversales mostradas a continuación (seleccionadas aleatoriamente), muestran el nivel máximo del tirante hidráulico para diferentes periodo de retorno.

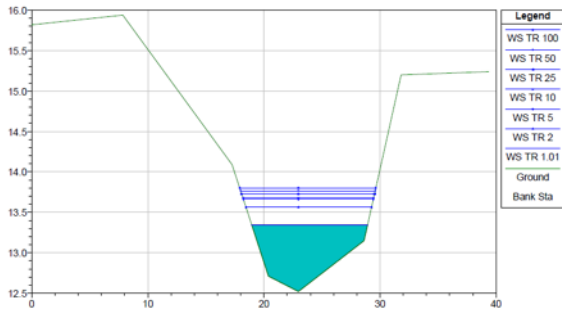
Como se puede observar en las siguientes figuras, para avenidas con probabilidad de ocurrencia del 2% (TR 50 años), se manifiesta riesgo de inundación por desbordamiento entre las estaciones 0+260 a 0+390, específicamente en la margen derecha y colindante con el sector conocido como Barrio El Hueco.



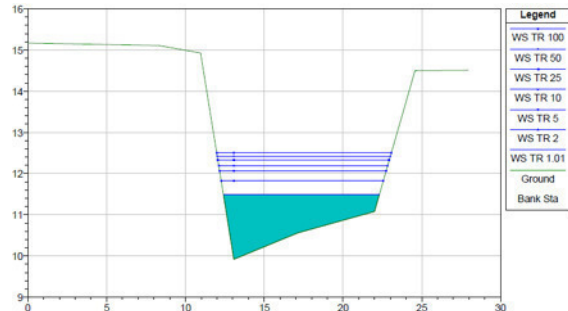
**Figura 98.** Estación 1+030 (aguas arriba)



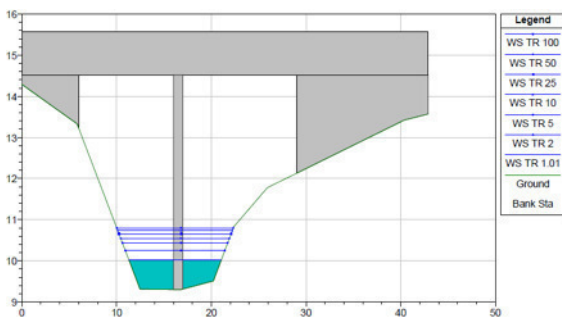
**Figura 99.** Estación 0+964



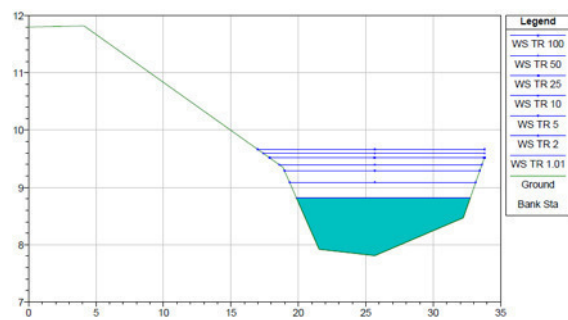
**Figura 100.** Estación 0+824



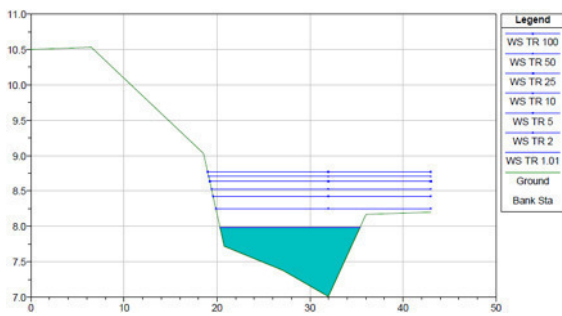
**Figura 101.** Estación 0+685



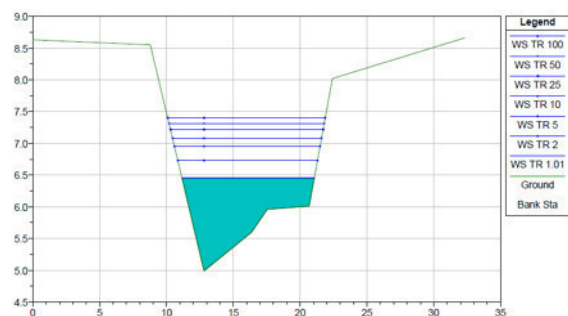
**Figura 102.** Estación 0+535 (Puente RN N°34)



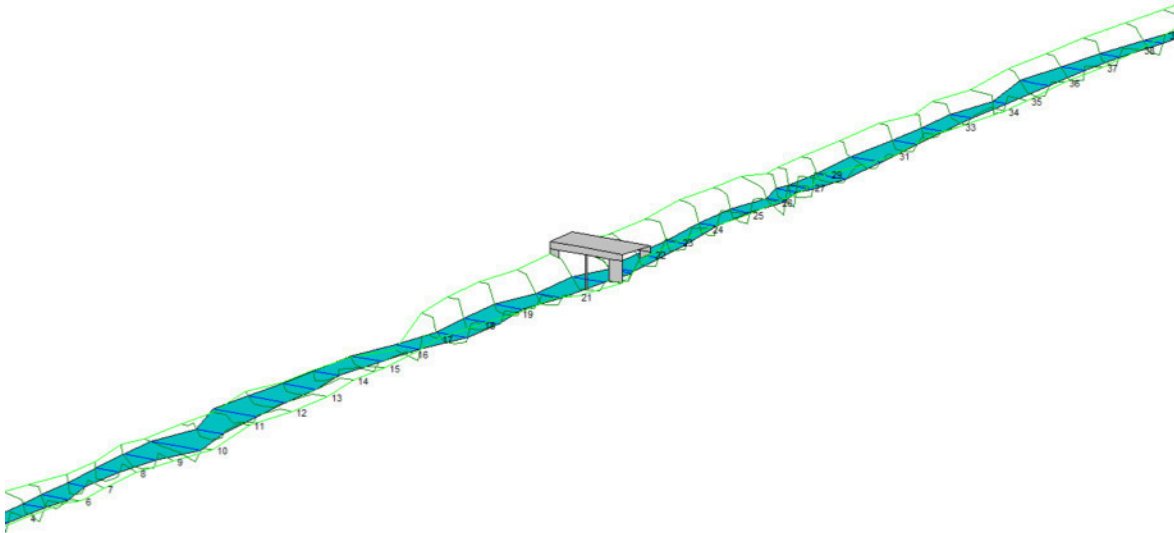
**Figura 103.** Estación 0+360



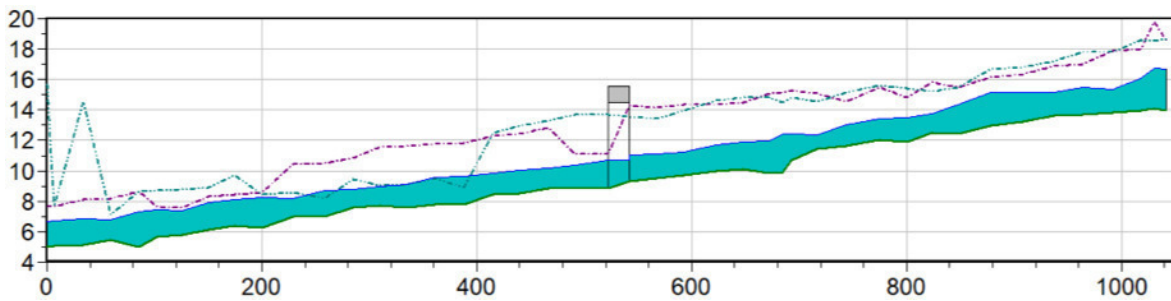
**Figura 104.** Estación 0+260



**Figura 105.** Estación 0+085



**Figura 106.** Vista isométrica del tramo del Río Naranjal evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS



**Figura 107.** Perfil longitudinal del tramo del Río Naranjal evaluado para una avenida con periodo de retorno de 50 años. Fuente: HEC RAS

#### 11.5.4. AFECTACIÓN DE POBLADOS COLINDANTES

Como ya se señaló, el sector más afectado por crecidas en el Río Naranjal, corresponde al sector Barrio El Huevo. En este sector, todos los años se manifiestan inundaciones por desbordamiento, y es urgente implementar obras de protección en la margen derecha, por ejemplo diques o muros, hasta la cota de inundación obtenida en la presente modelado hidráulico.



*Figura 108. Espejo de agua Río Naranjal, sector El Hueco, Barrio Los Cholos y cruce con Ruta Nacional N°34, para una avenida con periodo de retorno de 50 años*

## 12. MAPA DE INUNDACIONES ACTUALIZADO

Basado en los resultados del presente diagnóstico, que involucra:

- i. Mapa de Amenazas Naturales Potenciales de la Comisión Nacional de Emergencias (en adelante CNE).
- ii. Hoja cartográfica Escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (en adelante IGN).
- iii. Fotografía satelital del programa Google Earth.
- iv. Identificación de campo llevada a cabo el día 24 de Agosto de 2021, así como los días: 18, 19 y 20 de Enero de 2022, y 5 de Febrero de 2022.
- v. Levantamiento topográfico con estación total de los cauces de dominio público que inciden directamente sobre el casco central de Jacó y sectores afectados por inundación.
- vi. Modelo hidrológico e hidráulicos de los cauces de dominio público que inciden directamente sobre el casco central de Jacó y sectores afectados por inundación.

Seguidamente se muestra el Mapa de Riesgos de Inundación del casco central de Jacó.



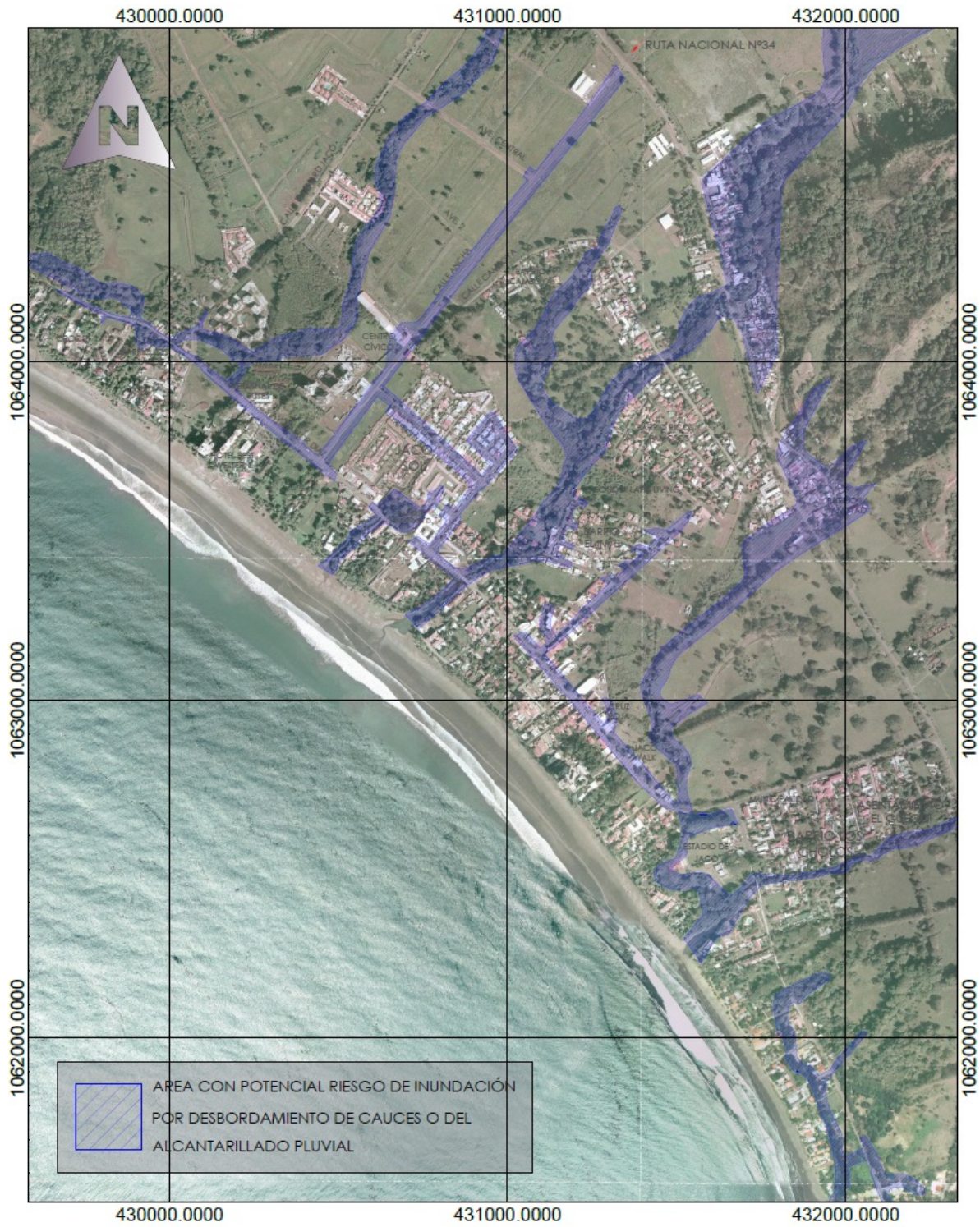


Figura 109. Mapa de Amenazas de inundación del casco central de Jacó. Fuente propia

## 13. RESUMEN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES DEL DIAGNÓSTICO

El cantón de Garabito, y específicamente el Distrito de Jacó, ostenta una amplia red fluvial en toda su extensión, asociada principalmente a las cuencas hidrográficas Río Copey y Río Naranjal, así como las Quebradas Doña María, Lisa y Seca.

Las cuencas hidrográficas señaladas drenan todas hacia el poblado de Jacó como punto de salida o punto de aforo, por lo que cualquier evento de precipitación ordinario o extraordinario tiene serios sucesos sobre esta región.

A lo anterior se debe sumar el efecto de choque de masas con la pleamar en la desembocadura, principalmente del Río Copey y Quebrada Bonita.

Por otro lado, la carencia de un alcantarillado pluvial eficiente y con las dimensiones adecuadas para abastecer la demanda de escorrentía superficial, agrava exponencialmente lo descrito.

Como resultado de lo anterior, aunado al crecimiento poblacional, a la orografía de la zona y al régimen pluvial, se ha incrementado la amenaza de inundación en el urbe, durante eventos extraordinarios e incluso ordinarios de precipitación, afectando así el desarrollo urbano, comercial y turístico, y los corredores biológicos del bosque ripario.

Citado lo anterior, se identifican y evalúan las principales razones que generan esta situación tan adversa para el distrito. Este diagnóstico se sustenta principalmente en:

- i. Mapa de Amenazas Naturales Potenciales de la Comisión Nacional de Emergencias (en adelante CNE).
- ii. Hoja cartográfica Escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (en adelante IGN).
- iii. Fotografía satelital del programa Google Earth.
- iv. Identificación de campo llevada a cabo el día 24 de Agosto de 2021, así como los días: 18, 19 y 20 de Enero de 2022.

Basado en la inspección de campo, de antemano se aclara que el Mapa de Amenazas Naturales Potenciales de la CNE, data del año 2010 y consecuentemente, se manifiesta desactualizado, y se emplea únicamente como referencia para algunos de los sectores evaluados y diagnosticados.

**Densa Red Fluvial.** El distrito de Jaco es atravesado por varios cauces de dominio público, estos son: Río Copey, Río Naranjal, Quebrada Lisa, Quebrada Doña María, Quebrada Bonita, Quebrada Tigre y Quebrada Sin Nombre o acequia. A los cauces anteriores se le suman varias acequias o canales artificiales, así como cauces de flujo intermitente afluentes de las mismos.

Adicionalmente se debe destacar que las cuencas de los cauces citados, se caracterizan de grandes o medianas dimensiones, es decir, mayores a 1 km o 100 hectáreas, consecuentemente generan



grandes avenidas y calado o tirante hidráulico, con elevado potencial de inundación, y socavación de taludes.

**Alcantarillado Pluvial Ineficiente.** No está diseñado hidráulicamente para el crecimiento poblacional explosivo que surgió en Jacó en los últimos 20 a 30 años, se observan tuberías con dimensionamiento inadecuado, así como arrastre de sedimentos, basura y residuos vegetal, por lo que la escorrentía superficial invade viviendas y terrenos aledaños, arrastrando sedimentos.

**Ausencia de Alcantarillado Pluvial.** En algunos sectores de la urbe, no existe alcantarillado pluvial, por lo que la escorrentía superficial no tiene salida al cauce de dominio público más cercano o playa.

**Relieve Natural Abrupto.** El relieve de las cuencas tiene la particularidad que manifiesta un pronunciado contraste. Por un lado, la cuenca alta constituida mayoritariamente por bosque y tacotal, posee pendiente escarpada, lo que promueve el fácil arrastre de sedimentos y rocas; mientras que la cuenca baja es característica de planicie con suelos de llanura aluvial. Como resultado:

- La escorrentía superficial de la cuenca alta viaja a elevadas velocidades (corto tiempo de concentración), y se concentran en el distrito de Jacó, donde la velocidad del flujo baja sustancialmente, por ende, se tienen caudales y calados altos.
- Arrastre importante de sedimentos, principalmente de la cuenca media, donde la cobertura forestal ha disminuido, desprotegiendo la superficie del terreno natural, y promoviendo el arrastre de material granular, hasta llegar a planicie de inundación.

**Estrangulamiento y manipulación de los cauces de dominio público.** Se observa una importante cantidad de desarrollos no solo urbanos, sino que también comerciales y turísticos, que invaden la zona de protección de los cauces de dominio público (delimitada a 10 metros de la rivera del cauce, según la Ley Forestal N°7575, artículo 30), estrangulando, desviando y entubando el flujo de agua. Esta condición genera un comportamiento errático del cauce natural:

- Desbordamiento sobre los bancos naturales del cauce
- Efecto remanso aguas arriba
- Socavación de taludes

Es importante destacar que cualquier cambio en la geometría vertical u horizontal de un río o quebrada, ante todo representa una acción ilegal por ser aguas del dominio público, pero además afecta el patrón de movimiento del agua y de los sedimentos.

**Mantenimiento periódico del alcantarillado pluvial.** Durante la inspección de campo se identifica una cantidad importante de sedimentos y residuos vegetales dentro del alcantarillado pluvial existente, que tras de no tener la eficiencia óptima, su capacidad se reduce sustancialmente por lo señalado.

Cualquier medida ambiental que se tome, sin el mantenimiento periódico preventivo del alcantarillado pluvial, es un desperdicio de la inversión realizada.

**Aporte de aguas residuales al alcantarillado pluvial.** Es notable el aporte de aguas residuales de las viviendas, comercios y hoteles, al alcantarillado pluvial. Lo anterior se manifiesta prácticamente en todo el urbe, tanto en cunetas como en cajas de registro y tuberías, y vierte en los cauces de la red fluvial descrita y finalmente al mar (Playa y Estero Jacó).

Al respecto, la Ley Orgánica del Ambiente, condena estas actividades y prácticas a través de varios de sus artículos. Pese a que este parámetro no tiene incidencia energética sobre los eventos de inundación en el Distrito, el efecto socio-ambiental es fatídico.

**Régimen Pluviométrico.** El régimen pluviométrico de la región de Jacó es muy variable, pero resalta una precipitación extrema durante la época lluviosa, donde la precipitación mensual oscila entre 250 y 600 mm. La precipitación media anual promedio es de 3000 mm, lo cual supera con creces registros de lluvia en la GAM.

**Deslizamiento de Taludes.** Las principales razones que generan los deslizamientos en el sector de Jacó, se describen a continuación.

Estrangulamiento de los cauces por construcción de puentes y alcantarillas de paso.  
Estrangulamiento de los cauces por construcción de viviendas u obras de retención.

Alta velocidad del agua durante avenidas de los ríos y quebradas. El flujo de agua es capaz de erosionar los taludes de los cauces, constituidos por suelos cohesivos tipo limos y arcillas, cuya resistencia al esfuerzo cortante es limitada.

Los sectores identificados afectados por deslizamiento o socavación de taludes corresponden al Río Copey, específicamente en el Sector de Barrio Copey y en la desembocadura al mar (colindancia con Calle Bohío).

**Sedimentación en la desembocadura de los cauces.** El arrastre de sedimentos de las cuencas altas y medias, ha generado una barrera en la desembocadura de algunos de los cauces evaluados, principalmente en la desembocadura del Río Copey y Quebrada Bonita.

Este fenómeno, aunado a los efectos de la pleamar, genera un efecto remanso en el comportamiento hidráulico del flujo de agua, y consecuentemente un incremento en el calado, promoviendo así desbordamiento en algunos sectores susceptibles o anegamiento del alcantarillado pluvial existente.

Se llevó a cabo la modelación hidrológica e hidráulica de los cauces de dominio público citados en los tramos donde se identificó que se manifiestan estos eventos, según se detalla a continuación.

**Tabla 42.** *Cauces de dominio público y sectores afectados, evaluados hidrológica e hidráulicamente*

CAUCE DE DOMINIO PÚBLICO	TRAMO AMENAZA DE INUNDACIÓN Y DESLIZAMIENTOS
Quebrada Doña María	Colindancia con Barrio Los Villalobos, Condominio Costa Linda y cruce con Calle Boulevard Jacó
Río Copey	Desembocadura a Playa Jacó, Calle El INVU y cruce con Avenida Pastor Díaz
Quebrada Sin Nombre (acequía)	Desembocadura a Playa Jacó
Quebrada Lisa	Colindancia con Jacó Walk, cruce con Avenida Pastor Díaz y Calle Morales
Río Naranjal	Barrio Quebrada Seca, Asentamiento El Hueco y Barrio Los Cholos

Basado en el diagnóstico preliminar, y en la modelación hidrológica e hidráulica de la red fluvial que atraviesa el casco central de Jacó, seguidamente se detallan los sectores más críticos del distrito que requieren inmediata intervención.

- Intersección Calle Bulevar Jacó – Avenida Pastor Díaz, desbordamiento del alcantarillado pluvial por calado crítico de la Quebrada Doña María, afectando sectores como: Jacó Princess, Terminal de Autobuses de Jacó, Avenida Pastor Díaz, Calle Jardín, y sitios colindantes.
- Intersección Calle Ancha-Calle Camboya, desbordamiento de alcantarillado pluvial (cunetas), por no disponer de alcantarillado para conducción hasta el cauce de dominio público más cercano.
- Intersección Calle Ancha-Avenida 6, desbordamiento de alcantarillado pluvial y afectación en Urbanización Jacó Sol, por no disponer de alcantarillado para conducción hasta el cauce de dominio público más cercano.
- Parque Johannes Dankers, Condominio Jacó Park y Condominio Monte Carlo, desbordamiento de alcantarillado pluvial, dado que no tiene suficiente capacidad hidráulica para el área tributaria delimitada.
- Urbanización Jacó Sol y Centro Comercial Plaza Coral, desbordamiento del alcantarillado pluvial por calado crítico del Río Copey, que ahoga la tubería de vertido.
- Barrio El INVU, desbordamiento del alcantarillado pluvial por calado crítico del Río Copey.
- Calle Lapa Verde e Intersección con Avenida Pastor Díaz. Desbordamiento de alcantarillado pluvial por insuficiencia hidráulica y pleamar, que anega el vertido final a la desembocadura del Río Copey.

- Barrio Copey. Desbordamiento del alcantarillado pluvial por calado crítico del Río Copey. Adicionalmente se manifiesta deslizamiento de taludes y riesgo de colapso de viviendas e infraestructura colindante.
- Barrio La Amistad. Alcantarillado pluvial ineficiente, es decir, no posee la capacidad hidráulica requerida para el volumen de escorrentía asociado.
- Asentamiento El Hueco. Inundación por desbordamiento del Río Naranjal. Se requieren obras de protección en la margen derecha del cauce.
- Avenida Pastor Díaz, entre intersección Calle Hidalgo y Calle Madrigal. Desbordamiento de acequia que vierte en el derecho de vía. Se requiere canalizar la escorrentía que vierte en este sector, hasta la Quebrada Tigre.

## 14.RECOMENDACIONES FINALES

Las inundaciones son el peligro natural más frecuente y perjudicial del mundo. Entre 1994 y 2013, equivalieron al 43 % de todos los fenómenos naturales registrados y afectaron a casi 2500 millones de personas<sup>1</sup>. Durante algunos años excepcionales, como 1998 y 2010, las pérdidas totales ocasionadas por inundaciones superaron los USD 40 000 millones. Se prevé que en las próximas décadas, con el cambio climático, la urbanización y el crecimiento demográfico, el impacto de las inundaciones costeras, fluviales y pluviales aumentará considerablemente.

Una gestión eficaz del riesgo de inundaciones es clave para proteger a las personas y sus medios de subsistencia y limitar las pérdidas futuras. Las medidas basadas en la naturaleza y su capacidad para abordar el riesgo de inundaciones están recibiendo cada vez más atención.

Las recomendaciones de mitigación se dividirán en tres categorías:

- Medidas de ingeniería dura o infraestructura gris. Plan de gestión de riesgo de inundaciones a través de medidas de ingeniería convencionales o semi-convencionales. Por ejemplo terraplenes, presas, diques, canales, tuberías, sistemas de retención, otros.
- Medidas de infraestructura verde, soluciones basadas en la naturaleza. Por ejemplo: reforestación, diques verdes, parques urbanos, otros.
- Medidas de infraestructura híbrida (una combinación de elementos de los ecosistemas y enfoques de ingeniería dura).

La posible estrategia para reducir el riesgo de inundaciones en Jacó da prioridad a las soluciones basadas en la naturaleza, respetando la siguiente secuencia al evaluar las opciones de intervención:



Trabajar con procesos naturales y aplicar soluciones verdes son dos formas de gestionar el riesgo de inundaciones basadas en la naturaleza. Las soluciones verdes-grises hacen referencia a respuestas híbridas que combinan la infraestructura tradicional, como las acequias, con la restauración del ecosistema u otras soluciones naturales. Solo si no hay otra opción disponible, se pueden seleccionar las soluciones tradicionales (grises).

La recomendación final, consiste en implementar las obras necesarias (bajo la prioridad establecida previamente), para atender las siguientes necesidades:

- Retención de sedimentos de la cuenca alta y media, mediante trampas de sedimento.
- Optimización del alcantarillado pluvial en los sectores más críticos diagnosticados en el presente estudio.
- Implementar sistemas de retención de aguas pluviales superficiales (dada la orografía de Jacó).

- Implementar alcantarillado pluvial en sitios donde se carece de estas obras básicas para la conducción y vertido de escorrentía superficial a los cauces de dominio público más cercanos.
- Diques verdes en la margen de cauces donde se manifiesta riesgo de desbordamiento e inundación.
- Limpieza y dragado de cauces con elevado volumen de sedimentos, a lo largo y en la desembocadura de los mismos.
- Limpieza y dragado de alcantarillado pluvial existente.

En la siguiente Fase de la presente consultoría, se presentarán las soluciones puntuales, basadas en el diagnóstico desarrollado, las cuales deberán estar acompañadas de la siguiente gestión de la Municipalidad.

- En todos los sectores descritos previamente existe una alarmante invasión de los cauces de dominio público que afecta el comportamiento hidráulico de los mismos, violentando lo estipulado en el Artículo 30 de la Ley Forestal N°7575.
- Es urgente la intervención socio-ambiental de la Municipalidad de Garabito para evitar que esto se propague y en la medida de lo posible desalojar y demoler la infraestructura que estrangula e invade los cauces descritos en el presente diagnóstico.
- Adicionalmente, es imperativo la intervención de la Municipalidad de Garabito en las labores de mantenimiento del alcantarillado pluvial y fluvial, esto es: limpieza de residuos sólidos, residuos vegetales y sedimentos, así como dragado de la Quebrada Lisa, Quebrada Tigre, Río Naranjal, Río Copey y Quebrada Sin Nombre, con la debida gestión ambiental ante el MINAE.
- Por último, la Municipalidad en coordinación con el Ministerio de Salud, debe extender ordenes sanitarias a los desarrollos que vierten aguas residuales al alcantarillado pluvial, en primera instancia por el mal olor que genera en la urbe y en segundo lugar por el arrastre de sedimentos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aparicio Mijares, Francisco. Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial LIMUSA S.A., México 2015.
- Chow, Aidment y Mays. *Coeficientes de Escorrentía para uso en el método racional*. 1998.
- JICA, COMITRAN, SIECA. Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica Edición 2016. El Salvador, 2016.
- Murillo Bolaños, Luis. Las Mareas en Costa Rica. Programa de Investigaciones en Ingeniería Costera. 2001.
- Rafael E, Murillo Muñoz, Estudio de Intensidades de Lluvia en la Cuenca del Río Virilla, Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil.
- Villón Béjar, Máximo. *Hidrología*. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartá, Costa Rica. 2002.
- Instituto Meteorológico Nacional. Clima, Variabilidad y Cambio Climático en Costa Rica. 2008
- Medidas de protección contra inundaciones basadas en la naturaleza, Principios y orientaciones para la implementación. Banco Mundial, 2017

## **Anexo 2. Estudio Geotécnico**



9 de julio de 2018  
INF-297-18

**Señores**  
**Asociación de Desarrollo Integral de Jacó**  
**Presente**

**Asunto:** Informe geotécnico

Estimados señores:

Sírvanse encontrar adjunto el informe geotécnico de las pruebas realizadas en un terreno ubicado en la localidad de Jacó, distrito Jacó, cantón Garabito, provincia Puntarenas, donde se planea desarrollar el proyecto: "**Puente Peatonal**"; conforme a su solicitud.

Dichas pruebas se realizaron el día 22 de junio del presente año.

Quedando a sus órdenes para aclarar cualquier consulta,

Atentamente,

INGEOTECNIA DE EL GENERAL



Ing. Adrián Fallas Gamboa  
IC-14702  
CI-033-2013 SETENA

C.c.: Archivo

## **REPORTE GEOTECNICO**

**INF-297-18**

**PARA EL PROYECTO:**

**“PUENTE PEATONAL”**

**TERRENO UBICADO:**

**JACO DE JACO,**

**GARABITO, PUNTARENAS**

**JULIO 2018**

## Índice General

1. Responsabilidad profesional.....	1
2. Resumen de resultados y conclusiones técnicas.....	2
3. Discusión sobre los grados de incertidumbre y alcance del estudio.....	2
4. Introducción y alcance del estudio.....	3
5. Datos del terreno.....	3
6. Labor realizada.....	5
7. Caracterización y clasificación del suelo.....	7
8. Propiedad de resistencia del suelo.....	8
9. Capacidad de soporte del suelo.....	8
10. Recomendaciones de cimentación.....	9
11. Análisis de asentamientos.....	10
12. Tipología del suelo para diseño estructural.....	11
13. Parámetros para el diseño de obras de retención y estructuras enterradas.....	11
14. Inspección en obra.....	12
15. Referencias bibliográficas.....	12
16. Anexos.....	14

## 1. RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

---

El presente informe de consultoría se inscribe dentro de lo definido en el apartado 2.2.1 del Código de Cimentaciones de Costa Rica 2009, como un "Estudio Preliminar"; según el cual éste estudio se define como se indica a continuación:

*"Estudios preliminares: esta categoría incluye los estudios de reconocimiento y viabilidad técnica cuya intención principal es la de tener un conocimiento al nivel requerido, antes de proceder a realizar estudios más detallados para el diseño y la construcción.*


*Debe considerarse la evaluación de la información disponible sobre el sitio de la obra en relación con la topografía, geología, sismicidad, clima, vegetación, edificaciones vecinas, etc. incluyendo al menos una visita de inspección geotécnica.*

*Este tipo de estudios va orientado a la verificación de que no existen problemas mayores, fácilmente detectables, como, por ejemplo: arcillas expansivas, rellenos orgánicos, riesgos de deslizamientos y otros que comprometan la seguridad del proyecto. Con estos estudios se pretende establecer los lineamientos por seguir en los estudios definitivos.*

*En caso de ser necesaria la realización de algún tipo de ensayo de campo y/o laboratorio, deberá orientarse su ejecución de acuerdo con los criterios expuestos en los apartados 2.3 y 2.4."*

Este informe incluye la obtención de datos del subsuelo, mediante pruebas de campo y laboratorio, según lo especificado en las secciones 2.3 y 2.4 del citado Código. La información y recomendaciones enunciadas en este informe son de carácter general y su uso con fines de diseño queda bajo la responsabilidad del profesional responsable del diseño y construcción de las estructuras civiles.

Lo recomendable es que el diseño final de las obras se lleve a cabo con datos geotécnicos basados en un estudio detallado realizado una vez que se conozcan tanto la ubicación exacta como las cargas impuestas al terreno por las estructuras proyectadas.



**Ing. Adrián Fallas Gamboa**  
**CFIA IC-14702**  
**SETENA CI-033-2013**

## **2. RESUMEN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES TÉCNICAS**

---

De las exploraciones realizadas y las pruebas de laboratorio ejecutadas a las muestras, se logró caracterizar los estratos del suelo encontrados y obtener las siguientes conclusiones.

- El terreno está compuesto principalmente por una capa de un material areno limoso, se logró perforar hasta 3.70m de profundidad.
- No se determinó la presencia del nivel freático en los sondeos realizados a la profundidad máxima explorada.
- El terreno en general presenta condiciones de cimentación aptas, considerando las capacidades de soporte admisibles y siguiendo las recomendaciones del presente informe.
- Para el diseño del sistema estructural de transmisión de carga de la superestructura al suelo, se deberán de considerar las capacidades de soporte indicadas en la Tabla 4, las cuales consideran un factor de seguridad de 3 (F.S.=3).
- Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.
- Queda bajo responsabilidad del profesional responsable del diseño y la construcción, la aplicación de las recomendaciones generales ofrecidas en este informe a casos particulares, pues no se puede garantizar que las condiciones del suelo no varían de un sitio a otro en distancias cortas.

## **3. DISCUSIÓN SOBRE LOS GRADOS DE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO.**

---

Como en cualquier estudio derivado de resultados de sondeos, solamente se puede tener certeza plena de las condiciones del suelo en los sitios puntuales en donde se realizaron las exploraciones. Se concluye que de los resultados obtenidos que el proyecto a desarrollar es factible, teniendo en cuenta siempre las condiciones del terreno soportante.

#### **4. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE DEL ESTUDIO**

---

Se presenta el siguiente informe geotécnico, para la evaluación de las cimentaciones de las futuras obras del proyecto: "**Puente Peatonal**", el mismo tiene como objetivos fundamentales:

- ✓ Proporcionar un conocimiento de las características geotécnicas del subsuelo de acuerdo con la construcción prevista.
- ✓ Conocer y evaluar las posibles problemáticas geotécnicas de la zona, que puedan incidir sobre la presente y futura construcción.
- ✓ Definir y analizar el tipo de cimentación más recomendable para el tipo de construcción prevista de acuerdo a los condicionantes geotécnicos.

Por otro lado, es importante indicar, que dicho estudio se enmarca en la categoría de Estudios Preliminares, según el Código de Cimentaciones de Costa Rica, ya que el mismo va orientado a la verificación de que no existen problemas mayores, como, por ejemplo: arcillas expansivas, rellenos orgánicos, riesgo de deslizamiento y otros que comprometan la seguridad del proyecto.

Debido a lo anterior, se recomienda realizar Estudios de Comprobación, con el fin de verificar el modelo geotécnico establecido a partir de los resultados del presente informe, dichos estudios se llevan a cabo durante las excavaciones que se realizan para la construcción de las cimentaciones de la obra, antes que las mismas sean construidas, pues podría requerirse alguna modificación al diseño para ajustarse a las condiciones reales del sitio.

#### **5. DATOS DEL TERRENO**

---

##### Localización

El terreno se encuentra ubicado en la localidad de Jacó, distrito Jacó, cantón Garabito, provincia Puntarenas; las Figuras 1 y 2 muestran la localización del mismo.

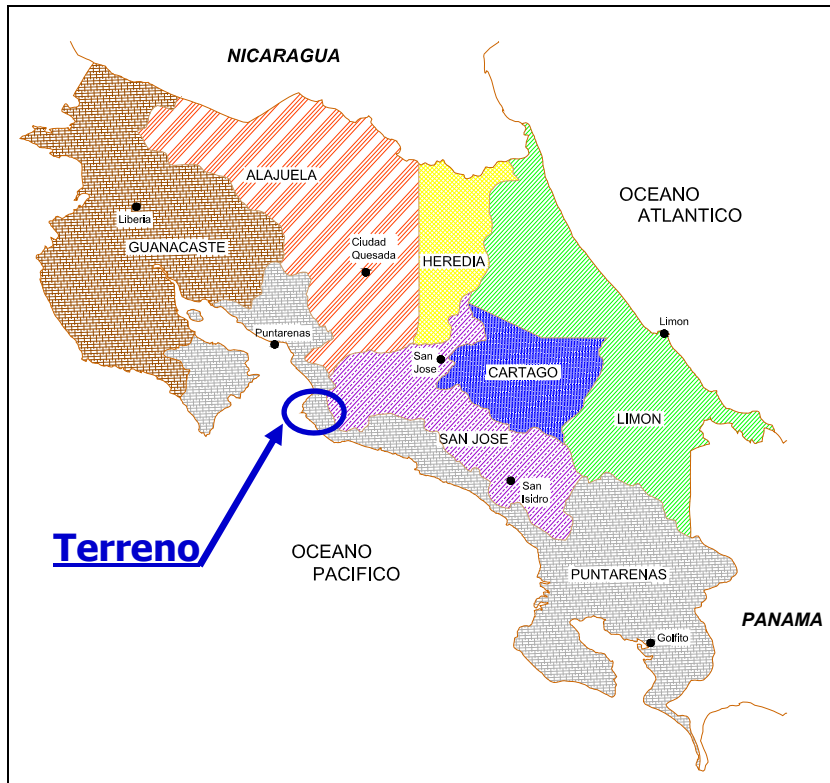


Figura 1. Localización geográfica - Mapa de Costa Rica



Figura 2. Localización geográfica - Hoja 1:50.000 Herradura

### Generalidades del terreno

El terreno corresponde a las márgenes de un río; en el momento de la visita se observa un puente existente.





Figura 3. Imágenes del Terreno

## 6. LABOR REALIZADA

Se realizaron dos sondeos, esto con el objetivo de realizar un reconocimiento geotécnico y determinar capacidades soportantes; la figura 4 muestra la ubicación de la exploración.

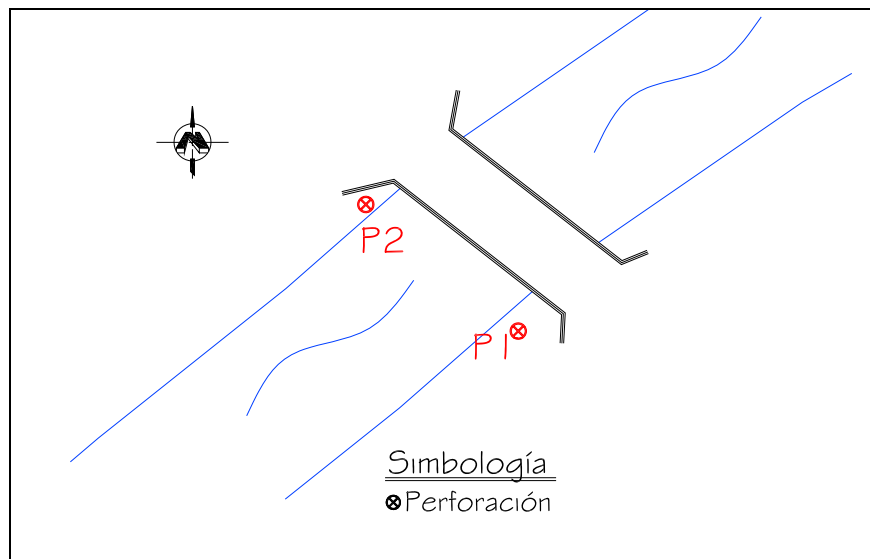


Figura 4. Ubicación de la exploración

### Metodología de exploración:

Los sondeos se realizaron según las especificaciones de ASTM D-1586-84 para lo cual se utilizó el equipo llamado "S.P.T.", por sus siglas en inglés (*Standard Penetration Test*), este ensayo determina la resistencia de los suelos a la penetración de un sacamuestras partido unido a un dispositivo de acero, mediante la caída libre de una masa de 63.5 kg desde una altura de 76.2 cm, se registra la cantidad de golpes necesaria para lograr dicho objetivo, proporcionando información sobre la variabilidad y rigidez del suelo; además permite obtener muestras alteradas de suelo dentro de los sondeos para su identificación.



En el proceso de ejecución del ensayo se distinguen dos fases. Una hinca de colocación de 15cm (incluyendo la penetración inicial del tomamuestras bajo su propio peso) y la segunda fase o ensayo de hinca propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30cm; este número obtenido se denomina resistencia a la penetración  $N_{SPT}$ ; la Figura 5 se muestra un diagrama del equipo.

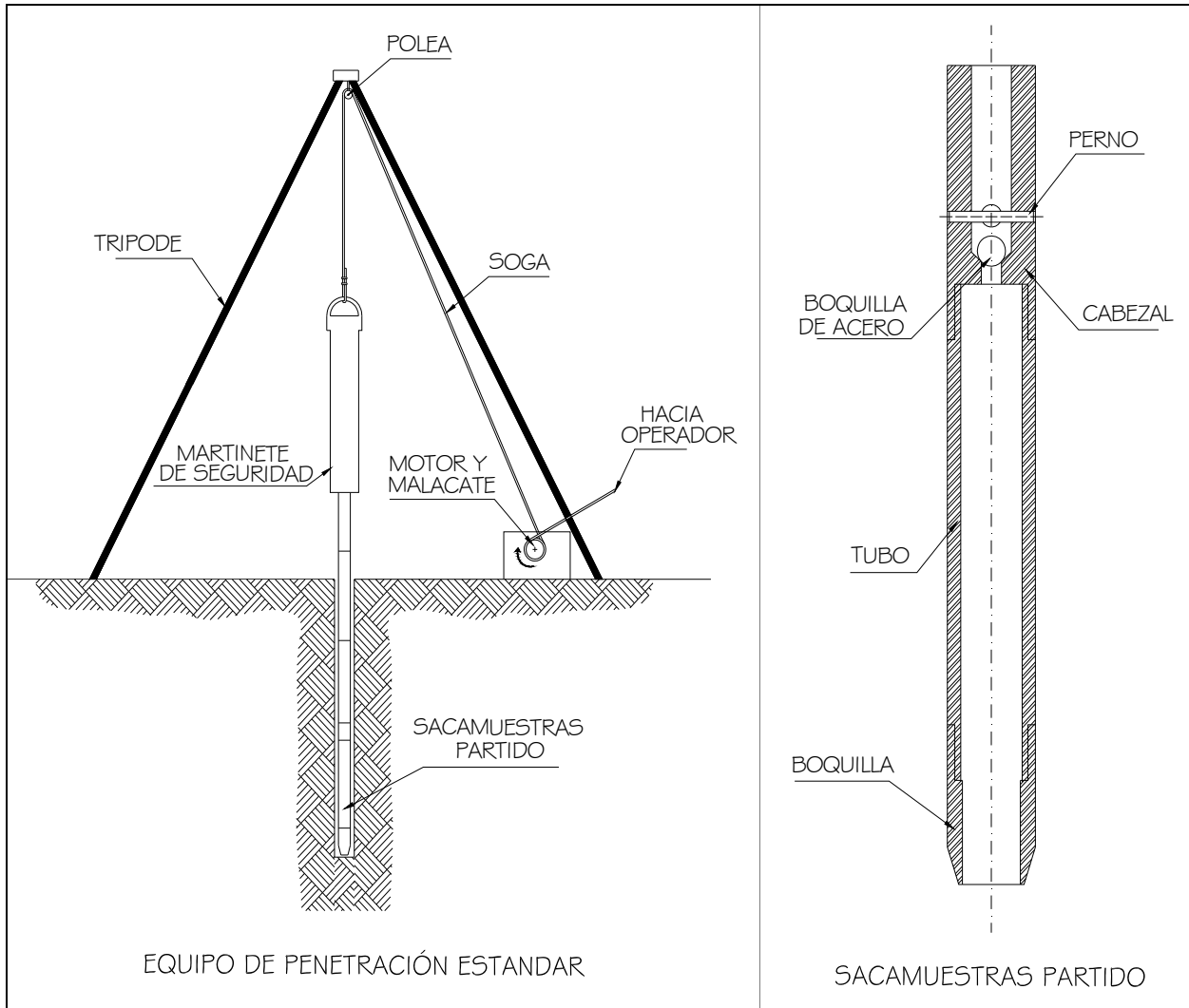


Figura 5. Equipo "SPT"

En caso de determinar suelo muy resistente se detiene la prueba al alcanzar el rebote del mazo (reb), el sondeo se puede dar por finalizado cuando:

- ✓ Se registre un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 15 cm.
- ✓ Se registre un total de 100 golpes.
- ✓ No se observe avance del muestreador mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del mazo.
- ✓ El muestreador avance 45 cm completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes, descritos en los incisos anteriores.

### Ensayos realizados:

Los siguientes son los ensayos realizados en el laboratorio a las muestras alteradas extraídas durante la exploración; dichas pruebas estuvieron a cargo del Técnico: José Santos González Jiménez (Laboratorista de Obras Viales - LANAMME). En el anexo A se muestra el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos.

Tabla 1. Ensayos de laboratorio

Ensayo	Norma
Humedad natural	ASTM D-2216
Límites de Atterberg	ASTM D-4318
Análisis granulométrico	ASTM C-136
Clasificación de suelos	ASTM D-2487

## **7. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO**

---

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico del suelo, determinado por la observación de las diferentes muestras en el laboratorio y campo; dicho perfil es generalizado y los resultados puntuales de perforaciones pueden variar.

Tabla 2. Perfil estratigráfico

Capa	Descripción del suelo
<b>Capa 1</b>	Arena limosa café grisácea, posee partículas meteorizadas, materiales de compacidad variable entre floja y muy densa. Clasificación SUCS: <b>SM</b> . Dicha capa fue detectada en todos los sondeos.  Debido a la presencia de bloques de roca o a la rigidez de dicha capa, se produce el rebote del equipo de perforación. En caso de requerir información de dicha capa, se recomienda realizar perforaciones con equipo de rotación y/o estudios geofísicos.

### Nivel Freático:

No se determinó la presencia de nivel freático en las perforaciones realizadas; sin embargo, esta situación no debe considerarse estable, ya que la profundidad del nivel freático experimenta variaciones en el tiempo, derivadas del régimen hídrico de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas, de aportes artificiales (riegos), extracciones próximas (bombeos), etc.

## 8. PROPIEDADES DE RESISTENCIA DEL SUELO

---

La Tabla 3, muestra los valores " $N_{spt}$ " obtenidos para los sondeos.

Tabla 3. Valores  $N_{SPT}$

Tramo	Sondeo	
	1	2
0.00 - 0.55	5	6
0.55 - 1.00	5	2
1.00 - 1.45	7	9
1.45 - 1.90	15	13
1.90 - 2.35	40	reb
2.35 - 2.80	36	-
2.80 - 3.25	48	-
3.25 - 3.70	reb	-

Tal y como se mostró en el perfil estratigráfico de la sección 4, en las zonas sondeadas se localizaron suelos mayormente gravo limosos (areno limosos), a la profundidad donde eventualmente se podría cimentar, de esta forma la consistencia y la resistencia del suelo pueden entonces estimarse de acuerdo con la Tabla 4.

Tabla 4. Estimación de la resistencia del suelo de acuerdo con el  $N_{SPT}$   
(desarrollada por Terzaghi y Peck)

$N_{SPT}$	Descripción	Valor Cr	$\phi$	E (kg/cm <sup>2</sup> )
0 - 4	Muy floja	0 - 15	28	100
5 - 10	Floja	16 - 35	28 - 30	100 - 250
11 - 30	Media	36 - 65	30 - 36	250 - 500
31 - 50	Densa	66 - 85	36 - 41	500 - 1000
> 50	Muy densa	86 - 100	41	> 1000

E = Modulo de Young, Cr = Compacidad relativa

## 9. CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO

---

Para estimar la capacidad de carga del suelo se utilizó la teoría de Terzaghi para suelos friccionantes en esfuerzos totales; se considera capacidad de carga neta porque se supone que el cimiento quedará enterrado, por lo cual en la estimación de cargas debe considerarse el peso del suelo sobre el cimiento.

De esta forma, en la Tabla 5 se muestran las capacidades de carga para las diferentes profundidades exploradas, dichas capacidades se consideran con un factor de seguridad de 3 y los valores deberán ser utilizados en la proyección del sistema estructural de transmisión de la carga de la superestructura al suelo.

Tabla 5. Capacidad de Carga de Admisible en Ton/m<sup>2</sup>,  
Factor de Seguridad, FS=3

Sondeo 1	Nivel de desplante	Ancho cimiento (m)		
		0.40	0.55	0.70
	0.55	2.3	2.4	2.5
	1.00	3.8	4.0	4.1
	1.45	5.7	5.9	6.0
	1.90	9.0	9.2	9.4
	2.35	19.4	19.8	20.0
	2.80	20.0	20.0	20.0
	3.25	20.0	20.0	20.0
	3.70	reb		

Sondeo 2	Nivel de desplante	Ancho cimiento (m)		
		0.40	0.55	0.70
	0.55	2.3	2.4	2.6
	1.00	3.5	3.6	3.7
	1.45	6.0	6.2	6.3
	1.90	8.6	8.8	8.9
	2.35	20.0	20.0	20.0
	2.80	reb		

En rojo valores menores a 10.0 Ton/m<sup>2</sup> (carga última 30.0 Ton/m<sup>2</sup>)

## 10. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

Luego de analizar las condiciones de soporte reportadas en las exploraciones, se concluye que para las zonas de perforación se podrá utilizar un sistema de cimentación convencional por ejemplo placas de cimentación individuales unidas a través de vigas de amarre o bien placas corridas, utilizando como mínimo un nivel de desplante de 2.40m de profundidad en los alrededores de los sondeos, siempre y cuando la carga última transmitida al suelo sea de 10.0Ton/m<sup>2</sup>. En caso de que la carga última transmitida por la obra es mayor a 10.0 Ton/m<sup>2</sup>, se deberá de revisar en la Tabla 5 a que profundidad de desplante se obtiene la capacidad de soporte admisible necesaria.

En caso de requerir información adicional, se deberá considerar realizar estudios geofísicos, por ejemplo, refracción sísmica y/o utilizar equipo de rotación con diamante, considerando "encamisar" la perforación para evitar "descampanamiento" de la misma.

Se recomienda colocar una toba - cemento plástica o un sello de concreto "pobre", de al menos 5cm de espesor en el fondo de las excavaciones, tan pronto se termine de realizar las mismas, con el fin de evitar el deterioro del suelo en el fondo de las zanjas; por otro lado es importante indicar, que se deberá de asegurar la remoción total de cualquier material orgánico que presente el terreno (capa vegetal, raíces de árboles viejo, etc.), para evitar futuros asentamientos debido a la degradación del mismo con el tiempo.

Se debe indicar que las consideraciones expuestas han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a estas recomendaciones.

## 11. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

---

Es importante poner especial énfasis en el control de los potenciales asentamientos del terreno (tanto elásticos como diferidos) que induzca la carga de cimentación en el terreno, debido a esto, se exhorta al uso de los sistemas de cimentación recomendados, pues en caso contrario es de esperar problemas de asentamientos diferenciales dada la condición de suelo encontrada. Para realizar un análisis de asentamientos se requiere de la realización de ensayos especiales (por ejemplo, Consolidación Unidimensional).

Por otro lado, la siguiente expresión permite estimar la magnitud preliminar de los asentamientos elásticos que eventualmente se podrán inducir (Braja 2005):

$$S_e = \frac{1.226 \cdot q_{net}}{9 \cdot F_d} \quad (B \leq 1.22\text{m})$$

(Ecuación #1)

$$S_e = \frac{1.962 \cdot q_{net}}{9 \cdot F_d} \cdot \left( \frac{B}{B+0.3} \right)^2 \quad (B > 1.22\text{m})$$

Dónde:

Se: corresponde al asentamiento elástico estimado (cm).

B: corresponde al ancho de la placa (m).

Df: corresponde a la profundidad de desplante (m).

q<sub>net</sub>: corresponde a la magnitud de la presión que transmite la fundación (ton/m<sup>2</sup>), sin considerar la presión debida al suelo (γ·Df).

F<sub>d</sub>: corresponde a un factor por profundidad.

Por otro lado, F<sub>d</sub> está dado por:

$$F_d = 1 + 0.33 \cdot \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad (\text{Ecuación \#2})$$

## 12. TIPOLOGÍA DEL SUELO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

Se debe indicar que el proyecto se ubica en Zona Sísmica IV, según establece la sección 2.1 del Código Sísmico de Costa Rica 2010, por otro lado, los suelos encontrados se clasifican como tipo S3 debido a esto el Factor Espectral Dinámico a utilizar para diseño es el que se muestra en la Figura 7 y la Aceleración pico efectiva de diseño ( $a_{ef}$ ) para un período de retorno de 475 años, tendrá un valor de 0,44.

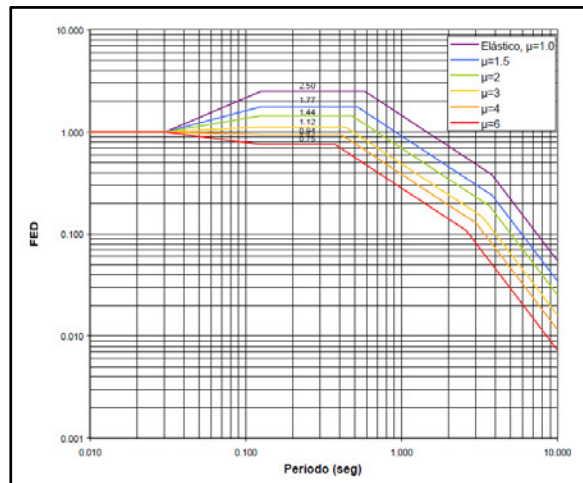


Figura 7. Factor espectral dinámico (amortiguamiento  $\zeta=5\%$ ; ductilidades  $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ )  
Tomado de: Código Sísmico de Costa Rica 2010

## 13. PARÁMETROS PARA OBRAS DE RETENCIÓN Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Para los fines que correspondan, en la Tabla 6 se muestran los coeficientes de empuje del suelo; para el cálculo de dichos coeficientes se utilizó la teoría desarrollada por Rankine.

Tabla 6. Estimación de parámetros de empuje

Ítem	Capa 1
Peso unitario húmedo ( $\gamma$ ) ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	1550
Angulo de fricción ( $\phi$ )	27.5 °
Coefficiente de presión activa ( $K_a$ )	0.37
Coefficiente de presión pasiva ( $K_p$ )	2.72
Cohesión efectiva	nula

Adicionalmente se recomienda utilizar las siguientes fórmulas para obtener los valores de presión activa y pasiva que actuarán sobre las estructuras:

$$P_a = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q) \quad (\text{Ecuación \#3})$$

$$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot h \quad (\text{Ecuación \#4})$$

Dónde:

$\gamma$ : Peso volumétrico del suelo

h: Profundidad

q: Sobrecarga

Es importante indicar, que todo muro o estructura de retención, debe disponer de un eficiente sistema de drenaje en la parte en contacto con el suelo, con el fin de evitar que el mismo pueda ser cargado por presiones hidrostáticas producidas por aguas provenientes desde zonas más altas y además minimizar la posibilidad de que el material de fundación se sature y pueda sufrir pérdida apreciable de su capacidad de soporte.

#### **14. INSPECCIÓN EN OBRA**

---

Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.

El nivel de apoyo de la cimentación deberá ser supervisado, si aparecieran elementos extraños, bolsas blandas, restos arqueológicos, restos metálicos y/o plásticos, etc; deberán ser retirados y se rebajará lo suficiente el nivel de fondo de excavación, hasta verificar que apoyen en condiciones homogéneas en el nivel geotécnico considerado.

Por otra parte, debe indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a este informe.

#### **15. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

---

- Asociación Costarricense de Geotecnia. *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Editorial Tecnológica, 2da edición, 2009.
- Braja M. Das. *Advanced Soil Mechanics*. Third Edition, Taylor and Francis, 2008.
- Braja M. Das. *Principles of Foundation Engineering*. PWS Publishing Company, 1996.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. *Código Sísmico de Costa Rica*.

- E. Juárez, A. Rico. *Mecánica de Suelos, Tomo I y II*. Editorial Limusa, México.
- González de Vallejo, L. *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid, 2002.
- Keller, G. *Ingeniería de caminos rurales*, USDA Forest Service, California, USA, 2008
- Sowers, B. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Ed. Limusa, 1990.
- Terzaghi & Peck. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Ed. John Wiley & Sons, 1962.




## ANEXOS

---

## ANEXO A

“RESUMEN DE LA EXPLORACION REALIZADA”

---

		<b>REGISTRO DE SONDEO</b>		Sondeo N°:	S-1	
				Fecha:	22 jun 18	
				Profundidad:	3.70 m	
Sistema de Perforación:	Percusión, Norma ASTM D-1586-84	<b>Proyecto:</b>	"Construcción de Puente"	Ubicación (WGS-84)	Latitud:	-
Perforador:	Téc. Mauricio M.				Longitud:	-
		<b>Ubicación:</b>	Jaco, distrito Jaco, cantón Garabito, provincia Puntarenas		Elevación:	-
					Número Informe:	INF-297-18

PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	DESCRIPCIÓN VISUAL	N° DE GOLPES S.P.T.		MUESTRAS	Propiedades del Suelo							
			0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	N		% Partículas < 75µm	HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG		I.L.	PESO UNITARIO (g/cm³)	COHESIÓN (kg/cm²)	CLASIFICACION S.U.C.S.
								L.L. (%)	I.P. (%)				
0.55	No se determinó en la profundidad explorada	Arena limosa café grisácea, posee partículas	0-10	5	SPT	18.2	11.5	-	-	-			SM
1.45			0-10	5									
2.35			0-10	7									
3.25			0-10	15									
			0-10	40									
			0-10	36									
4.15	Fin del sondeo - Suelo muy rígido, no permitió el avance del equipo de perforación.		0-10	48	SPT	28.2	8.9	-	-	-			SM
5.05			0-10	reb									
5.95													
6.85													
7.75													
8.65													
9.55													
10.45													

**OBSERVACIONES:** Técnico encargado de las pruebas de Laboratorio: José Santos González Jiménez  
Laboratorista de Obras Viales - LANAMME

**SIMBOLOGIA:**

L.L. = Limite líquido

I.P. = Índice de plasticidad

I.L. = Índice de liquidez

N.P. = No Plástico

Peso Unitario = Peso unitario "in situ"

Humedad = Humedad "in situ"

C. = Cohesión (Compresión Inconfinada)

SPT = Muestra alterada recuperada con muestreador

S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos


% partículas < 75mm = Porcentaje de material que pasa la malla #200

MI = Muestra inalterada

MNR = Muestra no recuperada

Tr = Trépano

N = Número de golpes cada 30,5cm

		<b>REGISTRO DE SONDEO</b>		Sondeo N° :	S-2	
				Fecha :	22 jun 18	
				Profundidad:	2.80 m	
Sistema de Perforación:	Percusión, Norma ASTM D-1586-84	<b>Proyecto:</b>	"Construcción de Puente"	Ubicación (WGS-84)	Latitud:	-
Perforador:	Téc. Mauricio M.	<b>Ubicación:</b>	Jaco, distrito Jaco, cantón Garabito, provincia Puntarenas		Longitud:	-
					Elevación:	-
				Número Informe:	INF-297-18	

PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	DESCRIPCIÓN VISUAL	N° DE GOLPES S.P.T.		MUESTRAS	Propiedades del Suelo							
			0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	N		% partículas < 75µm	HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG		I.L.	PESO UNITARIO (g/cm³)	COHESIÓN (kg/cm²)	CLASIFICACION S.U.C.S.
								L.L. (%)	I.P. (%)				
0.55	No se determinó en la profundidad explorada	Arena limosa café grisácea, posee partículas	6	6	SPT								SM
1.45			2	9									
2.35			13	46									
3.25			reb										
4.15		Fin del sondeo - Suelo muy rígido, no permitió el avance del equipo de perforación.											
5.05													
5.95													
6.85													
7.75													
8.65													
9.55													
10.45													

**OBSERVACIONES:** Técnico encargado de las pruebas de Laboratorio: José Santos González Jiménez  
Laboratorista de Obras Viales - LANAMME

**SIMBOLOGIA:**

L.L. = Límite líquido

I.P. = Índice de plasticidad

I.L. = Índice de liquidez

N.P. = No Plástico

Peso Unitario = Peso unitario "in situ"

Humedad = Humedad "in situ"

C. = Cohesión (Compresión Inconfinada)

SPT = Muestra alterada recuperada con muestreador

S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

% partículas < 75mm = Porcentaje de material que pasa la malla #200

MI = Muestra inalterada

MNR = Muestra no recuperada

Tr = Trépano

N = Número de golpes cada 30,5cm

ANEXO B  
“IMAGENES”

---



Imágenes del terreno estudiado