

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO Y ANÁLISIS TÉCNICO – ECONÓMICO DEL PROYECTO
PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO SADE UBICADO EN VALLE
DEL SADE, PROVINCIA DE ESMERALDAS.**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JONATHAN GONZALO RIVAS CASTRO
j.rivas88@hotmail.com

DIRECTOR: ING. FREDDY GEOVANNY PONCE CAÑARTE
freddyponcec@hotmail.com

Quito, Noviembre del 2013

DECLARACIÓN

Yo, Jonathan Gonzalo Rivas Castro, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la ley de propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

JONATHAN GONZALO RIVAS CASTRO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Jonathan Gonzalo Rivas Castro, bajo mi supervisión.

ING. FREDDY GEOVANNY PONCE CAÑARTE
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a Dios por que ha marcado dentro de mi destino esta maravillosa profesión, por darme la fortaleza y sabiduría necesaria para llegar a este objetivo y sueño que ahora estoy cumpliendo.

A mis padres por que han sido mi apoyo incondicional en cada momento de mi vida, gracias a mis padres por ser el pilar fundamental para hoy lograr este objetivo. Además gracias a la admiración por su trabajo y profesión yo opté por la bella carrera de ingeniería civil.

Un agradecimiento muy especial a mi director de tesis el Ing. Freddy Ponce C., ya que ha sido un soporte fundamental para poder culminar esta tesis, no solo durante la labor de la misma sino también con su apoyo como profesor y amigo.

Además a mi profesor el Ing. Jorge Valverde, quién me brindó su mano amiga desde el inicio de este proyecto de titulación, para que este se desarrolle satisfactoriamente.

A Ronny por ser un gran hermano, amigo, compañero durante todos los momentos compartidos desde la niñez hasta ahora.

Finalmente a mis amigos porque un profesional no solo se forma académicamente; sino también por lo que uno aprende como persona y esto se consigue con valores, tales como el de la amistad.

DEDICATORIA

Dedico con mucho amor este proyecto de titulación a mis padres ya que ellos han sido el pilar fundamental de mi vida, siempre brindándome cariño, valores y su apoyo para que cada sueño planteado lo pueda realizar.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2.2 OBEJTIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3 UBICACIÓN DEL PROYECTO	3
CAPÍTULO 2	4
ESTUDIOS PRELIMINARES	4
2.1 TOPOGRAFÍA Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE RELIEVE.....	4
2.1.1 SECCIONES TRANSVERSALES.....	5
2.2 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	5
2.2.1 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)	6
2.2.1.1 Integración paisajística.....	6
2.2.1.2 Instalación y operación de obreros y maquinarias	6
2.2.1.3 Explotación de materiales	7
2.2.1.4 Transporte y descarga de materiales en obra.....	7
2.2.1.5 Plan de control de materiales de construcción y material de desalojo	7
2.2.1.6 Control del ruido.....	8
2.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO.....	8
2.3.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	9
2.3.2 METODOLOGÍA.....	9
2.3.3 MÉTODO SECCIÓN – PENDIENTE	9
2.3.3.1 Cálculo del caudal máximo	11
2.3.4 SOCAVACIÓN.....	12
2.3.4.1 Socavación General.....	13
2.3.4.2 Socavación Local	18
2.4 ESTUDIO GEOTÉCNICO	18
2.4.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO.....	20
2.4.1.1 Generalidades.....	20

2.4.1.2	Exploración	20
2.4.1.3	Niveles freáticos.....	21
2.4.2	INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO.....	21
2.4.2.1	Ensayos de clasificación.....	21
2.4.2.2	Ensayo de Corte	21
2.4.3	CONDICIONES GENERALES DEL SITIO	22
2.4.3.1	Estratigrafía del sitio.....	22
2.4.3.2	Parámetros mecánicos	23
2.4.4	RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO	23
2.4.4.1	Criterio de cimentación	23
2.4.4.2	Cimentación de la estructura.....	23
2.4.4.3	Capacidad de carga	23
2.4.4.4	Relleno y compactación	24
2.4.4.5	Estabilidad de los taludes y cortes	25
2.4.4.6	Obras de protección	26
2.4.4.7	Consulta geotécnica.....	26
CAPÍTULO 3	27
ANÁLISIS TÉCNICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL	27
3.1	FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	27
3.1.1	DEFINICIÓN	27
3.1.2	ESQUEMAS TÍPICOS	27
3.1.3	ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE	28
3.1.3.1	La superestructura	29
	El Tablero.-	29
	El pavimento.-	30
	La losa.-	30
	Las vigas longitudinales.-	30
	Las barandas y parapetos.-	30
	La losa de aproximación.-	30
	Las juntas de dilatación.-	30
	Las cantoneras.-	30
	Los aparatos de apoyo.-	31

3.1.3.2	La subestructura	31
	Los cabezales.-	32
	Las pilas.-	32
	Los estribos.-	32
	Las fundaciones de las pilas y los estribos.-	32
3.1.4	CLASIFICACIÓN GENERAL DE LOS PUENTES	33
3.1.4.1	Longitud de la obra	33
3.1.4.2	Composición de los elementos del tablero	33
3.1.4.3	Ancho de la calzada	35
3.1.4.4	Utilización	35
3.1.4.5	Objetivos	35
3.1.4.6	Material predominante en la obra	36
3.1.4.7	Diseño	36
3.1.4.8	Capacidad y duración	37
3.1.4.9	Operatividad o explotación	38
3.1.5	LOS PRINCIPALES TIPOS DE PUENTES DE HORMIGÓN	38
3.1.5.1	Puentes de hormigón armado	39
	Puentes losa.-	39
	Puentes viga T.-	40
	Puentes de viga cajón.-	40
3.1.5.2	Puentes de hormigón pretensado y postensado	40
	Losas huecas.-	41
	Vigas "I".-	42
	Vigas de cajón.-	42
3.1.6	LOS PRINCIPALES TIPOS DE PUENTES DE ACERO	43
3.1.6.1	Puentes vigas	43
	Puentes de viga tipo I.-	44
	Puentes de viga tipo cajón.-	45
3.2	ALTERNATIVAS DE DISEÑO	46
3.2.1	DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DEL PUENTE	47
3.2.2	DETERMINACIÓN DE LA ORIENTACIÓN DEL PUENTE Y DEL NIVEL DE CIMENTACIÓN	47

3.2.3	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SUPERESTRUCTURA.....	48
3.2.4	ALTERNATIVA DE DISEÑO I.....	49
3.2.5	ALTERNATIVA DE DISEÑO II.....	49
3.3	DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS	50
3.3.1	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA LA ALTERNATIVA I 50	
3.3.1.1	Datos y bases de diseño	50
3.3.1.2	Prediseño	51
	Número de vigas	51
	Separación entre vigas (S).....	51
	Predimensionamiento de las vigas.....	52
	Espaciamiento libre entre vigas	52
	Espesor de la Losa	52
3.3.1.3	Diseño de la losa.....	53
	Análisis de cargas	53
	Cargas Muertas.....	53
	Cargas Vivas.....	53
	Cálculo de Momentos	53
	Momentos interiores en apoyos y entre apoyos.....	54
	Momento por carga muerta	54
	Momento por carga viva.....	54
	Momento último.....	55
	Acero principal	55
	Acero de repartición transversal	56
	Acero por temperatura	56
	Diseño del volado o tramo exterior.....	57
	Para carga muerta	58
	Momento producido por la losa	58
	Momento producido por la capa de rodadura	58
	Momento producido por la acera	58
	Momento producido por la baranda	59
	Momento por carga muerta	59
	Para carga viva	59

Momento por carga viva.....	60
Momento último.....	60
Acero en el volado	61
3.3.1.4 Diseño de los diafragmas o arriostramientos	61
Predimensionamiento	61
Momento y Cortante debido a carga muerta	62
Momento y cortante debido a carga Viva.....	62
Momento último.....	63
Acero principal en el diafragma.....	63
Acero a cortante.....	64
3.3.1.5 Diseño de las vigas	65
Momento por carga muerta.....	65
Momento por carga viva.....	66
Momento último.....	69
Acero principal en la viga	69
Acero de refuerzo lateral.....	70
Momento por carga muerta en el tercio inicial y tercio final de la luz de la viga	71
Momento por carga viva en el tercio inicial y tercio final de la luz de la viga	72
Momento último.....	73
Acero principal en el tercio inicial y final de la viga	73
Diseño a cortante de las vigas	74
Cortante debido a carga muerta	74
Cortante debido a carga viva	75
Cortante último.....	75
Acero a cortante.....	75
3.3.1.6 Longitud de desarrollo, longitud de ganchos y longitud de traslapes	77
Longitud de desarrollo.....	77
Longitud del gancho.....	77
Longitud de traslape.....	77

3.3.2	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA LA ALTERNATIVA II ..	78
3.3.2.1	Datos y bases de diseño	78
3.3.2.2	Configuración de la viga y recomendaciones de prediseño	78
	Número de vigas	78
	Separación entre vigas (S).....	79
	Peralte de las vigas.....	79
	Espesor del alma	79
	Patines	80
	Espesores de los patines	80
3.3.2.3	Requerimientos de diseño.....	80
	Límites de Proporción del Alma	81
	Límites de Proporción de patines.....	81
3.3.2.4	Propiedades geométricas de la sección de acero.....	82
	Ancho efectivo de la losa	82
3.3.2.5	Cálculos de los efectos de carga sobre las vigas trabes.....	83
	Momento por carga muerta	83
	Cortante por carga muerta	83
	Momento por carga viva.....	84
	Cortante por carga viva.....	84
	Momento último.....	84
	Cortante último.....	84
3.3.2.6	Esfuerzos en los patines debido a la flexión	84
3.3.2.7	Cálculo de la capacidad de momento plástico	85
	Ubicación del eje neutro.....	87
	Momento plástico	87
3.3.2.8	Verificación al pandeo Local	88
	Patín en compresión	88
	Alma en compresión	88
3.3.2.9	Verificación por aplastamiento del alma.....	89
3.3.2.10	Resistencia al corte	90
3.3.2.11	Conectores de cortante	90

Resistencia Nominal al Cortante de los Conectores de Cortante	90
Resistencia Factorada al Cortante de los Conectores de Cortante	91
Fuerza Nominal de Corte	91
Número Mínimo de Conectores de Cortante.....	92
3.3.3 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA PARA LAS DOS ALTERNATIVAS	92
3.3.3.1 Datos y bases de diseño	92
3.3.3.2 Configuración geométrica de los estribos	93
Criterios de prediseño	93
Propiedades geométricas de los estribos	95
3.3.3.3 Análisis de los estados de carga.....	97
Estados de carga	97
Verificación de estabilidad	98
I Estado de cargas	98
II Estado de cargas	100
III Estado de cargas	102
IV Estado de cargas.....	104
V Estado de cargas.....	107
3.3.3.4 Cálculo de los momentos y cortantes en la zapata	109
Momento y cortante para el estado de cargas I	110
Momento y cortante para el estado de cargas II	111
Momento y cortante para el estado de cargas III	112
Momento y cortante para el estado de cargas IV.....	113
Momento y cortante para el estado de cargas V.....	114
Momento último y cortante último para las zapatas	115
3.3.3.5 Diseño de la zapata	115
Diseño a flexión del talón	115
Diseño a flexión del dedo.....	116
Verificación a Cortante.....	117
3.3.3.6 Cálculo de los momentos y cortantes en la pantalla	117
3.3.3.7 Diseño de la pantalla.....	119
Acero principal	119

Acero de distribución horizontal	120
Verificación a Cortante	120
CAPÍTULO 4	121
ANÁLISIS ECONÓMICO Y ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	121
4.1 PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA LA ALTERNATIVA I	121
4.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA I	122
4.3 PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA LA ALTERNATIVA II	136
4.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA II	137
CAPÍTULO 5	153
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	153
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
ANEXOS	157
ANEXO N° 1	158
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	158
ANEXO N° 2	161
IMPLANTACIÓN	161
ANEXO N° 3	164
PLANOS ESTRUCTURALES DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS	164
ANEXO N° 4	183
TABLAS Y GRÁFICOS DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS	183
ANEXO N° 5	193
FOTOGRAFÍAS DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN	193

RESUMEN

En el presente proyecto se realiza el análisis comparativo técnico económico de dos alternativas para la construcción de un puente. La primera alternativa consiste en un puente con superestructura e infraestructura de hormigón armado y la segunda alternativa es un puente compuesto por una superestructura de acero con tablero e infraestructura de hormigón armado; diseñados para una misma luz. Para determinar las ventajas y desventajas entre las dos alternativas de construcción se desarrolla paso a paso el diseño bajo las normas AASHTO y ACI.

Para este análisis en el capítulo uno se describe los antecedentes, parámetros y objetivos que abarca el proyecto.

En el capítulo dos se presenta en detalle todos los estudios preliminares, como son la topografía y características de relieve del sitio de implantación del puente, el estudio de suelos, los estudios hidrológico – hidráulico y el estudio de impacto ambiental. Los resultados de estos estudios son los que definirán parámetros de diseño para ambas alternativas.

En el capítulo tres se analiza las características principales de los puentes, sus elementos constitutivos, y se desarrolla una clasificación general del tipo de puentes de hormigón y acero existente. Se analiza la metodología de cálculo para puentes de hormigón y de acero, de acuerdo a la norma se describe todas las especificaciones técnicas bajo las cuales se va a diseñar el puente para ambas alternativas, estableciendo la configuración, la luz, el número de carriles y la configuración geométrica que tendrá el puente a diseñarse.

En el capítulo cuatro se realiza un estudio relacionado con los costos directos e indirectos de la construcción de ambas alternativas, se hace un análisis de los costos unitarios de los rubros que intervienen en la construcción de de las superestructuras de un puente de hormigón y un puente de acero, a partir de esto se realiza un presupuesto para la construcción de las dos alternativas y así poder determinar la alternativa más rentable.

En el capítulo cinco se presenta las conclusiones y recomendaciones que explican de una manera resumida las ventajas y desventajas de la fabricación de un tipo de puente con respecto al otro dando así una guía de selección apropiada.

SUMMARY

This draft technical comparative economic analysis of two alternatives for the construction of a bridge. The first alternative is a bridge with superstructure and infrastructure of reinforced concrete and the second alternative is a bridge composed of a steel superstructure with infrastructure and board of reinforced concrete; designed for the same length. To determine the advantages and disadvantages between the two build alternatives, design develops under the AASHTO and ACI standards.

For this analysis in chapter one, are detailed, background, objectives and the parameters included in the project.

In chapter two all preliminary studies are presented in detail, as topography of the implantation site of the bridge, the study of soils, hydrological-hydraulic studies and environmental impact study.

Chapter three analyzes the main characteristics of the bridges, its components, and a general classification of the type of concrete bridges and existing steel. We analyze the methodology of calculation of concrete and steel bridges, according to the standards all specifications in the design of the bridge for the two alternatives described.

In chapter four a study related to the direct and indirect construction costs of both alternatives.

In chapter Five are the conclusions and recommendations for explain the advantages and disadvantages between the two alternatives.

PRESENTACIÓN

Ecuador está clasificado internacionalmente dentro del rango “país en vías de desarrollo”. En su área rural tiene una carencia total o parcial de infraestructura y de servicios básicos, independientemente de las causas, la realidad latente es que debido a estas limitaciones, entre otras, las comunidades rurales no han podido mejorar sus condiciones de vida. No siendo la excepción la comunidad Valle Del Sade, la cual pertenece a la parroquia de Malimpia del cantón Quinindé en la provincia de Esmeraldas y es aquí donde surge el interés por el diseño del puente sobre el río Sade, río que intercepta con la carretera de acceso vial a la población ubicada a pocos kilómetros de ésta.

La comunidad Valle del Sade así como sus poblaciones vecinas tienen como principal eje económico la agricultura. A continuación una breve sinopsis de los factores sociales que se observan en la población en su vida cotidiana.

El crecimiento económico de la población del Sade se debe a la agricultura, principalmente al cultivo de palma africana y cacao, productos que los pobladores llevan para la venta a los diferentes centros de acopio cercanos a la zona. El no contar con una vía apropiada para el flujo vehicular ya es un problema, peor aún el no tener un puente que garantice seguridad vial a los pobladores y transporte de sus productos agrícolas que salen al mercado a través de este acceso vial.

El puente existente ubicado sobre el río Sade es un puente de tipo Bailey. Puente que ya tiene aproximadamente 12 años, mientras tanto los pobladores transitan diariamente con todo el riesgo que implica tener un puente provisional que no está en buen estado por algunos años, por esto es necesario diseñar un puente definitivo que cumpla con las condiciones de funcionalidad y seguridad.

Con el propósito de hacer un aporte a esta comunidad, se decidió realizar el diseño y el análisis técnico – económico del puente sobre el río Sade, para obtener un proyecto económico así como seguro, que cumpla con las normas establecidas por el ministerio de transporte y obras públicas.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

En la construcción de una vía, ya sea una carretera o ferrocarril, se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados de un modo u otro, en algunas ocasiones es necesario sustituir el terraplén del trazado por una determinada estructura.

Los obstáculos que se presentan comúnmente pueden ser variados y presentan condiciones muy diferentes que obligan a usar también, diferentes tipos de estructuras. El más frecuente de los obstáculos lo constituyen las quebradas con agua que atraviesan el trazado de la vía. Para salvarlo, se necesita una estructura tal, que la abertura que ella deja, sea suficiente para permitir el cruce del agua de una crecida sin que afecte el terraplén y la estabilidad de la estructura.

En terrenos ondulados o montañosos, el trazado de la vía cruza ciertos obstáculos que se superan mediante una estructura.

También en el cruce de dos vías, siendo una de ellas o ambas, de relativa importancia, se hace necesario que el flujo de vehículos no sea interrumpido. Para ello se utilizan las estructuras llamadas puentes, sean superiores o inferiores, los primeros, cuando el terraplén se eleva y la otra vía pasa por debajo, los segundos cuando una vía permanece a nivel y la otra se deprime y pasa por debajo, En otras palabras, es la posición relativa de la estructura con respecto a la vía la que define la categoría del puente.

Aún pueden citarse más condicionales que requieran una estructura, pero las señaladas anteriormente son las que generan el mayor porcentaje de obras.

Entre otros obstáculos se tienen; el cruce por la zona de inundación de una presa, naturales o artificiales, el mar, carreteras de montaña que requieren estructuras en laderas muy inclinadas, etc.

En resumen, se puede establecer que para cada obstáculo encontrado en el trazado de una vía y dependiendo de las características propias del mismo, se requerirán construir estructuras con ciertas y determinadas particularidades, a las cuales se les llama comúnmente, obra de fábrica o simplemente puentes.

Pero un puente es mucho más que un elemento de unión, tiene además la función de resistir las cargas que transitan sobre él, de resistir empuje de los terraplenes de acceso, manteniéndose erguido evitando la socavación que se genera en sus bases, en algunas ocasiones el viento, las heladas y el peso de la nieve en las grandes alturas, los movimientos de la tierra en los sismos y finalmente los embates de la naturaleza y el desgaste que se acumula sobre si, con el uso en paso del tiempo.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Es el de presentar un proyecto para el puente sobre el río Sade en base al estudio y análisis de las condiciones viales de la zona aledaña a la comunidad Valle del Sade, que satisfaga las necesidades urgentes de esta y otras comunidades de la zona, para que puedan a futuro mejorar su movilidad y en consecuencia sus condiciones de vida, ya que las mismas dependen de la agricultura como fundamental actividad productiva, y esta actividad depende de que la producción pueda llegar oportunamente a los mercados para su comercialización.

1.2.2 OBEJTIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un estudio y análisis de las condiciones viales actuales.

- Determinar la ubicación del proyecto, en base al análisis de las condiciones físicas existentes, de las alternativas técnicas factibles y de las limitaciones económicas presentes.
- Colaborar con esta comunidad y mejorar la calidad de vida de la población de Valle de Sade, donde su principal eje económico es la agricultura, facilitando la salida a poblaciones cercanas para aumentar las plazas de intercambio.
- Realizar un estudio y diseño para el proyecto del puente en este sitio acorde a las necesidades y posibilidades socioeconómicas de las comunidades aledañas.
- Presentar el proyecto del puente con el soporte técnico y económico, para ser presentado a las entidades del gobierno local y central para obtener el financiamiento económico para su ejecución.

1.3 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El sitio de interés se encuentra ubicado geográficamente en las coordenadas 684829.58 E, 56076.15 N y con una altura de 86.40 m.s.n.m. En la parroquia de Malimpia, cantón Quinindé de la provincia de Esmeraldas.

CAPÍTULO 2

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 TOPOGRAFÍA Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE RELIEVE¹

En la realización de los estudios para el diseño geométrico de un puente es de suma importancia la topografía del terreno y las características geométricas de la vía, siendo este un factor determinante en la elección del tipo de estructura a diseñarse, El levantamiento topográfico es una tarea indispensable en el diseño de puentes, ya que esto permite representar gráficamente las posibilidades de ubicación de la obra y la tipología o forma más adecuada que se adapte a las características físicas del cruce.

Los estudios topográficos incluyen los siguientes pasos:

- Planificación general del estudio. Se deben establecer las características del trabajo de campo en lo referente a: tramo del río en el que se van a levantar las secciones transversales y su espaciamiento, nomenclatura a usar, orden en la toma de las secciones, etc.
- Generación del abscisado longitudinal. Se debe realizar un levantamiento planimétrico con poligonal cerrada, dejando BMs. En muchos casos de estudios de socavación, basta con poligonales abiertas.
- Toma de las secciones transversales. El levantamiento de las secciones transversales se realizará desde aguas abajo hacia aguas arriba, cubriendo una distancia (aprox. 50 m.) conveniente a lado y lado de la llanura de inundación sobre ambos márgenes del cauce. Se deben relacionar los niveles del agua, a banca llena y de ser posible, niveles de aguas máximas. Se detallarán las restricciones y obstáculos al flujo representadas en puentes, viaductos, necesario para definir los puntos de control hidráulico.

¹ Ministerio de transporte y Obras Publicas.: mtop - 001-f 2002, especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes.

- Si el puente está construido, debe contarse con los planos de construcción y hacerse el levantamiento de la estructura existente dando especialmente énfasis a la nivelación de la losa y de los elementos de apoyo, tanto pilas como estribos.
- Procesamiento de la información. Se requiere, el plano de localización general o planimétrico y las secciones transversales.

La topografía del sector está conformada por una zona plana con pequeños pliegues y relieves que marca la presencia de las quebradas y ríos del sector. En el sitio de implantación del puente, las dos márgenes se encuentran a diferentes niveles, con pendientes casi verticales, y el fondo de la quebrada se encuentra aproximadamente a 5 metros por debajo del nivel de la vía.

Con toda la información obtenida se procedió a dibujar la planimetría, el eje y las secciones transversales (ver anexo nº1 – Levantamiento topográfico).

2.1.1 SECCIONES TRANSVERSALES

Las secciones transversales son muy importantes para decidir las características geométricas del puente a diseñarse y para realizar un correcto estudio hidrológico-hidráulico. Las secciones transversales del cruce inmediatamente aguas arriba y aguas abajo del puente deben tomarse a una distancia del puente aproximadamente igual a una vez su longitud total, hasta donde se estime que el puente no interfiere mas sobre el flujo tanto hacia aguas abajo como hacia aguas arriba del sitio de implantación.

2.2 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

En este estudio se establecen las condiciones ambientales que presenta en la actualidad el sitio en estudio para de esta forma poder establecer los problemas desde el punto de vista ambiental, que pueden efectuarse al construir el nuevo puente.

La evaluación de impacto ambiental es un proceso destinado a prever e informar sobre los efectos que un determinado proyecto puede ocasionar en el medio ambiente. En este sentido la evaluación de impacto ambiental se enmarca en un proceso más amplio, ligado enteramente a la toma de decisiones sobre la conveniencia o no de un proyecto concreto. O para analizar alternativas.

2.2.1 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)

El PMA está orientado a lograr que el Estudio de Impacto Ambiental logre las medidas necesarias para neutralizar y controlar las alteraciones e impactos negativos que las actividades de construcción de las obras civiles podrían causar a los factores del entorno ambiental localizados en el área de influencia, en cuanto se refiere a los factores físicos, bióticos, paisajísticos, socio – económicos y culturales.

A continuación se describen cada una de las medidas a ser observadas por el constructor y verificadas por el fiscalizador.

2.2.1.1 Integración paisajística

Esta medida analiza los aspectos relevantes de la integración paisajística del proyecto en el entorno al Puente y el Sector, los posibles impactos negativos que puede generar este proyecto son primordialmente afectaciones a las especies de árboles existentes en el área de influencia y la pérdida de especies de flora endémicas. Para mitigar estos posibles impactos se debe realizar una implantación del programa de Integración Paisajística o comúnmente llamado reforestación.

2.2.1.2 Instalación y operación de obreros y maquinarias

En el sitio de la obra estarán además de los obreros, las maquinarias y material para la construcción, distribuidos de la mejor manera a una distancia considerable por el Constructor y el Fiscalizador, los impactos que estos pudieran ocasionar son la contaminación a la calidad del agua como del aire y una posible afectación

a la salud, seguridad de trabajadores y ciudadanos. Como medidas de mitigación que se deben tomar están: Señalizar los sitios de depósito de los desechos y señales de construcción para los pobladores y bastante importante, No arrojar basura y materiales contaminantes al cauce del río.

2.2.1.3 Explotación de materiales

Los efectos como la contaminación del aire, contaminación del suelo, contaminación del agua que pueden ocasionarse debido a la explotación de materiales son de gran consideración a la hora de analizar la realización de un proyecto, ya que esta explotación además de causar estos daños ambientales también puede generar impactos socioeconómicos en el sector. Por esto se deben aplicar estrategias como la de calibrar las maquinarias que se utilizarán en la explotación de materiales, reducir el área de explotación del material y no arrojar los materiales de remoción superficial al río.

2.2.1.4 Transporte y descarga de materiales en obra

De igual manera esta actividad puede generar daños importantes en la contaminación del aire, contaminación del agua y un impacto socioeconómico que puede llegar a ser considerable. Las estrategias que se proponen para mitigar estos efectos son: Cubrir con lona los camiones que transportan el material, no arrojar materiales sobrantes en las laderas del valle del río y finalmente para dar seguridad a los trabajadores dotar de artículos de seguridad.

2.2.1.5 Plan de control de materiales de construcción y material de desalojo

La disposición del material de desalojo será en el lugar autorizado por la autoridad ambiental competente, está totalmente prohibido disponer el material de desalojo y los desechos de la construcción en los sistemas de drenaje de las aguas lluvias, no se permitirá que permanezcan al lado de las zanjas materiales sobrantes de las excavaciones o de las labores de limpieza. El área de almacenamiento y cargue de material de rellenos, deberá tener la protección y control necesarios. El tiempo de almacenamiento no debe ser mayor de 24 horas

cuando se utilice el espacio público. La ubicación del material excavado no debe interferir las labores de la obra y las labores cotidianas del sector.

2.2.1.6 Control del ruido

Finalmente pero no menos importante el problema del ruido que se puede ocasionar durante el proceso de construcción del proyecto, para esto se deben tomar las siguientes medidas para mitigar este impacto al medio ambiente: Realizar el mantenimiento adecuado de la maquinaria, equipos y vehículos de manera que el ruido generado por la operación de los mismos no excedan las normas ambientales vigentes, como el Reglamento de Ruido de la Ley de Gestión Ambiental, exigir la utilización de silenciadores en los escapes de los vehículos, maquinaria y equipo. No se permitirá la utilización de bocinas o pitos accionados por sistema de compresor de aire y se deberá utilizar un dispositivo de sonido de alerta automático de reversa en todas las maquinarias que así lo requieran.

2.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO²

Los estudios hidrológicos - hidráulicos son de enorme importancia en la planificación vial, puesto que un análisis bien concebido y realizado permite garantizar la seguridad del proyecto y en muchos de los casos mejorar los costos económicos de esta estructura, por lo que se obtienen grandes ventajas económicas.

Este estudio define el caudal máximo superficial hasta el cierre de la cuenca en el sitio de interés del río Sade, adicionalmente se determina el nivel más adecuado para el emplazamiento del puente y finalmente se proporcionan recomendaciones para la protección de la obra ante probables crecidas y sus posibles efectos erosivos sobre el cauce que podrían afectar la estructura del puente.

El área de estudio en el ámbito hidrológico está constituida por la cuenca hidrográfica del río, cuya información meteorológica e hidrométrica es deficitaria

² Sotelo A.: “Hidráulica General”, Volumen I

en calidad y cantidad, siendo muy escasa en los últimos años debido al deficiente funcionamiento de las estaciones hidrométricas.

2.3.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Los objetivos propuestos para este estudio son:

- Determinar el caudal máximo de crecida producido por la cuenca de drenaje del río Sade en el sitio de interés.
- Determinar el nivel mínimo del puente para el emplazamiento del mismo.
- Definir el perfil de socavación del cauce, en las secciones de interés, para establecer la luz del puente.

2.3.2 METODOLOGÍA

Las actividades que se deben realizar para este estudio son las siguientes:

- Determinación del caudal máximo, a través del método sección – pendiente.
- Análisis de socavación del lecho, mediante el método de Lischtván - Levediev.

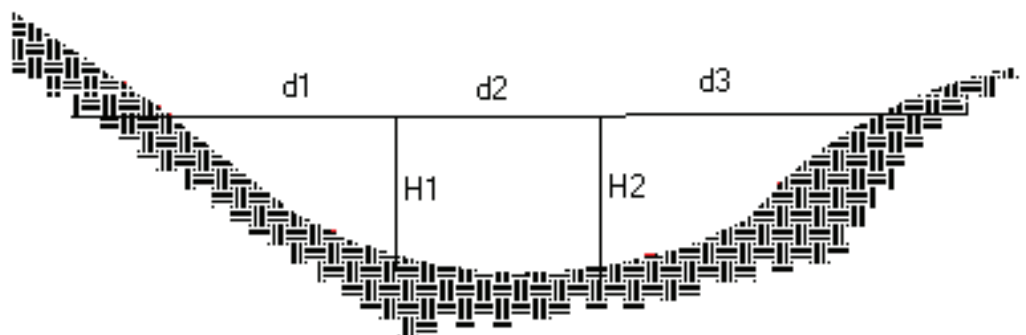
2.3.3 MÉTODO SECCIÓN – PENDIENTE

Es uno de los métodos más utilizados en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable.

Para obtener la crecida máxima se procede a consultar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado las crecidas anteriores y a la búsqueda en archivos o crónicas locales.

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección, para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial.

GRÁFICO 2.1
ÁREA DE LA SECCIÓN DEL RÍO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

considerando:

$$A1 = (d1 / 2 + d2 / 2) * H1$$

$$A2 = (d2 / 2 + d3 / 2) * H2$$

$$AT = A1 + A2.$$

Luego se obtiene el valor de la velocidad “v” por medio de la fórmula de MANNIG:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (2.1)$$

Donde:

V = velocidad (m / s).

R = radio hidráulico.

S = Pendiente.

n = coeficiente de rugosidad.

Para obtener la pendiente se recorrió a los datos del levantamiento topográfico (ver anexo nº1 – Levantamiento topográfico), y el coeficiente de rugosidad con el siguiente cuadro:

CUADRO 2.1
VALORES DE RUGOSIDAD “n” DE MANNING

n	Superficie
0,010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0,011	Concreto muy liso.
0,013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0,017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0,020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0,025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo.
0,035	Canales naturales con abundante vegetación.
0,040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

FUENTE: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Sabiendo que para este proyecto el fondo del río está constituido casi en su totalidad por piedras, se tomó como coeficiente de rugosidad el valor de 0,040 para el cálculo de la velocidad del flujo en el cauce.

Los datos obtenidos en campo mediante la topografía (ver anexo nº1 – Levantamiento topográfico) se describen a continuación:

- Pendiente para el caudal máximo: 1.11%
- Altura de máxima crecida: 2,59 m.
- Área de drenaje: 17,15 m².

2.3.3.1 Cálculo del caudal máximo

Datos:

- Área = 17,15 m²
- Pendiente = 1,11%
- Coeficiente de rugosidad = 0,04
- Perímetro mojado = 11,11 m

Cálculos:

$$R = A / P.M. = 17,15 / 11,11 = 1,544$$

$$V = 1 / 0,04 * 1,544^{(2/3)} * 0,0111^{(1/2)} = 3,52 \text{ m / s}$$

$$Q = V * A = 3,52 * 17,15 = 60,37 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

2.3.4 SOCAVACIÓN³

El cálculo de la profundidad de socavación en un puente ha inquietado a los diseñadores por mucho tiempo y ha atraído considerable interés por la investigación en este campo. El enfoque dado al cálculo de las máximas profundidades de socavación en la actualidad, parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material del lecho en el cauce y a la geometría del puente dependiendo de la ubicación de los estribos de éste, para terminar con una ecuación empírica.

La decisión final sobre la cimentación de la estructura de un puente y/o sus medidas de protección, debe basarse no solo en los resultados que las ecuaciones arrojen, sino también, en el buen criterio, experiencia y conocimiento de las variables involucradas en el problema por parte del ingeniero evaluador.

En general se puede definir a la socavación como un efecto erosivo que produce la corriente de agua sobre el cauce por el efecto de una velocidad de crecida, al arrastrar el material del lecho. Este análisis se lo ejecuta con la finalidad de conocer la cota de cimentación más adecuada para el emplazamiento de la obra.

Existen dos tipos de socavación, estos son la socavación general que se da en el cauce del río por diferentes parámetros hidráulicos y físicos del cauce y la socavación Local que afecta directamente a las pilas del río si estas se encuentran dentro del flujo del agua.

³ Castro Marco.: “Introducción al diseño hidráulico de puentes”

2.3.4.1 Socavación General

La socavación general del cauce se refiere al descenso del fondo del río cuando se produce la crecida, debido al aumento de capacidad de arrastre del mismo, este proceso se detiene una vez que la velocidad real de la corriente (V_r), se iguala al valor de la velocidad media requerida para que un material de cierta características sea arrastrado (V_e).

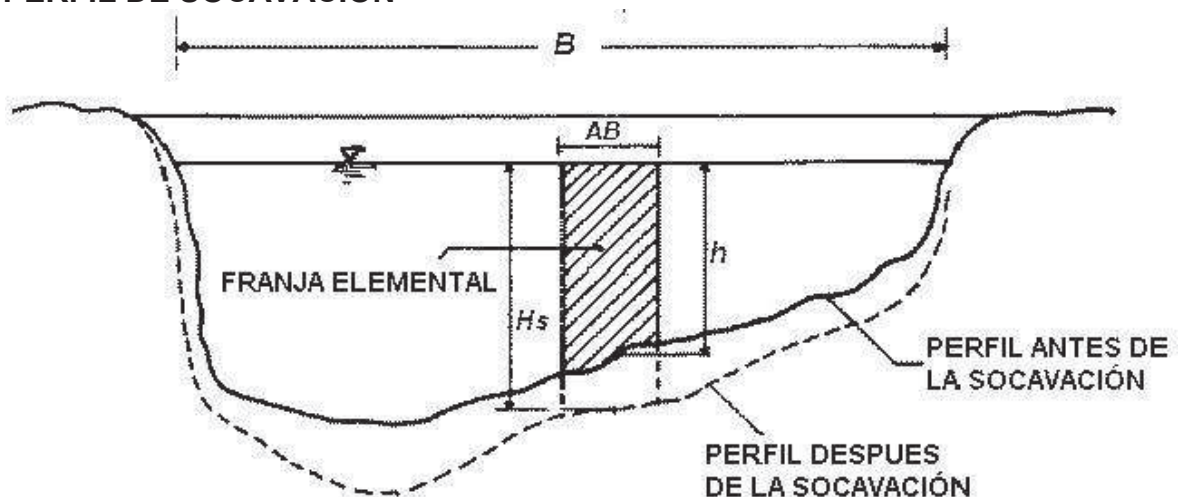
La figura 2,2 ilustra la nomenclatura a usarse en una sección tipo de un cauce con sus correspondientes perfiles, antes y después de la socavación.

B = ancho total del cauce.

H_s = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción medida desde la superficie hasta el fondo del cauce socavado.

$h = H_o$ = profundidad del agua antes de la socavación medida en una línea vertical desde la superficie hasta el fondo del cauce original.

GRÁFICO 2.2
PERFIL DE SOCAVACIÓN



FUENTE: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992)

El método utilizado para el cálculo fue el de Lischtvan-Lebediev, considerando que el suelo es no cohesivo y tiene el cauce bien definido. La fórmula para suelos no cohesivos tiene la siguiente forma:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0,68 \cdot \beta \cdot D_m^{0,28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+X} \right)} \quad (2.2)$$

Donde:

H_s = Profundidad después de la erosión en m.

H_o = Profundidad antes de la erosión en m.

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia; con un $Tr=100$ años.

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log}Tr \quad (2.3)$$

D_m = Diámetro medio de los granos en el fondo del cauce; e igual a 60 mm.

X = Exponente variable que está en función del D_m de los granos, e igual a 0,29. Valor tomado del cuadro 2,2. Además, de ese mismo cuadro se tomó el valor de $1/(1+x)$, que es igual a 0,78.

α = El parámetro α es expresado en función del tirante medio antes de la erosión, H_m , de la velocidad media y del caudal de diseño Q_d . $\alpha = 4.44$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} \cdot B_e} \quad (2.4)$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño.

H_m = Tirante medio antes de la erosión = A/B_e .

A = Área de drenaje.

B_e = Ancho efectivo de la superficie libre.

CUADRO 2.2
VALORES DE X Y 1/(1+X) PARA SUELOS NO COHESIVOS

SUELOS NO COHESIVOS					
d mm	x	1/(1+x)	d mm	x	1/(1+x)
0,05	0,43	0,70	40,00	0,30	0,77
0,15	0,42	0,70	60,00	0,29	0,78
0,50	0,41	0,71	90,00	0,28	0,78
1,00	0,40	0,71	140,00	0,27	0,79
1,50	0,39	0,72	190,00	0,26	0,79
2,50	0,38	0,72	250,00	0,25	0,80
4,00	0,37	0,73	310,00	0,24	0,81
6,00	0,36	0,74	370,00	0,23	0,81
8,00	0,35	0,74	450,00	0,22	0,82
10,00	0,34	0,75	570,00	0,21	0,83
15,00	0,33	0,75	750,00	0,20	0,83
20,00	0,32	0,76	1000,00	0,19	0,84
25,00	0,31	0,76			

FUENTE: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

La ecuación 2.2 no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.

El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

El factor de corrección por contracción del cauce esta delimitado por el siguiente cuadro:

CUADRO 2.3
FACTOR DE CORRECCIÓN POR CONTRACCIÓN DEL CAUCE μ

V (m/s)	Luz Libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,0	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
2,0	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00
3,0	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
3,5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
> 4,0	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99

FUENTE: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

V = velocidad media en la sección transversal.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varias luces, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo más próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección φ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

- si $\gamma_m = 1.0 \text{ t/m}^3$ (agua clara):

$$\varphi = 1.0$$

γ_m = peso específico de la muestra, agua – sedimento.

- si $\gamma_m > 1.0 \text{ t/m}^3$:

$$\varphi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m. \quad (2.5)$$

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0,68 \cdot \beta \cdot \mu \cdot \varphi \cdot D_m^{0,28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+X} \right)} \quad (2.6)$$

Considerando:

H_s y H_o en [m]; D_m en [mm]; β de la ecuación 2.3; μ del cuadro 2.3 y el factor $\varphi = 1,00$ con $\gamma_m = 1.0 \text{ t/m}^3$.

Al aplicar la fórmula de Lischtvan-Lebediev para cada punto de la sección transversal del sitio de emplazamiento se obtiene la altura de socavación general de toda la sección, tal como se puede observar en el cuadro 2,4.

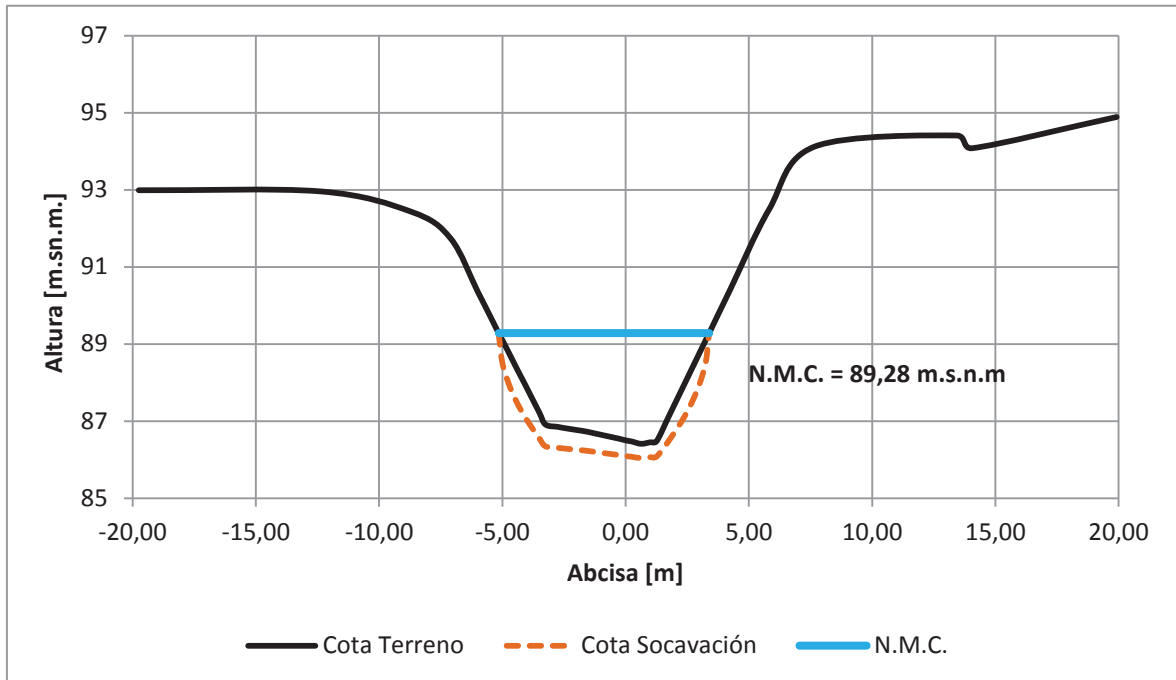
CUADRO 2.4
RESULTADOS DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Abcisa [m]	Ho. [m]	Hs. [m]	Cota de Terreno [m]	Hs - Ho [m]	Cota de Socavación [m]
-19,75	0,00	0,00	92,99	0,00	92,99
-12,39	0,00	0,00	92,96	0,00	92,96
-8,69	0,00	0,00	92,43	0,00	92,43
-7,10	0,00	0,00	91,74	0,00	91,74
-6,00	0,00	0,00	90,36	0,00	90,36
-5,50	0,00	0,00	89,73	0,00	89,73
-5,15	0,00	0,00	89,28	0,00	89,28
-5,00	0,18	0,77	89,10	0,59	88,51
-4,75	0,49	1,29	88,79	0,80	87,99
-4,50	0,81	1,68	88,47	0,87	87,60
-4,25	1,12	1,99	88,16	0,87	87,29
-4,00	1,43	2,26	87,85	0,83	87,02
-3,50	2,06	2,73	87,22	0,67	86,55
-3,25	2,37	2,93	86,91	0,56	86,35
-2,75	2,43	2,97	86,85	0,54	86,31
-2,50	2,46	2,99	86,82	0,53	86,29
-2,00	2,51	3,02	86,77	0,51	86,26
-1,61	2,55	3,05	86,73	0,50	86,23
-1,25	2,60	3,08	86,68	0,48	86,20
-0,75	2,67	3,12	86,61	0,45	86,16
-0,25	2,74	3,16	86,54	0,42	86,12
0,00	2,78	3,19	86,50	0,41	86,09
0,25	2,81	3,21	86,47	0,40	86,07
0,63	2,87	3,24	86,41	0,37	86,04
1,00	2,83	3,22	86,45	0,39	86,06
1,26	2,80	3,20	86,48	0,40	86,08
1,75	2,16	2,80	87,12	0,64	86,48
2,25	1,50	2,31	87,78	0,81	86,97
2,50	1,17	2,03	88,11	0,86	87,25
2,75	0,84	1,71	88,44	0,87	87,57
3,00	0,51	1,32	88,77	0,81	87,96
3,25	0,18	0,77	89,10	0,59	88,51
3,39	0,00	0,00	89,28	0,00	89,28
3,75	0,00	0,00	89,76	0,00	89,76
4,25	0,00	0,00	90,42	0,00	90,42
5,82	0,00	0,00	92,49	0,00	92,49
7,66	0,00	0,00	94,12	0,00	94,12
13,44	0,00	0,00	94,41	0,00	94,41
14,05	0,00	0,00	94,08	0,00	94,08
19,92	0,00	0,00	94,89	0,00	94,89

FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Y en el gráfico 2,3 podemos apreciar el perfil de socavación general en el cauce del río.

GRÁFICO 2.3
PERFIL DE SOCAVACIÓN GENERAL



FUENTE: Jonathan Rivas Castro.

2.3.4.2 Socavación Local

Este tipo de socavación se presenta por la interacción del flujo de agua con los elementos constitutivos del puente, el cálculo de la socavación al pie de estribos permite estimar la profundización del cauce debido al efecto de la corriente durante las crecidas máximas. En el caso del puente sobre el río Sade, de acuerdo a la luz y el nivel de crecida, se proyectarán los estribos, fuera del cauce del río, condición que lleva a un valor nulo de socavación localizada.

2.4 ESTUDIO GEOTÉCNICO

El propósito de este estudio es explorar las condiciones del subsuelo para determinar la capacidad de carga para el diseño y construcción de la estructura del puente, sobre dos apoyos en los extremos. Además este

estudio presenta las recomendaciones constructivas que garanticen la seguridad de la estructura.

Los sondeos identifican perfiles estratigráficos diferentes en las dos márgenes. En la margen derecha, el perfil consiste en un estrato de materiales de relleno, de espesor mayor a los seis metros, conformado por limos de alta plasticidad, de color verdoso, saturados, con rastros de materia orgánica, caracterizada por su mal olor, y con estructura banda y muy blanda. Los limos contienen muy bajos porcentajes de arenas de grano medio a fino, de igual color, saturadas y de estructura suelta y muy suelta. Contienen además pocas gravas de diámetros milimétricos y centimétricos. A partir de los tres metros se encuentra un estrato de turbas, caracterizadas por su color negro, muy saturadas, con restos de madera y troncos de árboles, con materia orgánica y en descomposición y estructura muy blanda. Las turbas contienen pocas gravas en la base de estrato, de diámetros centimétricos y milimétricos. La margen izquierda contiene una capa de arenas limosas de color amarillento, de grano grueso, saturadas y con estructura semisuelta. Las arenas contienen altos porcentajes de limos de alta plasticidad, de igual coloración y estructura semiblanda. Contienen además pocas gravas de diámetros centimétricos y milimétricos. En la base de los taludes se encuentra un estrato de rocas blandas, como lutitas de color café y café claro, que coincide con el lecho del río.

Los contenidos de humedad varían dentro de un rango considerado poco normal para este tipo de suelos y los niveles freáticos no se encuentran hasta la profundidad de exploración.

La superficie del terreno, en los dos sitios de apoyo, al momento del estudio está recubierta de una ligera capa vegetal y contienen materiales de relleno, de diferentes espesores. Se reporta la capacidad de carga admisible y el tipo de cimentación recomendado para los apoyos de la estructura, que se

cimentarán sobre el suelo natural bajo los niveles seleccionados por resistencia y ubicación de los apoyos.

2.4.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

2.4.1.1 Generalidades

La campaña de exploración en el sitio se la hizo en una sola fase. El estudio consistió en la realización de 2 pozos de perforación a percusión de penetración estándar, SPT, de hasta 6 metros de profundidad cada uno, según las recomendaciones de la norma ASTM D 1586-97.

Las perforaciones se identifican como PP-1 y PP-2. Las bocas de las perforaciones hacen referencia a la cota correspondiente al nivel natural del terreno al momento de la exploración.

2.4.1.2 Exploración

Los pozos fueron realizados utilizando el equipo de penetración estándar recomendado para este propósito sin revestimiento temporal en la parte superior de los sondeos debido a que los suelos en superficie fueron lo suficientemente resistentes al desmoronamiento. El siguiente Cuadro resume los sondeos completados, adicionalmente a los sondeos se tomó una muestra en bloque inalterada, representativa del estrato en la base del talud de la margen izquierda, para medir los parámetros de resistencia al corte en laboratorio.

CUADRO 2.5
POZOS DE PERFORACIÓN

SONDEO.	ÁREA DEL PROYECTO.	COTA BOCA. (m)	PROFUNDIDAD. (m)
PP - 1	Apoyo margen izquierdo.	-1,00	6,50
PP - 2	Apoyo margen derecho.	-2,00	6,50

FUENTE: Jonathan Rivas Castro.

2.4.1.3 Niveles freáticos

No se detecta la presencia de niveles freáticos hasta la profundidad de sondeo. Se presume que éstos se localizan a profundidades mayores, influenciados por el lecho de la quebrada y el espejo de agua del río. Sin embargo no se descarta su presencia y la saturación de los materiales superiores, especialmente en épocas de alta pluviosidad.

2.4.2 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

El programa de ensayo de laboratorio estuvo dirigido a la clasificación de los materiales encontrados y a su descripción manual visual. Los resultados de estos ensayos se presentan tabulados en los registros de campo y forman parte del Anexo 2 (Tablas y gráficos de los estudios de suelos).

2.4.2.1 Ensayos de clasificación

Como parte de los ensayos rutinarios se midieron los contenidos de humedad mediante la norma (ASTM D2216), y se realizaron las pruebas de límites de plasticidad (ASTM D4318), en las muestras alteradas obtenidas de las perforaciones. Las características de distribución granulométrica (ASTM D422), se evaluaron mediante tamizado mecánico. Con estos resultados se procedió a clasificar a las muestras, de acuerdo al sistema unificado de clasificación de los suelos, SUCS.

2.4.2.2 Ensayo de Corte

Con la muestra inalterada se realizó un ensayo de compresión simple en muestra cilíndrica, debido a su carácter rocoso y consolidado. Se obtuvo un valor de la resistencia a la compresión simple de la muestra ensayada igual a 7.18 kg/cm².

2.4.3 CONDICIONES GENERALES DEL SITIO

2.4.3.1 Estratigrafía del sitio

La estratigrafía de la corteza superficial examinada en este estudio, varía para cada margen. En la margen derecha, el perfil consiste en un estrato de materiales de relleno, de espesor mayor a los seis metros, conformado por limos de alta plasticidad, de color verdoso, saturados, con rastros de materia orgánica, caracterizada por su mal olor, y con estructura banda y muy blanda. Los limos contienen muy bajos porcentajes de arenas de grano medio a fino, de igual color, saturadas y de estructura suelta y muy suelta. Contienen además pocas gravas de diámetros milimétricos y centimétricos. A partir de los tres metros se encuentra un estrato de turbas, caracterizadas por su color negro, muy saturadas, con restos de madera y troncos de árboles, con materia orgánica y en descomposición y estructura muy blanda. Las turbas contienen pocas gravas en la base de estrato, de diámetros centimétricos y milimétricos.

La margen izquierda contiene una capa de arenas limosas de color amarillento, de grano grueso, saturadas y con estructura semisuelta. Las arenas contienen altos porcentajes de limos de alta plasticidad, de igual coloración y estructura semiblanda. Contienen además pocas gravas de diámetros centimétricos y milimétricos. En la base de los taludes se encuentra un estrato de rocas blandas, como lutitas de color café y café claro, que coincide con el lecho del río.

No se detecta la presencia de niveles de aguas freáticas hasta la profundidad de sondeo. Se presume que éstos se encuentran a mayores profundidades, por debajo del lecho de la quebrada. Sin embargo, no se descarta la posible saturación de los suelos superiores, especialmente en épocas de alta pluviosidad.

Los contenidos de humedad son uniformes con valores medios a bajos y se consideran normales para este tipo de suelos. Su rango de variación está comprendido entre el 38 y 293 %.

2.4.3.2 Parámetros mecánicos

Los suelos clasifican como SM y Pt en su mayor parte. Los valores reportados de capacidad de carga admisible, son obtenidos mediante correlaciones, con el número de golpes de la prueba de penetración estándar y aplicable al tipo de suelos encontrados.

2.4.4 RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO

2.4.4.1 Criterio de cimentación

La cimentación de la estructura propuesta debe satisfacer los dos criterios de diseño. Primero, la mayor presión transmitida al suelo de cimentación no debe exceder a la capacidad de carga admisible recomendada. Segundo, los movimientos resultantes de los asentamientos desarrollados sean elásticos o de consolidación deben estar dentro de los límites tolerables.

2.4.4.2 Cimentación de la estructura

El sitio en general puede ser clasificado como de regulares a pobres características de resistencia, desde el punto de vista de capacidad de carga, considerando que el terreno contiene un estrato superficial, de suelos y sedimentos finos poco o nada cementados, de consistencia blanda y compacidad relativa baja.

2.4.4.3 Capacidad de carga

Para la estructura proyectada se propone una alternativa de cimentación, de acuerdo a las características del sitio. La profundidad de cimentación se refiere al nivel natural del terreno.

Con el propósito de controlar el desarrollo de los asentamientos elásticos y reducir el área de cimentación, se recomienda diseñar una cimentación, del tipo rígida desplantada sobre el suelo natural, de acuerdo a las siguientes características. Las recomendaciones son las mismas para las dos márgenes.

- Tipo De Cimentación: directa.
- Forma De Cimentación: Zapata o Losa.
- Capacidad De Carga: 15 T/m². (25 T/m² si se realiza mejoramiento de suelo)
- Profundidad De Cimentación: 6.00 m o mayor.
- Cota De Cimentación: - 6.00 m o menor
- Asentamiento Total Máximo Esperado: 25 mm.
- Asentamiento Diferencial Esperado: 15 mm
- Peso Unitario Natural, γ : 1.75 T/m³.
- Ángulo de fricción del suelo $\phi=26,57^\circ$

La profundidad de desplante de las zapatas o losas se refiere a la distancia comprendida, entre la cota de la cimentación recomendada y el nivel del tablero del puente actual, considerado como cota cero de proyecto.

Se pueden usar cimentaciones rectangulares con la capacidad de carga admisible recomendada, con una relación largo - ancho máxima de 2.

2.4.4.4 Relleno y compactación

La colocación de material de relleno en las áreas donde fuere necesario compensar los niveles del terreno para alcanzar las cotas del proyecto debe seguir las siguientes recomendaciones.

Los limos y las arenas removidos de las excavaciones realizadas en el terreno, generalmente constituyen material apropiado para usarlo como material de relleno, ya que contienen buena capacidad de compactación a humedades óptimas, siempre y cuando estén desprovistas de materiales vegetales y de desecho.

Sin embargo de considerarse adecuado utilizar material de préstamo, para el relleno de las zonas donde sea necesario hacerlo, se recomienda utilizar como material de reposición o de mejoramiento un suelo granular (Arenas, gravas o lastre) con las siguientes características:

- Tamaño máximo de partícula: 7.5 centímetros
- Porcentaje de finos mínimo: 15 %.
- Porcentaje de finos máximo: 30 %.
- Límite líquido máximo de los finos: 25 %.

En cualquier caso la reposición y la compactación deben hacerse, con la primera capa del material compactada, sobre el terreno natural desbrozado, con un espesor de hasta 20 centímetros. Sucesivamente se compactarán capas de 20 centímetros, hasta alcanzar el nivel deseado. La última capa debe compactarse de tal forma, que reduzca la permeabilidad hacia las capas inferiores. Todo el relleno debe compactarse al 95 % del método próctor estándar (ASTM D-698).

2.4.4.5 Estabilidad de los taludes y cortes

A pesar de que los cortes proyectados dentro del terreno son de mediana altura, se recomienda que en ningún caso, la altura de los taludes verticales, formados por los cortes para las cimentaciones sea mayor a 3.00 metros y tampoco por períodos de tiempo prolongados. Para el eventual caso de cortes con profundidades mayores a los 3.00 metros, se recomienda formar taludes inclinados, con pendientes iguales o mayores a 3 vertical a 1 horizontal. En caso contrario, se requerirá de sistemas de entibamiento, para mantener la estabilidad de los taludes durante la construcción.

El entibamiento puede consistir en tableros de madera o metálicos, apuntalados a cada metro de profundidad y a cada 3 metros en longitud.

Se recomienda proveer de sistemas de protección de las coronas de los taludes, en las dos márgenes, para controlar la posible erosión de los suelos

en esos sectores. Este revestimiento puede ser mediante una capa de hormigón lanzado, un muro de revestimiento de mampostería o de hormigón simple u otro similar. La altura recomendada es de 4 metros desde la corona actual de los taludes.

2.4.4.6 Obras de protección

Los cortes de las zanjas para la construcción de las zapatas y de los muros deben protegerse, durante el periodo de construcción, del humedecimiento de las caras de los taludes para evitar su desmoronamiento y erosión. Esta protección puede ser provista por la colocación de plásticos, que impermeabilicen las caras de las paredes formadas mientras dure su exposición, para minimizar la erosión eólica e hidráulica, en especial en temporadas de lluvia.

2.4.4.7 Consulta geotécnica

Se recomienda que durante la construcción un ingeniero geotécnico esté directamente ligado al proyecto, para la supervisión de la preparación del sitio, la realización de las excavaciones y la comprobación de las características aquí detalladas, de los suelos en el nivel de cimentación recomendado y la construcción de las cimentaciones. Además sería el responsable de la ejecución y/o supervisión de las pruebas de control de los materiales.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS TÉCNICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS⁴

3.1.1 DEFINICIÓN

Un puente es una estructura cuya finalidad es permitir el paso de vehículos o personas a través de obstáculos que dificultan el tránsito rápido y seguro de un lugar hacia otro, que puede ser un río, un barranco, estrechos, desfiladeros, valles u otro tipo de obstáculo natural o artificial, sin olvidar que además de ser funcionales y económicos deben ser estéticos para embellecer el lugar donde son montados.

En términos prácticos el puente ha sido el nexo de comunicación vial más común del hombre en su conquista de la naturaleza.

3.1.2 ESQUEMAS TÍPICOS

Se denomina vano, al espacio salvado entre dos pilas contiguas, tramo es el elemento estructural que lo salva y luz es la distancia entre los apoyos de los elementos estructurales.

Un obstáculo puede ser salvado de un extremo a otro con un elemento estructural apoyado en sus dos extremos, el caso sobre el río Sade es el de un puente de un sólo vano, un solo tramo y una sola luz.

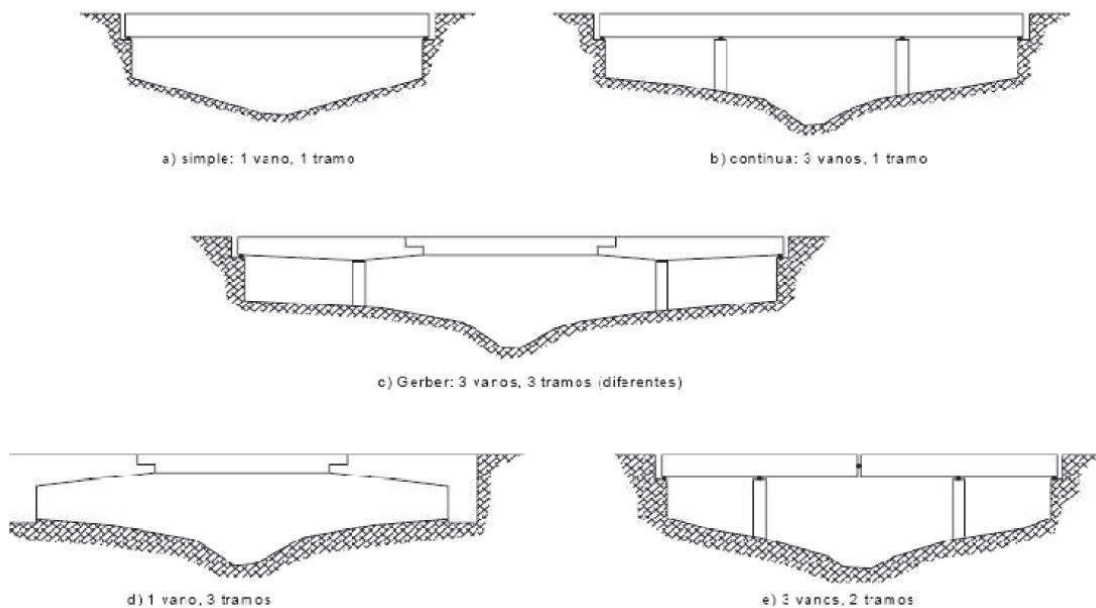
En general se ha utilizado el término de luz como sinónimo de vano. La luz se refiere a la distancia entre los apoyos del elemento estructural y no al espacio debajo de él.

⁴ Bellido de Luna J.: "Manual de diseño de puentes

Pueden distinguirse la luz efectiva o luz de cálculo. La luz efectiva o de cálculo es la distancia entre los ejes o puntos de aplicación de las reacciones de apoyo.

El gráfico 3.1 muestra varios tipos de puentes donde se aprecia la diferencia entre vano, tramo y luz.

GRÁFICO 3.1 TIPOS DE PUENTES



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: “Manual de diseño de puentes”.

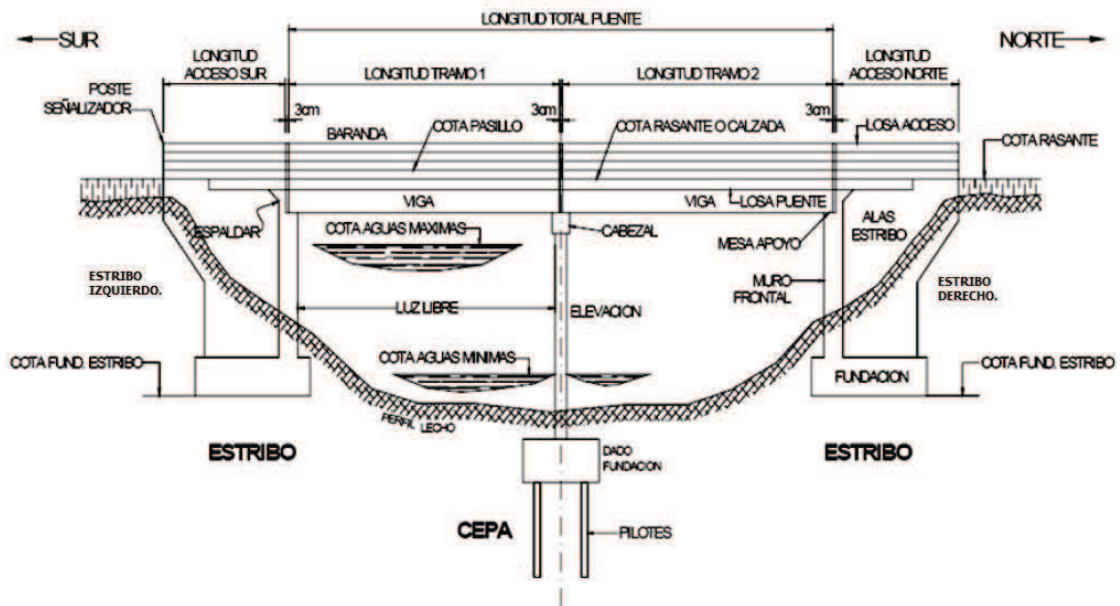
3.1.3 ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE

A los elementos constitutivos de un puente se los puede agrupar en dos categorías:

- La superestructura.
- La subestructura.

El gráfico 3.2 presenta los elementos principales de un puente que componen tanto la superestructura como la infraestructura de un puente.

GRÁFICO 3.2 ELEMENTOS PRINCIPALES DE UN PUENTE



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: "Manual de diseño de puentes".

3.1.3.1 La superestructura

Son todos los elementos del puente donde actúa la carga móvil de tránsito y es el conjunto de elementos que se denominan tablero y que está compuesta de los siguientes elementos:

El Tablero.- Es el conjunto de elementos que conforma la superficie sobre la cual circulan los vehículos, el mismo puede estar formado estructuralmente por una losa, por un conjunto de vigas o por la combinación de ambas, siendo la losa el elemento estructural principal en el primero y las vigas en los últimos.

En otros casos, el tablero puede estar soportado estructuralmente por otros elementos principales tales como: arcos, cerchas, pórticos y cables en los puentes colgantes.

El tablero se compone además de todos los elementos que conforman la superficie de circulación de la vía; tales como la losa de calzada, sus travesaños, y los restantes elementos como el pavimento, pasillos, barandas, barbacanas, cantoneras y las juntas de dilatación.

El pavimento.- Es la capa de rodadura sobre la cual transitan los vehículos; puede ser de hormigón ó asfalto. Si el pavimento es asfáltico no constituye un elemento estructural, pero si es de hormigón se construye comúnmente como una sobrelosa y en este caso sí contribuye con la resistencia de la losa del tablero.

La losa.- Es la parte superior del tablero sobre la que se ubica el pavimento, la misma es la encargada de transmitir las sollicitaciones a las vigas o directamente a los cabezales, si el puente no posee vigas.

Las vigas longitudinales.- Soportan la losa y son las que se asientan en los aparatos de apoyo. Los elementos que conectan las vigas longitudinales entre sí formando un entramado horizontal, se denominan travesaños o diafragmas y contribuyen además a incrementar la rigidez transversal del entramado, y a una mejor distribución transversal de la carga.

Las barandas y parapetos.- Son los elementos que limitan la calzada a ambos lados del tablero. Su función es impedir que los vehículos se salgan del puente en caso de accidentes y caigan al vacío. Las barandas pueden ser de hormigón armado o metálicas.

La losa de aproximación.- Es el elemento de transición entre el terraplén y el puente. Su función es evitar el cambio brusco entre el material deformable que constituye el terraplén y la estructura rígida que conforma el puente.

Las juntas de dilatación.- Son los elementos que permiten dar continuidad al pavimento en la unión entre los tramos adyacentes para permitir una mejor funcionalidad del puente y absorber las deformaciones por los cambios de temperatura, de modo que pueda haber una libre dilatación o contracción de los elementos que componen el tablero.

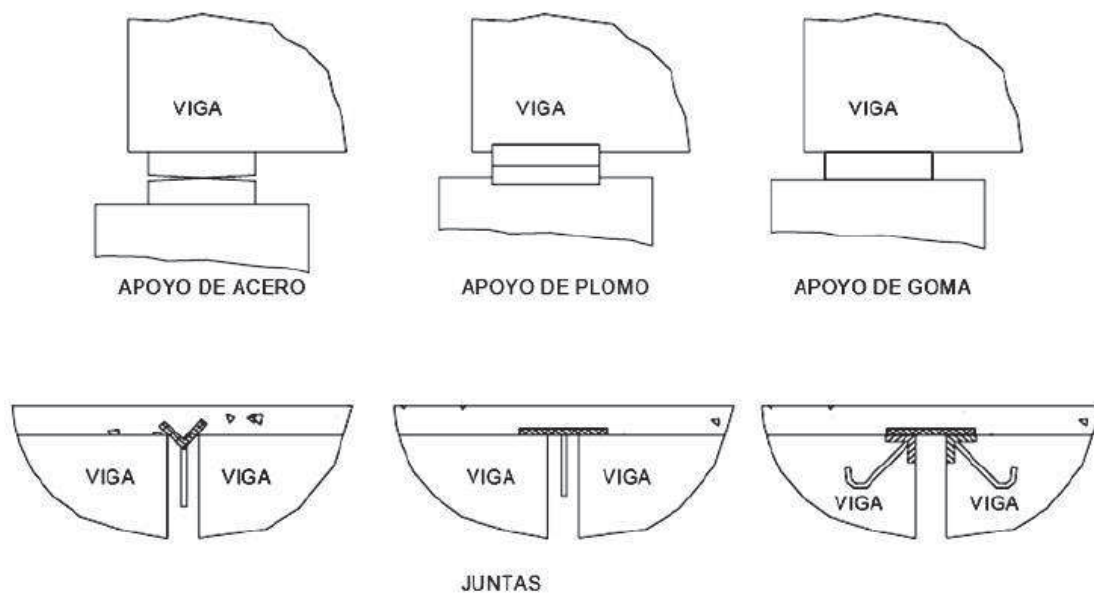
Las cantoneras.- Son perfiles de acero ubicado en los extremos de la losa cuando esta es de hormigón armado, conformando la junta de dilatación para proteger las aristas vivas del hormigón.

Los aparatos de apoyo.- Son los elementos que conectan la superestructura con la infraestructura, y en ellos se concentran las cargas que son transmitidas a los cabezales de las pilas y los estribos. Existen dos tipos de aparatos de apoyo; fijos y deslizantes.

Los aparatos que apoyo también deberán ser capaces de absorber las fuerzas horizontales provenientes del sismo y otros efectos.

El gráfico 3.3 se muestra algunos tipos de aparatos de apoyo en acero, hormigón, plomo y neopreno así como algunas juntas de dilatación.

GRÁFICO 3.3 APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE DILATACIÓN



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: “Manual de diseño de puentes”.

3.1.3.2 La subestructura

Son todas las partes del puente que conectan la superestructura con el terreno y se encargan de transmitir todas las solicitaciones del puente al suelo de cimentación.

A continuación se presentan las definiciones de los elementos de la subestructura:

Los cabezales.- Son los elementos sobre los que se apoyan los aparatos de apoyo y sirven de coronación, transmitiendo a su vez las solicitaciones, tanto a las columnas o pilares que conforman las pilas, como a los estribos.

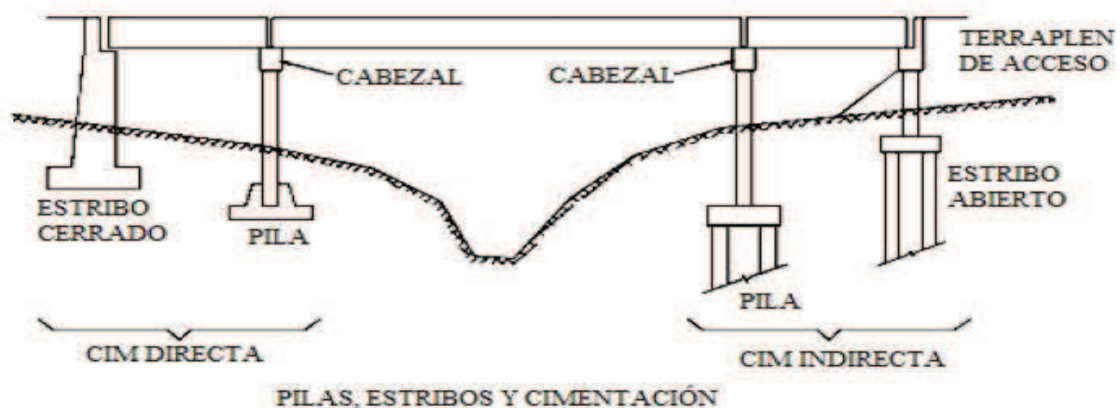
Las pilas.- Son los elementos estructurales que soportan el tablero en los puntos intermedios de la longitud de un puente.

Los estribos.- Son los elementos estructurales que soportan el tablero del puente en sus extremos y además tienen la función de contener total o parcialmente el terraplén de aproximación.

Las fundaciones de las pilas y los estribos.- Son las que transmiten las cargas al terreno. Pueden ser directas o indirectas: La cimentación directa se utiliza cuando el estrato resistente encuentra a poca profundidad y no es alcanzado por la socavación. La cimentación indirecta es la que emplea los pilotes de hormigón que pueden ser hormigonados “in situ” o hincados, y se usan cuando el estrato resistente se encuentra a gran profundidad o la socavación es elevada.

El gráfico 3.4 presenta las partes de la subestructura de un puente.

GRÁFICO 3.4
ESQUEMA DE PARTES DE LA SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: “Manual de diseño de puentes”.

3.1.4 CLASIFICACIÓN GENERAL DE LOS PUENTES

Los puentes se suelen clasificar de acuerdo a múltiples aspectos funcionales, geométricos y constructivos que permiten obtener una visión más amplia en su estudio. Las clasificaciones más usuales se exponen a continuación:

- Longitud de la obra.
- Composición de los elementos del Tablero.
- Ancho de la Calzada.
- Utilización.
- Objetivo.
- Material predominante en la obra.
- Diseño.
- Capacidad y duración.
- Operatividad o explotación.

3.1.4.1 Longitud de la obra

De acuerdo a la longitud de la obra de fábrica, las mismas se clasifican del siguiente modo:

- Longitudes menores que 10 m. Alcantarillas o montículos.
- Longitud entre 10 y 20 m. Puentes de claros pequeños.
- Longitud entre 21 y 70 m. Puentes claros medios.
- Longitud mayor que 70 m. Puentes de claros grandes.

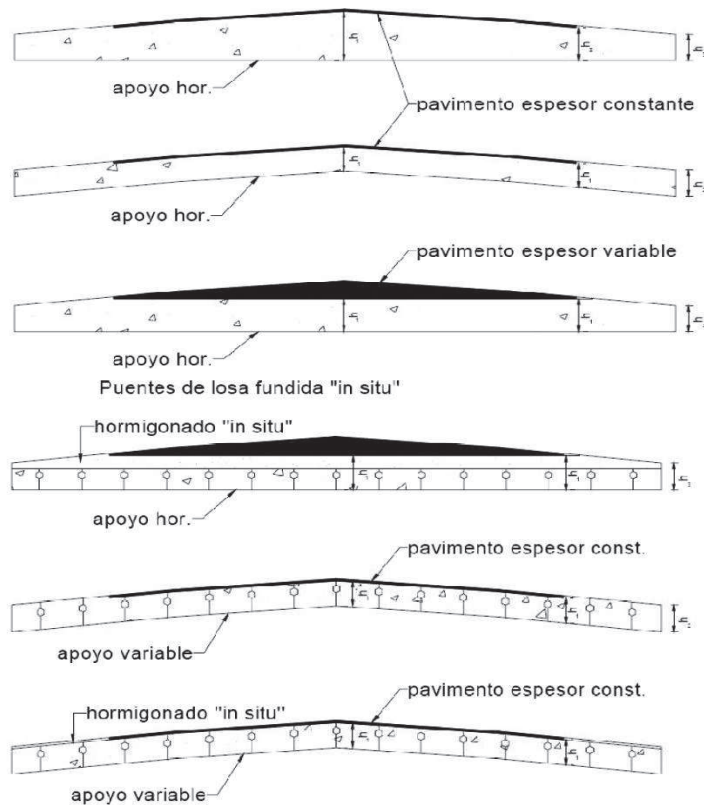
3.1.4.2 Composición de los elementos del tablero

De acuerdo a los materiales que componen el tablero de un puente, el mismo se clasifica como:

- Puentes de Losas.
- Puentes de Losa sobre Vigas.

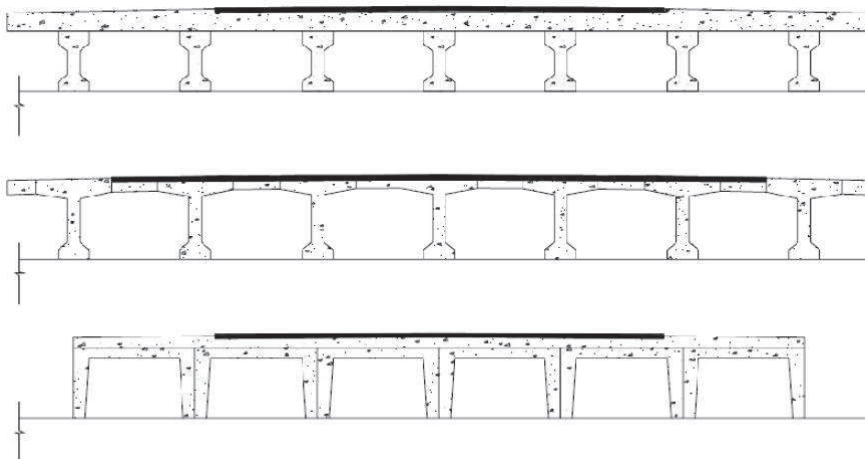
Los gráficos 3.5 y 3.6 presentan las formas de los tablero de puentes losas y de puentes de losas sobre vigas donde se observa las pendientes y espesores que deben tener la capa de rodadura en función de la inclinación de la losa del tablero.

GRÁFICO 3.5 TIPOS DE PUENTES LOSAS



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: "Manual de diseño de puentes".

GRÁFICO 3.6 TIPOS DE PUENTES VIGAS



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: "Manual de diseño de puentes".

3.1.4.3 Ancho de la calzada

De acuerdo al ancho de la calzada de circulación, los puentes carreteros se clasifican en:

- Puentes de una vía.
- Puentes de doble vía.
- Puentes de tres o más vías.

3.1.4.4 Utilización

De acuerdo al fin al que se destinen, los puentes pueden agruparse en:

- Puentes peatonales o pasarelas.
- Puentes de ferrocarriles.
- Puentes de carreteras o viaductos.
- Puentes para canales o acueductos.
- Puentes especializados; tales como oleoductos, gaseoductos, transportadores, canales de relave.
- Puentes grúas.

3.1.4.5 Objetivos

De acuerdo al propósito y la zona donde fueron construidos, los puentes pueden clasificarse en:

- Puentes militares.
- Puentes rurales.
- Puentes urbanos.
- Puentes provisionales.

Los puentes militares pueden ser del tipo mecano de rápido montaje y retiro, también pueden ser de circunstancia, los cuales son construidos con materiales ligeros del lugar. En tanto los puentes urbanos estarían diseñados para el tránsito

de ciudades y los rurales en caminos alejados de los sectores urbanos. Los puentes provisorios son aquellos que se construyen por un breve lapso de tiempo a la espera de la definición del trazado o a su ubicación definitiva.

3.1.4.6 Material predominante en la obra

De acuerdo al material empleado en su construcción los puentes pueden ser de:

- Madera.
- Acero.
- Hormigón armado.
- Hormigón pre y postensado.
- Mampostería y sillería.
- Mixtos.

Los puentes mixtos comprenden todos aquellos donde se combinan diferentes tipos de materiales.

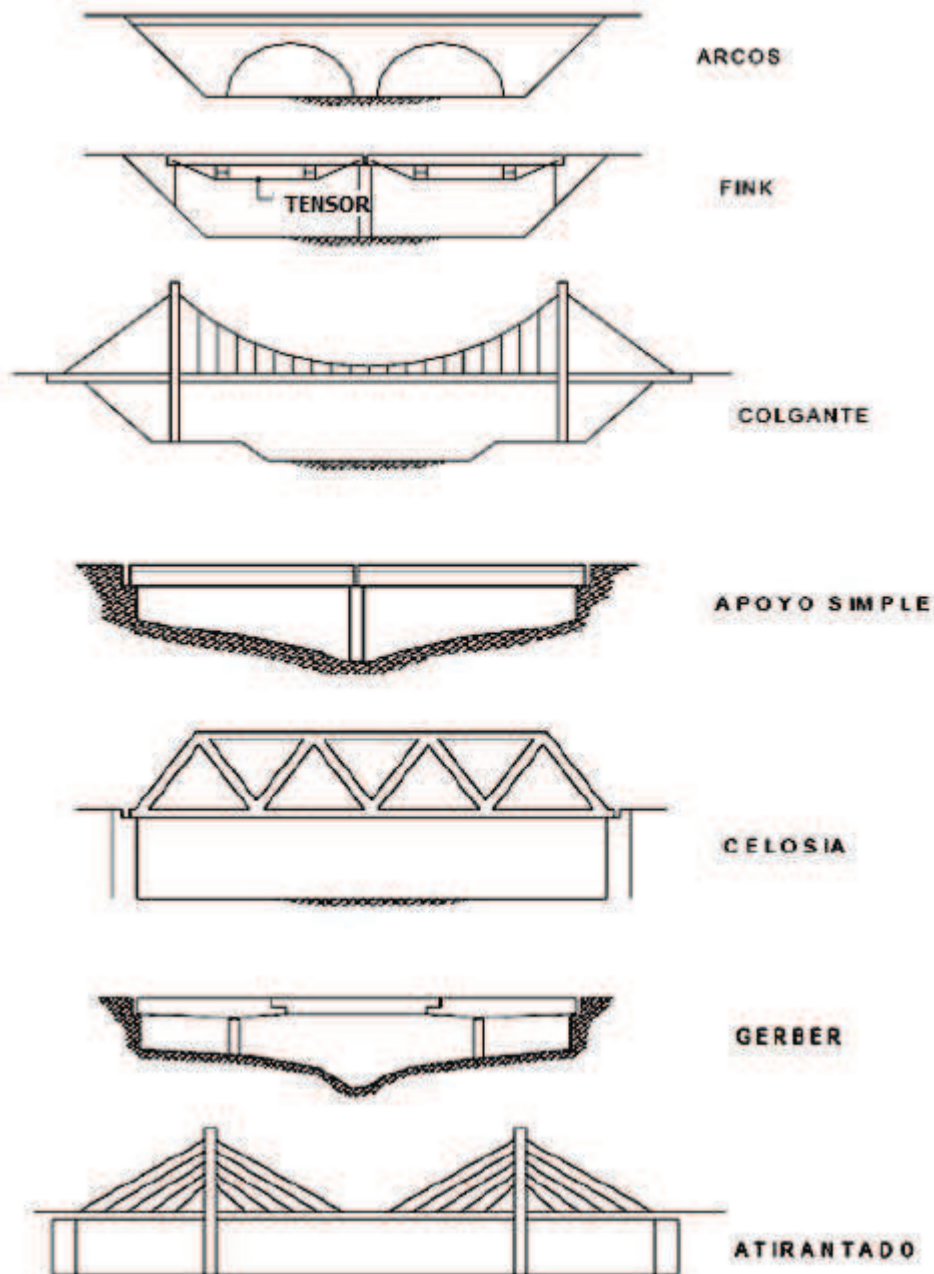
3.1.4.7 Diseño

De acuerdo a su diseño los puentes se clasifican del siguiente modo:

- Puentes Rectos.
 - Continuos.
 - Simplemente apoyados.
 - Rotulados o Gerber.
- Puentes de Arco.
- Puentes Aporticados.
- Puentes de Vigas Fink.
- Puentes Colgantes.
- Puentes Atirantados.
- Puentes de Celosías.

El gráfico 3.7 presenta algunos esquemas de los puentes según la forma de diseño.

GRÁFICO 3.7
PUNTES DE ACUERDO AL DISEÑO



FUENTE: BELLIDO DE LUNA J.: "Manual de diseño de puentes".

3.1.4.8 Capacidad y duración

En relación con su duración, los puentes se clasifican como:

- Puentes Permanentes.
- Puentes de Emergencia.

Con respecto a su capacidad quedan clasificados como:

- Puentes con limitaciones de diseño.
- Puentes de diseño normalizado.

En el primer caso es obligatoria la señalización que indique el tipo de limitación que posee el puente, ya sea carga, ancho o altura de los vehículos que circulan por él.

3.1.4.9 Operatividad o explotación

En este caso los puentes se clasifican como:

- Puentes Giratorios.
- Puentes Levadizos.
- Puentes Fijos.

Los puentes giratorios o levadizos son utilizados en ríos navegables, y los fijos son todos aquellos cuya estructura se mantiene en una posición invariable, con independencia del tránsito que circula por él.

3.1.5 LOS PRINCIPALES TIPOS DE PUENTES DE HORMIGÓN

Los puentes de hormigón se clasifican en:

- Puentes de Hormigón Armado.
- Puentes de Hormigón Pretensado y postensado.

3.1.5.1 Puentes de hormigón armado⁵

El hormigón armado es una combinación del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las tracciones y el segundo las compresiones.

La gran disponibilidad y flexibilidad del concreto y las barras de refuerzo han hecho a los puentes de hormigón armado como una alternativa aún competitiva.

Los puentes de hormigón armado consisten en: elementos de hormigón precolado, que son fabricados en una planta de producción y luego transportados para el montaje en el lugar de trabajo, o también de hormigón colado en el sitio, que es formado y fundido directamente en su sitio de colocación.

Los puentes de hormigón armado se pueden clasificar en:

- Puentes losa.
- Puentes viga “T”.
- Puentes de viga cajón.

Puentes losa.- Son puentes con una estructura sencilla, se trata de una losa reforzada longitudinalmente, se requiere una mayor cantidad de acero de refuerzo y de hormigón estructural que en los puentes de vigas, para la misma longitud. Sin embargo los detalles de diseño y la dificultad en el encofrado son menores y más baratos, se ha encontrado que éste tipo de puentes resulta ser muy económico para longitudes simplemente soportadas de alrededor de 9 metros y de vanos continuos de alrededor de 12 metros.

⁵ Chen W F. y Duan I.: “Bridge Engineering Handbook”

Puentes viga T.- La construcción de la viga T consiste en una losa reforzada transversalmente que está apoyada en vigas longitudinales. Construir éste tipo de puentes requiere de encofrados más complicados, particularmente para puentes oblicuos, comparado con otras formas de superestructuras. Éste tipo de puentes generalmente es más económico para longitudes de 12 a 18 metros, el espesor del vástago de la viga varía usualmente de 35 a 55 centímetros y es controlado por el espacio horizontal requerido del refuerzo del momento positivo.

El espaciamiento lateral óptimo de las vigas longitudinales está entre 1,8 y 3,0 metros para un costo mínimo de encofrados y materiales.

Puentes de viga cajón.- Los puentes de viga cajón tienen cubierta superior, alma vertical y losa inferior, y se utilizan para longitudes de 15 a 36 metros, con vigas espaciadas a 1.5 veces el alto de la estructura, más allá de este rango es mejor considerar otro tipo de puente como uno de estructura de acero. Esto se debe a que el volumen y la masa de concreto aumentan mucho el peso.

El gráfico 3.8 presenta los tipos de secciones comunes para puentes de hormigón armado.

GRÁFICO 3.8
TIPOS DE SECCIONES PARA PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO



FUENTE: PONCE FREDDY.: “*Diseño de puentes de hormigón armado*”.

3.1.5.2 Puentes de hormigón pretensado y postensado⁶

Se denomina hormigón pretensado a un hormigón al que, antes de la puesta en servicio, se le introducen refuerzos mediante cables o alambres de acero. El esfuerzo de pretensado se puede transmitir al hormigón de dos formas: mediante armaduras pretensas (generalmente alambres), método utilizado

⁶ Chen W F. y Duan I.: “Bridge Engineering Handbook”

mayoritariamente en elementos prefabricados, o mediante armaduras postensadas (generalmente torones, grupos de cables), método utilizado mayoritariamente en piezas hormigonadas en el sitio.

Generalmente el pre-esfuerzo se induce por medio de cables de acero de alta resistencia, que se traccionan y a continuación se anclan. Los torones deben ser capaces de pre-comprimir el hormigón mediante las placas de anclaje, como ocurre en el hormigón pretensado. También se pueden dejar intencionadamente conductos con un perfil predeterminado dentro del elemento para luego pasar cables de acero por los mismos, y posteriormente aplicarles la fuerza de pretensado mediante gatos hidráulicos. Por último, se deben anclar los torones en los extremos. Este procedimiento se conoce como hormigón postensado. Normalmente al aplicar esta técnica, se emplea hormigón y acero de altas resistencias para resistir los enormes esfuerzos inducidos.

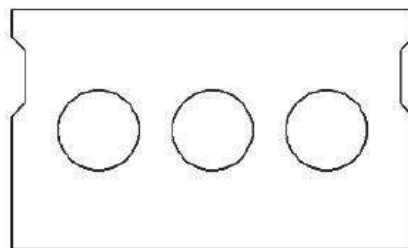
Los puentes de hormigón pretensado y postensado se pueden clasificar en:

- Losas huecas.
- Vigas "I".
- Vigas de cajón.

Losas huecas.- Se usan frecuentemente en vanos de 6 a 15 metros y la relación de altura a longitud es de 0,03 para vanos simples y continuos.

El gráfico 3.9 muestra una sección típica de una losa hueca precolada.

GRÁFICO 3.9
SECCIÓN TÍPICA DE UNA LOSA HUECA PRECOLADA

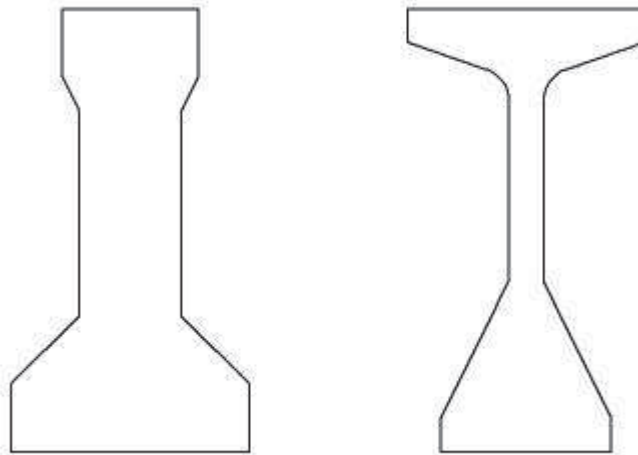


FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Vigas "I".- Este tipo de puentes compiten con los puentes de vigas de acero, el trabajo de encofrado es complicado, particularmente para estructuras inclinadas, este tipo de puentes frecuentemente se construyen en longitudes de hasta 50 metros y la relación de altura a longitud es de 0.055 para vanos simples y de 0.05 para vanos continuos.

El gráfico 3.10 muestra dos secciones típicas de vigas tipo "I" precoladas.

GRÁFICO 3.10 SECCIONES TÍPICAS DE VIGAS I PRECOLADAS



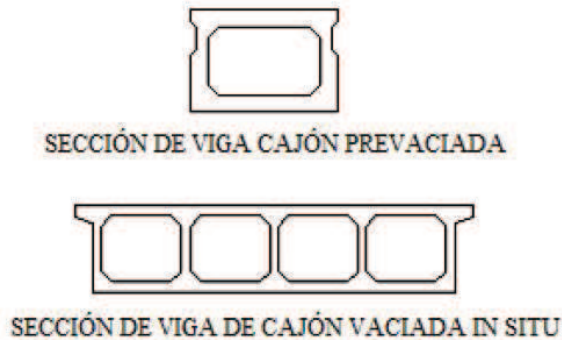
FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Vigas de cajón.- Este tipo de secciones se usan frecuentemente para vanos de más de 30 metros y son particularmente adecuadas para realizar ampliaciones de puentes.

La relación de altura a profundidad es de 0,045 para vanos simples y de 0,04 para vanos continuos, su gran resistencia a esfuerzos de torsión la hacen muy adecuada para alineaciones curvas como las que se necesita en rampas de autopistas.

El gráfico 3.11 muestra secciones típicas de vigas cajón de puentes de hormigón pretensado.

GRÁFICO 3.11 SECCIONES TÍPICAS DE VIGAS DE CAJÓN



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

3.1.6 LOS PRINCIPALES TIPOS DE PUENTES DE ACERO

Los puentes de acero se clasifican en:

- Puentes vigas.
- Puentes de Armadura.
- Puentes Arco.
- Puentes Colgantes.
- Puentes Atirantados.

Para este proyecto se estudiarán los puentes de acero tipo viga, ya que es la alternativa estructural que más se ajusta con las condiciones actuales de viabilidad, condiciones del mercado en el país y con los factores socioeconómicos de la poblaciones cercanas al sector que son conectadas a través de este proyecto. Los demás se mencionan por que están dentro de la clasificación de puentes que se pueden construir en acero.

3.1.6.1 Puentes vigas⁷

Están formados fundamentalmente por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. Las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. El esfuerzo

⁷ Chen W F. y Duan I.: “Bridge Engineering Handbook”

de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior.

Según su sección transversal los puentes vigas se clasifican principalmente en:

- Puentes de viga tipo I.
- Puentes de viga de cajón.

Puentes de viga tipo I.- La viga de este tipo de puentes tiene forma de I, la placa vertical se conoce como alma y las placas inferior y superior se conocen como patines, en este tipo de puentes se incluyen los puentes trabe.

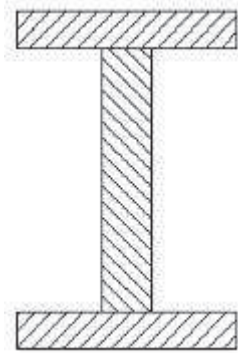
Las secciones I pueden ser clasificadas en tres categorías basadas en su tipo de fabricación o su comportamiento estructural.

- Una sección de acero tipo I puede ser laminada en caliente con o sin cubre placas, o una sección armada, llamada trabe con o sin asientos que consisten en un par de planchas llamadas patines soldadas a otra plancha llamada alma. Las vigas laminadas son aplicables a pequeñas luces (menos de 30 metros) y las trabes se utilizan en longitudes mayores (de 30 a 90 metros). Una trabe puede ser considerada como una viga. El mayor distintivo de una trabe es el uso de rigidizadores transversales que proveen acción de campo de tracciones, incrementando la resistencia a cortante post pandeo.
- Las secciones I pueden ser clasificadas como compuestas y no compuestas, una sección de acero que actúa con la losa de hormigón para resistir la flexión se llama compuesta. Una sección de acero desconectada de la losa de hormigón se llama no compuesta. Ya que la sección compuesta es más efectiva al usar las propiedades del acero y del hormigón este tipo de sección es siempre la mejor elección.
- Las secciones pueden también ser clasificadas como compactas, no compactas y de elementos esbeltos. Una sección calificada como compacta

puede desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica, las secciones no compactas desarrollan el esfuerzo de fluencia en la fibra extrema del patín de compresión antes del pandeo local, pero no llegan a desarrollar la distribución de esfuerzos plásticos totales, las secciones que tienen elementos esbeltos pandean elásticamente antes de alcanzar el esfuerzo.

El gráfico 3.18 presenta la sección geométrica de una viga tipo I.

**GRÁFICO 3.18.
SECCIÓN DE VIGA TIPO I**



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

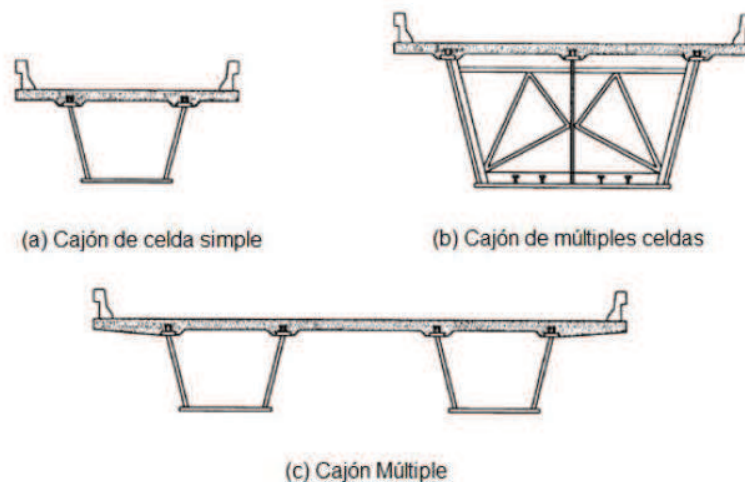
Puentes de viga tipo cajón.- La viga tipo cajón se caracteriza porque tiene la sección transversal en forma de cajón, la típica viga de cajón tiene dos almas y dos patines, son muy usados en la construcción de carreteras urbanas, los puentes tipo cajón tienen una alta resistencia a la flexión y rigidez torsional, y la forma tipo caja (cerrada) reduce la exposición de las superficies, haciéndolas menos susceptibles a la corrosión.

Hay dos tipos de vigas tipo cajón de acero, las de sección compuesta (caja de acero compuesta con la losa de hormigón), y vigas tipo cajón de acero con losas ortotrópicas. Los puentes de viga tipo cajón compuestos son usados en luces de 30 a 60 metros generalmente, mientras que los puentes viga tipo cajón con tablero ortotrópico son usados para luces más grandes. Los puentes tipo cajón usualmente tienen uno o múltiples cajones, según el número de cajones se puede clasificar a los puentes tipo viga cajón en tres categorías.

- Cajón de celda simple.
- Cajón de múltiples celdas.
- Cajón múltiple.

El gráfico 3.19 presenta las disposiciones de las vigas en forma de cajón en la superestructura de un puente según el número de cajones.

GRÁFICO 3.19
SECCIONES TÍPICAS DE VIGAS TIPO CAJÓN



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

3.2 ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Después de haber estudiado los fundamentos teóricos básicos sobre el estudio de puentes, se plantean dos alternativas de diseño que se van a estudiar para el proyecto del puente sobre el río Sade.

Estas alternativas consisten en el estudio de un puente de subestructura y superestructura de hormigón armado y otro de subestructura de hormigón armado y la superestructura mixta es decir vigas de acero y tablero de hormigón, planteadas de acuerdo a diferentes aspectos de factibilidad como la situación socioeconómica de la población, situación vial actual que conecta las poblaciones a las cuales servirá la estructura, situación real y actual de los puentes en el Ecuador para zonas rurales como ésta.

Estas dos alternativas servirán para obtener las respectivas conclusiones ventajas y desventajas de diseño para el proyecto sobre el río Sade, y de tal manera obtener las posibilidades viables a elegir en base a argumentos técnicos y económicos bien definidos.

3.2.1 DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DEL PUENTE

La longitud del puente a diseñar es de 20 m. Considerando todos los factores de seguridad de acuerdo a la topografía (ver anexo 1 – Levantamiento topográfico), los estudios hidráulicos y de socavación en el cauce del río, y los resultados en los estudios de suelos. La estructura del puente se ha proyectado tanto en planta como en sección transversal dentro de los planos topográficos, considerando los relieves del terreno, configuración vial actual, nivel de suelo recomendado en el estudio y cotas de socavación en el cauce del río. Factores que se mencionaron dentro del capítulo 2.

3.2.2 DETERMINACIÓN DE LA ORIENTACIÓN DEL PUENTE Y DEL NIVEL DE CIMENTACIÓN

La orientación en planta del puente se determinó como se indica en el anexo 2 – implantación de acuerdo a la configuración geométrica y física actual de la vía.

Considerando que la vía es de orden rural y cuya capa de rodadura es de material lastre, por ende la velocidad de circulación es baja, la implantación del puente actual provisional y de estado deteriorado, fue construido como se ve en las fotos del anexo 4, sin importar que la curva de ingreso en el margen derecho del puente es de un radio bastante riesgoso para el acceso de los vehículos, ya que el puente no tenía una proyección de muchos años. Pero para el proyecto actual se planifica que sea un puente definitivo es por esto que se optó por la implantación que se ve en el anexo 2, considerando que la vía de acceso tendrá una respectiva modernización o avance tecnológico por consecuencia las velocidades de tránsito serán de un rango mayor, por lo tanto no se deben tener este tipo de curvas al ingresar al puente.

Además se consideró la pendiente que tiene el acceso vial en el lado derecho del puente, pero que está dentro de un rango normal de acuerdo a las normas viales establecidas en el Ecuador. Entonces con estos criterios se definió la orientación para el proyecto de este puente.

Y la definición del nivel de cimentación se puede observar en la segunda página del anexo 2, donde podemos ver que se tomaron las profundidades de cimentación recomendadas por el estudio geotécnico que son de 6 metros desde el nivel de suelo natural, recomendación que ya fue descrita dentro del capítulo 2.

3.2.3 DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SUPERESTRUCTURA

La selección del tipo de superestructura depende de la luz del puente, por lo que se debe conocer que tipos de puentes son los más adecuados para construirse dentro esta luz.

En el cuadro 3.1 se presenta una guía de selección del tipo de superestructura según el rango de luz.

CUADRO 3.1
TIPO DE SUPERESTRUCTURA SEGÚN EL RANGO DE LUZ

PUENTES DE HORMIGÓN	
PUENTE LOSA.	9-12 m.
VIGA T.	12-18 m.
PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO.	
LOSA HUECA.	6-15 m.
VIGA I.	15-36 m.
VIGA CAJÓN.	> 30 m.
PUENTES DE ACERO.	
SECCIÓN W NO COMPUESTA.	0-25 m.
SECCIÓN W COMPUESTA.	16-37 m.
SECCIÓN I (Trabe) DE ALMA LLENA.	25-46 m.
ARMADURA SIMPLE.	46-190 m.
ARAMADURA CONTINUA.	76-245 m.
ARCO DE ACERO.	30-550 m.
COLGANTE.	120-3050 m.

FUENTE: CHEN W F. y DUAN L.: "Bridge Engineering Handbook"

Del cuadro anterior se puede deducir que para el rango de luces especificado se deben comparar los puentes de hormigón pretensado de viga I y los puentes metálicos con sección de tipo W, sin embargo, tomando en cuenta la realidad del país en cuanto a la disponibilidad y costo de este tipo de secciones, y sobre todo la situación actual del acceso vial a la población de Valle del Sade, se optó como mejores alternativas para este proyecto, que se desarrollen las comparaciones entre un puente tipo trabe o de sección tipo I de alma llena metálico y un puente viga de hormigón armado.

Sin que esto quiera decir que un puente de hormigón pretensado no cumple con los requerimientos técnicos, al contrario es una buena alternativa a la hora de diseñar un puente, debido a los costos de operación, tiempos de ejecución y el comportamiento satisfactorio que estas vigas tienen ante los efectos de cargas. Pero como se mencionó antes debido a la situación actual de la vía de acceso, se descartó esta alternativa como posible alternativa de ejecución, considerando que el montaje de este tipo de vigas es un poco delicado y requiere las maquinarias adecuadas, ya que el pretensado en el material no puede estar a efectos contrarios para los que fue diseñada la viga.

3.2.4 ALTERNATIVA DE DISEÑO I

El puente estará conformado por una superestructura de tipo viga losa de dos vías en hormigón armado, y las respectivas juntas de dilatación y cantoneras, la capa de rodadura de hormigón asfáltico, también las vigas principales longitudinales de hormigón armado, las barandas y los aparatos de apoyo de material neopreno. La subestructura estará conformada por estribos cerrados de hormigón armado.

3.2.5 ALTERNATIVA DE DISEÑO II

En esta alternativa se propone hacer una modificación de la superestructura de la alternativa I. Aquí la superestructura no será solo de hormigón armado sino una estructura mixta de acero y hormigón, donde las vigas principales serán vigas de tipo I de alma llena o trabes, la losa de hormigón, la capa de rodadura de

hormigón asfáltico y de igual forma las respectivas barandas, y los aparatos de apoyo de neopreno. Con la misma subestructura que en la alternativa I, estribos cerrados de hormigón armado.

3.3 DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS

A continuación se presenta la elaboración del diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen el puente. Este diseño está basado en las normas y especificaciones de los códigos de diseño de la American Concrete Institute (ACI) y las especificaciones de diseño American Association of State Highway and Transportation Officials. (AASHTO).

En el mismo, se presentan los detalles del dimensionamiento y armado de los distintos elementos estructurales.

3.3.1 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA LA ALTERNATIVA I⁸

3.3.1.1 Datos y bases de diseño

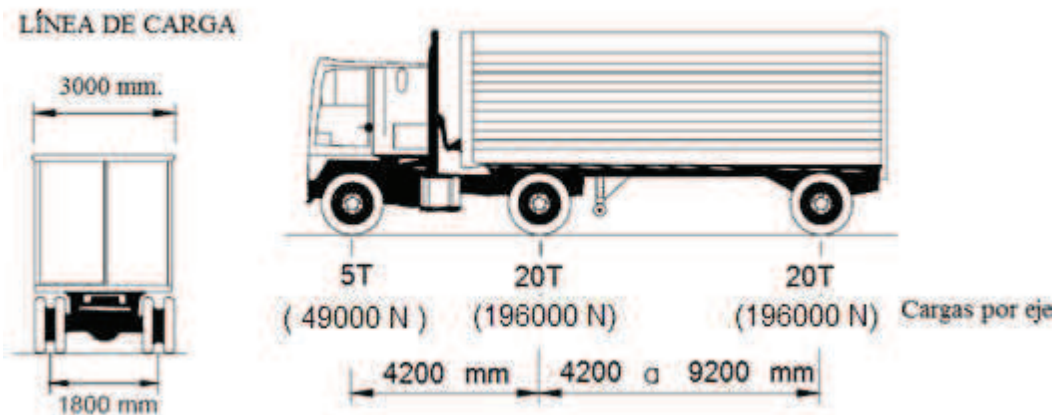
Teniendo en cuenta que el puente será diseñado para dos carriles y que la accesibilidad al sitio no es buena, además la obra a diseñarse será económica y funcional los datos y bases de diseño son los siguientes:

- Ancho útil: 7,20 m. 3,60 m c/carril.
- Ancho de aceras: 1,20 m. 0,60 m. c/acera.
- Luz del puente: 20 m.
- Resistencia a compresión del hormigón: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia a tracción del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico del hormigón armado $\gamma = 2,40 \text{ ton/m}^3$
- Capacidad soporte del suelo $15,00 \text{ ton/m}^2$.
- Sobrecarga: Camión HS-MTOP.

⁸ Ing. Freddy Ponce.: "Diseño de Puentes de hormigón Armado"

En Ecuador se ha instituido una sobrecarga que toma en cuenta el mayor peso del tránsito que circula en la actualidad y es empleada en el diseño de puentes, esta carga se designa como HS-MTOP se presenta en el gráfico 3.35

GRÁFICO 3.35
CARACTERÍSTICAS DEL CAMIÓN DE DISEÑO HS-MTOP
 CAMIÓN TIPO HS - MOP



FUENTE: Ministerio de transporte y obras públicas MTOP.

3.3.1.2 Prediseño

Número de vigas

de vigas = # de carriles + 2 = 2 + 2 = 4 vigas.

Separación entre vigas (S)

3,0m. > S > 2,0m.

$$S = \frac{\text{Ancho total de la calzada}}{\# \text{ de vigas}} = \frac{8,40\text{m.}}{4} = 2,10\text{m.}$$

3,0m. > 2,10 > 2,0m. ∴ OK.

Y para los volados:

$$\frac{S}{2} = 1,05\text{m.}$$

Predimensionamiento de las vigas

Para el ancho de la viga (b), la relación que se recomienda utilizar es $0,30m < b < 0,50m$.

$$b = \frac{S}{6} = \frac{2,10m.}{6} = 0,35m.$$

$$0,30m. < 0,35m. < 0,50m. \quad \therefore OK.$$

Para el peralte mínimo (h) incluyendo el espesor de la losa se recomienda que:

$$h \geq \frac{L + 2,75}{18} = \frac{20m + 2,75}{18} = 1,26m.$$

Y por recomendación:

$$h = 0,070 \cdot L = 0,07 \cdot 20m. = 1,40m.$$

$$1,40m. > 1,26m. \quad \therefore OK.$$

Espaciamiento libre entre vigas

$$S' = S - b = 2,10m. - 0,35m. = 1,75m.$$

Espesor de la Losa

EL espesor mínimo de la losa está dado por:

$$t_{min} = \frac{S + 3,05}{30} \geq 0,17.$$

$$t_{min} = \frac{1,75m. + 3,05}{30} = 0,16m.$$

$$0,16m \leq 0,17m. \quad \therefore No Cumple.$$

Entonces por facilidades constructivas, adoptamos como espesor mínimo el valor de:

$$t_{min} = 0,20m.$$

3.3.1.3 Diseño de la losa

El diseño de la losa se realizará con el refuerzo principal perpendicular al tráfico.

Análisis de cargas

Para las cargas se debe realizar un análisis por separado para las cargas muertas o estáticas y para las cargas vivas o móviles.

Cargas Muertas

$$P.P. \text{ de la losa} = 0,20m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 1,00m. = 0,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P. \text{ de la capa de rodadura} = 0,05m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 1,00m. = 0,11 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$W_{CM} = 0,59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

Cargas Vivas

Para el camión HS-MTOP tenemos las cargas que especifica el gráfico 3.35.

Cálculo de Momentos

Los momentos se deben calcular independientemente para los casos en los que la losa se encuentra entre vigas y para cuando la losa se encuentra en el volado o tramo exterior.

Momentos interiores en apoyos y entre apoyos

Estos momentos se calculan para el tramo de losa comprendido entre la cara lateral de una viga hasta la cara lateral siguiente de la otra viga, es decir para un tramo de espaciamiento S .

Momento por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \cdot L^2}{10} = \frac{0,59 \text{ ton/m} \cdot (1,75\text{m})^2}{10} = 0,18 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Momento por carga viva

El momento por carga se da cuando la rueda más pesada del camión de carga está sobre el tramo en consideración, es decir para una carga puntual de 10ton. A esta carga se le debe el porcentaje debido de impacto de carga, que está dado por:

$$I = \frac{15,24}{38,10 + L} < 0,30.$$

$$I = \frac{15,24}{38,10 + 20} = 0,262.$$

$$0,262 < 0,30 \quad \therefore \text{OK.}$$

Por lo tanto la carga de rueda crítica se transforma en:

$$P = 10\text{ton} \cdot 1,262 = 12,62 \text{ ton.}$$

Y el momento por carga viva se calcula con:

$$M_{CV} = 0,80 \cdot \left(\frac{S + 0,61}{9,75} \right) \cdot P = 0,80 \cdot \left(\frac{1,75\text{m} + 0,61}{9,75} \right) \cdot 12,62\text{ton} = 2,44 \text{ ton} \cdot \text{m.}$$

Momento último

$$M_U = 1,30 \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot M_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(0,18 \text{ton} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot 2,44 \text{ton} \cdot \text{m} \right) = 5,52 \text{ton} \cdot \text{m}.$$

Acero principal

El recubrimiento de hormigón para el acero en la losa será de 2,50cm.

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f^c \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,52E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240 \text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{cm} \cdot (17,50 \text{cm})^2} = 0,08345.$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,08345}}{1,18} = 0,08802.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f^c}{f_y} = 0,08802 \cdot \frac{240 \text{kg}/\text{cm}^2}{4200 \text{kg}/\text{cm}^2} = 0,005030.$$

$$A_{s(+|-)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,005030 \cdot 100 \text{cm} \cdot 17,50 \text{cm} = 8,80 \text{cm}^2.$$

Con varillas ϕ 14mm; $A_v=1,54\text{cm}^2$.

$$\# \text{Varillas} = \frac{8,80 \text{cm}^2}{1,54 \text{cm}^2} = 5,71 \approx 6 \text{ varillas}.$$

6 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$A_{s(+|-)} = 1\phi 14 \text{mm} \cdot @ 17 \text{cm}.$$

Acero de repartición transversal

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico este porcentaje se calcula con:

$$As_{rep} = \frac{121}{\sqrt{5}} < 67\%.$$

$$As_{rep} = \frac{121}{\sqrt{1,75}} = 91,47\%$$

91,47% < 67% \therefore No Cumple.

Y se adopta el valor de:

$$As_{rep} = 67\% \cdot As = \frac{67}{100} \cdot 8,80cm^2 = 5,90cm^2.$$

Con varillas ϕ 12mm; $A_v=1,13cm^2$.

$$\#Varillas = \frac{5,90cm^2}{1,13cm^2} = 5,26 \approx 6 \text{ varillas.}$$

6 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$As_{(+)} = 1\phi 12mm. @ 17cm.$$

Acero por temperatura

En la parte superior de las losas se deberá disponer armadura en las dos direcciones; esta armadura se deberá calcular con:

$$A_s \text{ temp} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 0,0018 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 3,60\text{cm}^2.$$

Con varillas ϕ 12mm; $A_v=1,13\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{3,60\text{cm}^2}{1,13\text{cm}^2} = 3,19 \approx 4 \text{ varillas.}$$

6 varillas en un metro.

Por lo tanto:

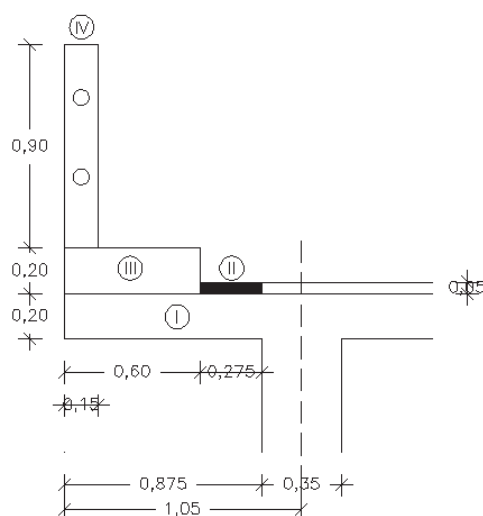
$$A_{s(-)} = 1\phi 12\text{mm. @ } 25\text{cm. En las dos direcciones.}$$

Diseño del volado o tramo exterior

En la parte superior de las losas en volado se deberá disponer de una armadura superior que garantice cumplir con los esfuerzos producidos momentos negativo en la losa.

Los momentos producidos por carga muerta se deben calcular como se indica en el siguiente gráfico:

GRÁFICO 3.36 SECTORIZACIÓN DE LA LOSA PARA CALCULAR MOMENTOS



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Para carga muerta***Momento producido por la losa***

$$P_L = 0,20m \cdot 0,875m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 1,00m = 0,42\text{ton}.$$

\bar{x} = Distancia desde el empotramiento hasta el punto de aplicación de la carga.

$$\bar{x} = \frac{0,875m}{2} = 0,4375m.$$

$$M_I = P_L \cdot \bar{x} = 0,42\text{ton} \cdot 0,4375m = 0,18\text{ton} \cdot m.$$

Momento producido por la capa de rodadura

$$P_{CR} = 0,05m \cdot 0,275m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 1,00m = 0,033\text{ton}.$$

$$\bar{x} = \frac{0,275m}{2} = 0,1375m.$$

$$M_{II} = P_{CR} \cdot \bar{x} = 0,03\text{ton} \cdot 0,1375m = 0,01\text{ton} \cdot m.$$

Momento producido por la acera

$$P_{AC} = 0,20m \cdot 0,60m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 1,00m = 0,288\text{ton}.$$

$$\bar{x} = \frac{0,60m}{2} + 0,275m = 0,575m.$$

$$M_{III} = P_{AC} \cdot \bar{x} = 0,288\text{ton} \cdot 0,575m = 0,17\text{ton} \cdot m.$$

Momento producido por la baranda

El ancho de distribución o longitud efectiva de la losa que resiste las cargas de la baranda está dada por:

$$E = 0,80 \cdot \bar{x} + 1,14$$

$$\bar{x} = 0,875m - \frac{0,15m}{2} = 0,80m.$$

$$E = 0,80 \cdot 0,80 + 1,14 = 1,78.$$

El peso específico de baranda (acero) incluyendo poste es de 50 kg/m.

$$P_{BR} = 2 \cdot 0,05 \frac{ton}{m} \cdot 1,00m = 0,10ton.$$

$$M_{IV} = \frac{P_{BR} \cdot \bar{x}}{E} = \frac{0,10ton \cdot 0,80m}{1,78} = 0,05ton \cdot m.$$

Momento por carga muerta

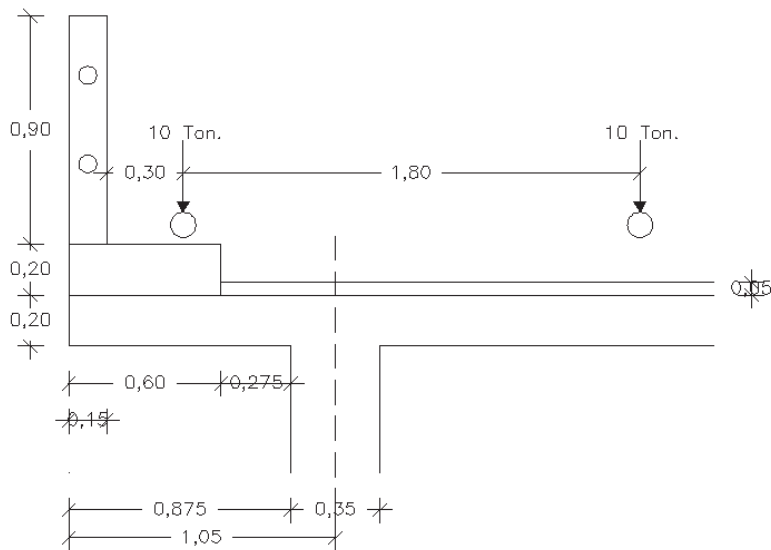
$$M_{CM} = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV}$$

$$M_{CM} = 0,18ton \cdot m + 0,01ton \cdot m + 0,17ton \cdot m + 0,05ton \cdot m = 0,41ton \cdot m$$

Para carga viva

Los momentos producidos por carga viva se deben calcular cuando la carga del camión se ubica como se indica en el siguiente gráfico:

GRÁFICO 3.37
UBICACIÓN DESFAVORABLE DE LAS CARGAS DE CAMIÓN EN EL VOLADO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Momento por carga viva

$$M_{CV} = \frac{P_{RUEDA} \cdot \bar{x}}{E}$$

$$\bar{x} = 0,875m - 0,15m - 0,30m = 0,425m.$$

$$E = 0,80 \cdot \bar{x} + 1,14 = 0,80 \cdot 0,425 + 1,14 = 1,48$$

$$P_{RUEDA} = P \cdot I = 10ton \cdot 1,262 = 12,62 ton.$$

$$M_{CV} = \frac{12,62ton \cdot 0,425m}{1,48} = 3,62ton \cdot m.$$

Momento último

$$M_U = 1,30 \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot M_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(0,41ton \cdot m + \frac{5}{3} \cdot 3,62ton \cdot m \right) = 8,38 ton \cdot m.$$

Acero en el volado

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,38E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot (17,50\text{cm})^2} = 0,1267.$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,1267}}{1,18} = 0,13792.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,13792 \cdot \frac{240\text{kg}/\text{cm}^2}{4200\text{kg}/\text{cm}^2} = 0,007881.$$

$$A_{s(-)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,007881 \cdot 100\text{cm} \cdot 17,50\text{cm} = 13,79 \text{ cm}^2.$$

Con varillas ϕ 18mm; $A_v=2,54\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{13,79\text{cm}^2}{2,54\text{cm}^2} = 5,43 \approx 6 \text{ varillas.}$$

6 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$A_{s(-)} = 1\phi 18\text{mm.} @ 17\text{cm.}$$

3.3.1.4 Diseño de los diafragmas o arriostramientos**Predimensionamiento**

Adoptando:

$$b = 0,20\text{m.}$$

$$h = 1,10\text{m.}$$

Momento y Cortante debido a carga muerta

$$P.P \text{ del diafragma} = 0,20m \cdot 1,10m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,53 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

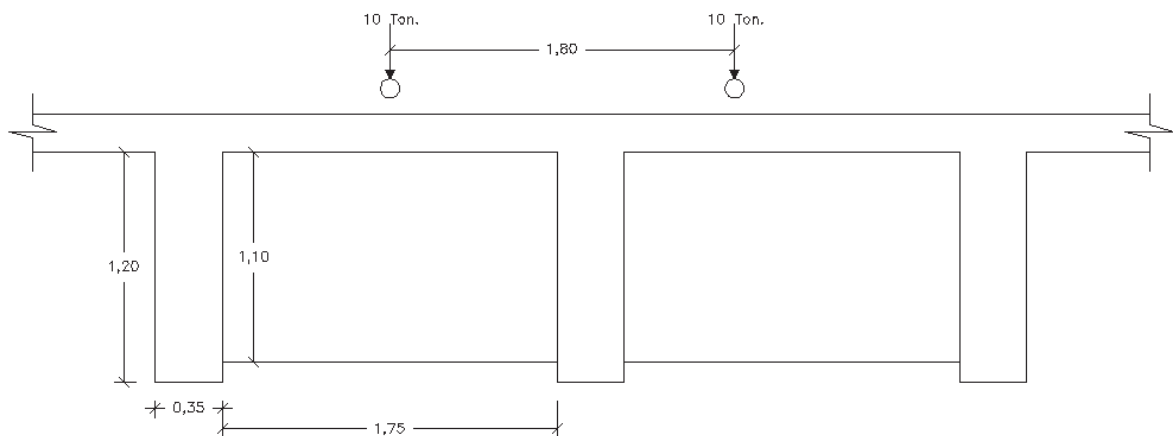
$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \cdot L^2}{10} = \frac{0,53 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot (1,75m)^2}{10} = 0,16 \text{ton} \cdot m.$$

$$V_{CM} = \frac{P_{CM} \cdot L}{2} = \frac{0,53 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1,75m}{2} = 0,46 \text{ ton.}$$

Momento y cortante debido a carga Viva

Considerando la siguiente ubicación de cargas:

GRÁFICO 3.38
UBICACIÓN DESFAVORABLE PARA MOMENTOS DE LAS CARGAS DEL CAMIÓN EN EL DIAFRAGMA



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$P_{RUEDA+IMPACTO} = 12,62 \text{ton.}$$

$$M_{CV} = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{12,62 \text{ton} \cdot 1,75m}{4} = 5,52 \text{ton} \cdot m$$

$$V_{CV} = 12,62 \text{ton.}$$

Momento último

$$M_U = 1,30 \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot M_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(0,16 \text{ton} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot 5,52 \text{ton} \cdot \text{m} \right) = 12,17 \text{ton} \cdot \text{m}$$

Acero principal en el diafragma

$$d = 110 - 5 = 105 \text{cm}.$$

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,17E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240 \text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20 \text{cm} \cdot (105 \text{cm})^2} = 0,02555.$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,02555}}{1,18} = 0,025947.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,025947 \cdot \frac{240 \text{kg}/\text{cm}^2}{4200 \text{kg}/\text{cm}^2} = 0,0014827.$$

$$A_{s(+|-)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0014827 \cdot 20 \text{cm} \cdot 105 \text{cm} = 3,11 \text{cm}^2.$$

Pero el A_s mínimo es:

$$A_{s(+|-)} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 20 \text{cm} \cdot 105 \text{cm} = 7,00 \text{cm}^2.$$

Con varillas ϕ 16mm; $A_v=2,01 \text{cm}^2$.

$$\# \text{Varillas} = \frac{7,00 \text{cm}^2}{2,01 \text{cm}^2} = 3,48 \approx 4 \text{ varillas}.$$

Por lo tanto:

8 varillas ϕ 16mm en la sección del diafragma, 4 para momento positivo y 4 para momento negativo.

Acero a cortante

$$V_U = 1,30 \cdot \left(V_{CM} + \frac{5}{3} \cdot V_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(0,46 \text{ ton} + \frac{5}{3} \cdot 12,62 \text{ ton} \right) = 27,94 \text{ ton.}$$

$$\vartheta_u = \frac{27,94 \text{ E}3 \text{ kg}}{0,85 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 105 \text{ cm}} = 15,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

$$\vartheta_c = 0,55 \sqrt{f_c} = 0,55 \cdot \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

$\vartheta_u < \vartheta_c \quad \therefore$ No cumple.

Ya que:

$$\phi \vartheta_n > \vartheta_u$$

$$\phi \vartheta_c + \phi \vartheta_s > \vartheta_u$$

$$\vartheta_s > \frac{\vartheta_u}{\phi} - \vartheta_c$$

Por lo tanto:

$$\vartheta_s = 15,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 8,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 7,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

Y según ACI:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Por lo tanto el espaciamiento del refuerzo a corte será el menor valor de:

$$\left(S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}; S = 16 \cdot \phi_{V.Principal}; S = 48 \cdot \phi_{Estribo}; S = b \right)$$

Con dos ramales $\phi = 10\text{mm}$; $A_v = 0,79 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{2 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 105 \text{ cm}}{7,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 105 \text{ cm}} = 46,54 \text{ cm}.$$

$$S = 16 \cdot 1,60 \text{ cm} = 25,60 \text{ cm}.$$

$$S = 48 \cdot 1,00 \text{ cm} = 48,00 \text{ cm}.$$

$$S = 20 \text{ cm}.$$

Por lo tanto el acero a cortante estará conformado por:

$A_v = 2$ ramales $\phi 10\text{mm}$ @ $0,20 \text{ m}$.

Y en el tercio medio de la longitud de la viga:

$A_v = 2$ ramales $\phi 10\text{mm}$ @ $0,40 \text{ m}$.

3.3.1.5 Diseño de las vigas

Momento por carga muerta

$$P.P \text{ de la losa} = 0,20 \text{ m} \cdot 8,40 \text{ m} \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 4,03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de la capa de rodadura} = 0,05 \text{ m} \cdot 7,20 \text{ m} \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,86 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de las aceras} = 2 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de las vigas} = 4 \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 1,20 \text{ m} \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 4,03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de los diafragmas} = \frac{9 \cdot 0,20m \cdot 1,10m \cdot 1,75m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{m^3}}{20m} = 0,42 \frac{\text{ton}}{m}.$$

$$W_{CM} = 9,92 \frac{\text{ton}}{m}.$$

$$\frac{W_{CM}}{\text{Viga}} = \frac{9,92 \frac{\text{ton}}{m}}{4} = 2,48 \frac{\text{ton}}{m}.$$

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \cdot L^2}{8} = \frac{2,48 \frac{\text{ton}}{m} \cdot (20m)^2}{8} = 124,00 \text{ ton} \cdot m$$

Momento por carga viva

Para el camión se debe obtener el factor de rueda o factor de distribución que está dado por:

$$f = \frac{S}{1,829} = \frac{2,10}{1,829} = 1,148.$$

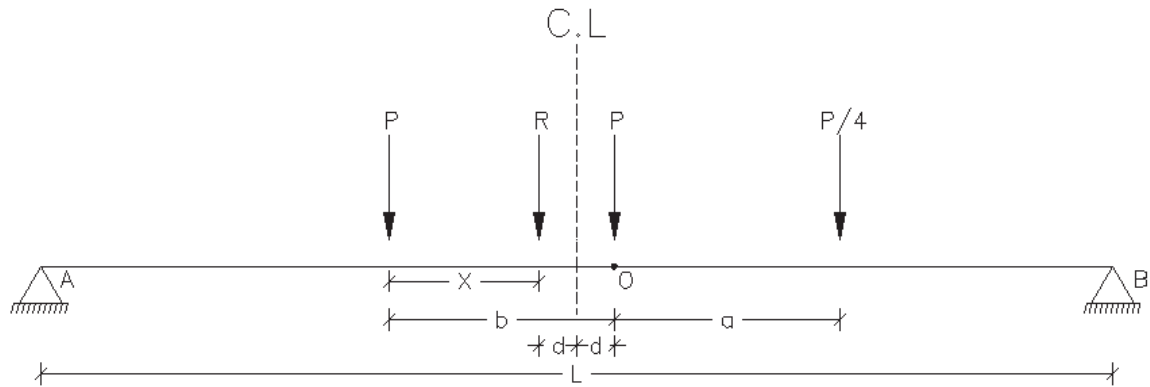
Y la carga de rueda se modifica de la siguiente manera:

$$P_{RUEDA+IMPACTO+F.RUEDA} = 10\text{ton} \cdot 1,262 \cdot 1,148 = 14,49 \text{ ton}.$$

Para el cálculo de momento debido a carga viva se debe tomar en cuenta el teorema de barré que dice: “El momento máximo de flexión en una viga cargada con una serie de cargas concentradas en movimiento, ocurrirá bajo la carga más cercana a la resultante de las cargas sobre la viga, cuando la resultante esté a una distancia a un lado del centro de la viga, igual a la distancia de la carga más cercana a la resultante respecto de dicho centro”.

Aplicando el teorema de barré, se obtendrá el lugar donde los esfuerzos en la viga son los más desfavorable, producidos por el tren de cargas del camión HS-MTOP.

GRÁFICO 3.39
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL TEOREMA DE BARRÉ



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$R = \frac{9}{4} \cdot P$$

Del momento estático del tren de cargas móviles:

$$R \cdot X = P \cdot b + \frac{P}{4} \cdot (a + b)$$

$$\frac{9}{4} \cdot P \cdot X = P \cdot b + \frac{P}{4} \cdot (a + b)$$

$$\frac{9}{4} \cdot P \cdot X = \frac{P}{4} \cdot (5 \cdot b + a)$$

$$X = \frac{5 \cdot b + a}{9}$$

$$b = X + 2 \cdot d$$

$$b = \frac{5 \cdot b + a}{9} + 2 \cdot d$$

$$b = \frac{5 \cdot b + a + 18 \cdot d}{9}$$

$$d = \frac{4 \cdot b - a}{18}$$

Reacciones:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B \cdot L = R \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right)$$

$$R_B = \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right)$$

Por lo tanto:

$$R_A = R \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{L}\right)$$

Realizando sumatoria de Momentos en el punto O tenemos:

$$\sum M_O = 0$$

$$M_O = R_B \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) - \frac{P}{4} \cdot a$$

$$M_O = \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) - \frac{P}{4} \cdot a$$

$$M_O = \frac{9}{4} \cdot \frac{P}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right)^2 - \frac{P}{4} \cdot a$$

El máximo momento se produce cuando $b = a$; por lo tanto:

$$d = \frac{4 \cdot b - a}{18} = \frac{4 \cdot a - a}{18} = \frac{a}{6}$$

Entonces:

$$M_O = M_{MAX} = \frac{9}{4} \cdot \frac{P}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{6}\right)^2 - \frac{P}{4} \cdot a$$

Para el caso en estudio, el valor del momento máximo es el siguiente:

$$M_{MAX} = M_{CV} = \frac{9}{4} \cdot \frac{14,49\text{ton}}{20\text{m}} \cdot \left(\frac{20\text{m}}{2} - \frac{4,20\text{m}}{6}\right)^2 - \frac{14,49\text{ton}}{4} \cdot 4,20\text{m} = 125,78 \text{ ton}.$$

Momento último

$$\begin{aligned} M_U &= 1,30 \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot M_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(124,00\text{ton} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot 125,78\text{ton} \cdot \text{m} \right) \\ &= 433,72 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Acero principal en la viga

Se colocarán varillas en paquete.

El recubrimiento mínimo de hormigón cuando se colocan varillas en paquete debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, sin necesidad de ser mayor a 5cm. Por lo tanto para el caso actual se adopta un recubrimiento de 5cm, considerando que las vigas no estarán expuestas a ambiente salino ni estarán en contacto directo con el suelo.

$$d = 140 - 5 = 135\text{cm}.$$

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{433,72E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 35\text{cm} \cdot (135\text{cm})^2} = 0,31479$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,31479}}{1,18} = 0,417758.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,417758 \cdot \frac{240\text{kg}/\text{cm}^2}{4200\text{kg}/\text{cm}^2} = 0,023872.$$

$$A_{S(+)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,023872 \cdot 35\text{cm} \cdot 135\text{cm} = 112,80 \text{ cm}^2.$$

Con varillas ϕ 32mm; $A_v=8,04\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{112,80\text{cm}^2}{8,04\text{cm}^2} = 14,03 \approx 14 \text{ varillas.}$$

Por lo tanto:

$A_{S(+)} = 14\phi 32\text{mm}$. Distribuidas por paquetes en la sección donde los momentos son positivos.

Y para los momentos negativos:

$$A_{S(-)} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 35\text{cm} \cdot 135\text{cm} = 15,75 \text{ cm}^2.$$

Con varillas ϕ 25mm; $A_v=4,91\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{15,75\text{cm}^2}{4,91\text{cm}^2} = 3,21 \approx 4 \text{ varillas.}$$

$$A_{S(-)} = 4\phi 25\text{mm}.$$

Acero de refuerzo lateral

$$A_{S_{ref.lat}} = 10\% \cdot A_s = 0,10 \cdot 112,80 \text{ cm}^2 = 11,28\text{cm}^2.$$

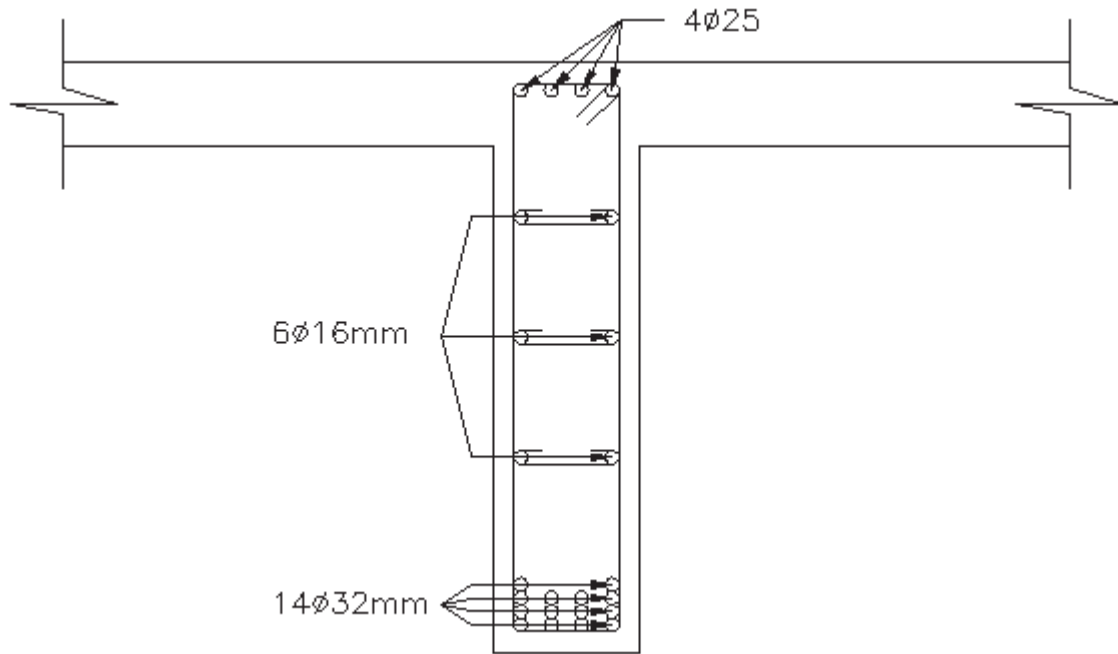
Con varillas ϕ 16mm; $A_v=2,01\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{11,28\text{cm}^2}{2,01\text{cm}^2} = 5,61 \approx 6 \text{ varillas.}$$

$A_{S_{ref.lat}} = 6\phi 16\text{mm}$. En toda la longitud de la viga.

Las varillas y paquetes del acero de refuerzo para la viga serán armados de la siguiente manera:

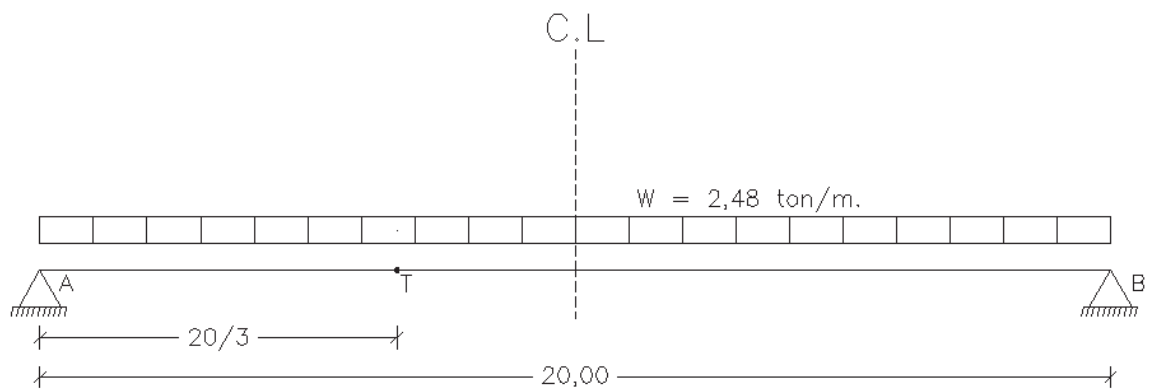
GRÁFICO 3.40
ESQUEMA DEL ARMADO EN EL TERCIO MEDIO DE LAS VIGAS



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Momento por carga muerta en el tercio inicial y tercio final de la luz de la viga

GRÁFICO 3.41
ESQUEMA PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO DEBIDO A CARGA MUERTA EN EL TERCIO DE LA LUZ



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$R_A = \frac{W_{CM} \cdot L}{2} = \frac{2,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 20\text{m}}{2} = 24,80 \text{ ton.}$$

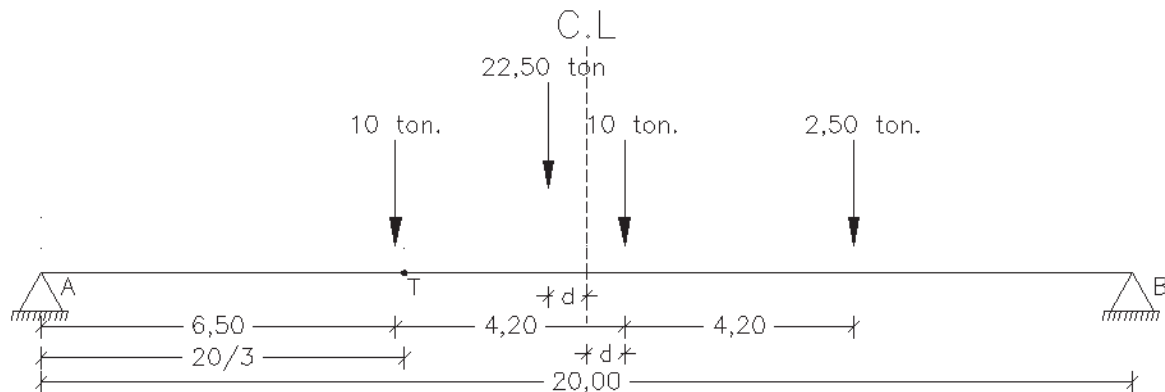
$$M_T = 24,80\text{ton} \cdot \frac{20}{3}\text{m} - 2,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \frac{20}{3}\text{m} \cdot \frac{20}{6}\text{m} = 110,22 \text{ ton} \cdot \text{m.}$$

$$M_{CM-T} = 110,22 \text{ ton} \cdot \text{m.}$$

Momento por carga viva en el tercio inicial y tercio final de la luz de la viga

GRÁFICO 3.42

ESQUEMA PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO DEBIDO A CARGA VIVA EN EL TERCIO DE LA LUZ



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$d = \frac{a}{6} = \frac{4,20\text{m}}{6} = 0,70\text{m.}$$

$$R_A = R \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{L} \right) = 22,50\text{ton} \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{0,70\text{m}}{20\text{m}} \right) = 12,0375\text{ton.}$$

$$R_B = \frac{R}{L} \cdot (L - d) = \frac{22,50\text{ton}}{20\text{m}} \cdot (20\text{m} - 0,70\text{m}) = 10,4625\text{ton.}$$

$$M_T = M_{CV-T} = 12,0375\text{ton} \cdot \frac{20}{3}\text{m} - 10\text{ton} \cdot \left(\frac{20}{3}\text{m} - 6,50\text{m} \right) = 78,58\text{ton} \cdot \text{m.}$$

$$M_{CV-T+I+f.Rueda} = 78,58\text{ton} \cdot \text{m.} \cdot 1,262 \cdot 1,148 = 113,84\text{ton} \cdot \text{m.}$$

Momento último

$$M_U = 1,30 \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot M_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(110,22 \text{ ton} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot 113,84 \text{ ton} \cdot \text{m} \right) \\ = 389,94 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Acero principal en el tercio inicial y final de la viga

$$d = 140 - 5 = 135 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{389,94 \text{ E5 kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \cdot 35 \text{ cm} \cdot (135 \text{ cm})^2} = 0,28301$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,28301}}{1,18} = 0,35909.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,35909 \cdot \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0,020519.$$

$$A_{s(+)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,020519 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 135 \text{ cm} = 96,95 \text{ cm}^2.$$

Con varillas ϕ 32mm; $A_v=8,04\text{cm}^2$.

$$\# \text{Varillas} = \frac{96,95 \text{ cm}^2}{8,04 \text{ cm}^2} = 12,06 \approx 12 \text{ varillas.}$$

Por lo tanto:

$A_{s(+)} = 12\phi 32\text{mm}$. Distribuidas por paquetes de 3 varillas, en la sección donde los momentos son positivos.

Y para los momentos negativos:

$$A_{s(-)} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 35 \text{ cm} \cdot 135 \text{ cm} = 15,75 \text{ cm}^2.$$

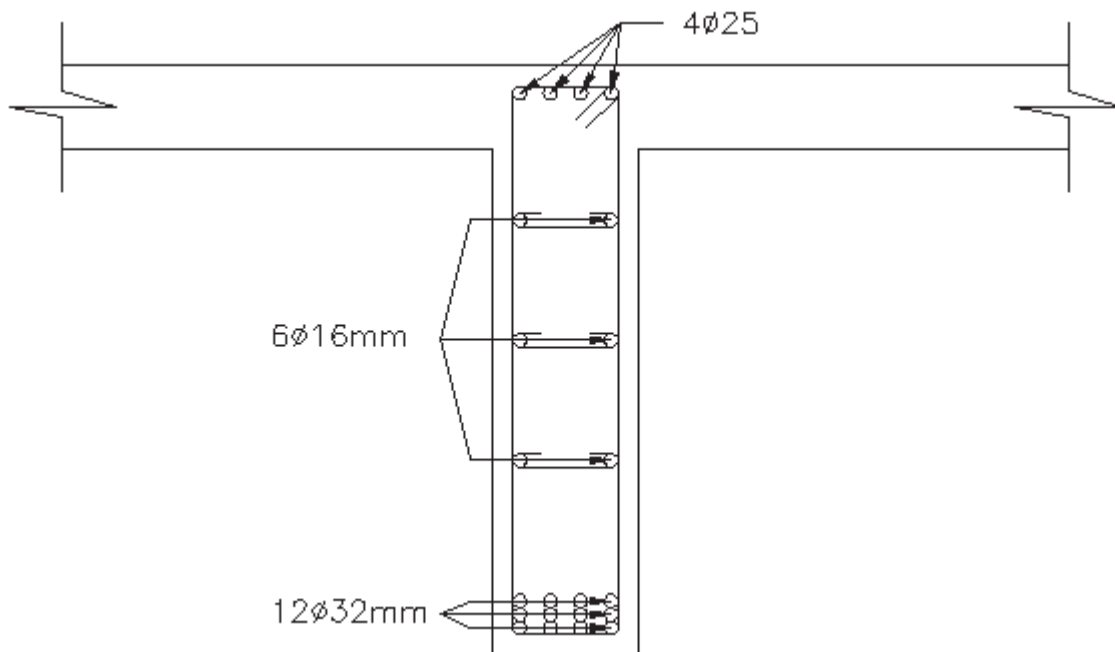
Con varillas ϕ 25mm; $A_v=4,91\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{15,75\text{cm}^2}{4,91\text{cm}^2} = 3,21 \approx 4 \text{ varillas.}$$

$$A_{s(-)} = 4\phi 25\text{mm.}$$

Las varillas y paquetes del acero de refuerzo para la viga, serán armados de la siguiente manera:

GRÁFICO 3.43
ESQUEMA DEL ARMADO EN EL TERCIO INICIAL Y FINAL DE LAS VIGAS



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Diseño a cortante de las vigas

Cortante debido a carga muerta

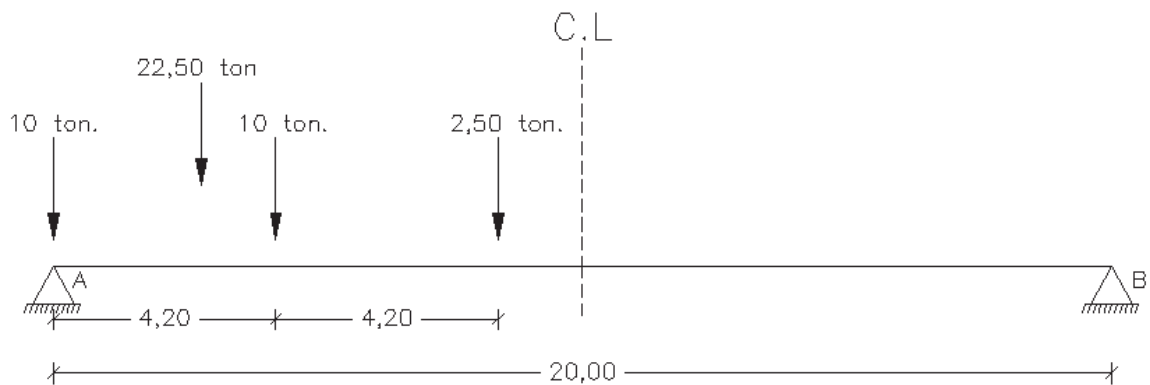
Con el gráfico 3,41 calculamos la máxima fuerza cortante en la viga debido a carga muerta, y obtenemos:

$$V_{CM} = 24,80 \text{ ton.}$$

Cortante debido a carga viva

El máximo esfuerzo cortante en la viga por carga viva, se da cuando el tren de cargas se ubica como se indica en el gráfico 3.44.

GRÁFICO 3.44
UBICACIÓN DESFAVORABLE PARA CORTANTE DE LAS CARGAS DEL CAMIÓN EN LA VIGA



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 20m = 10ton \cdot 20m + 10ton \cdot 15,80m + 2,50ton \cdot 11,60m$$

$$R_A = V_{CV} = 19,35ton.$$

$$V_{CV+I+f.Rueda} = 19,35ton \cdot 1,262 \cdot 1,148 = 28,03ton.$$

Cortante último

$$V_U = 1,30 \cdot \left(V_{CM} + \frac{5}{3} \cdot V_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(24,80ton + \frac{5}{3} \cdot 28,03ton \right) = 92,97 ton.$$

Acero a cortante

$$\vartheta_u = \frac{92,97E3kg}{0,85 \cdot 35cm \cdot 135cm} = 23,15 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$\vartheta_c = 0,55\sqrt{f_c} = 0,55 \cdot \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}} = 8,52 \frac{kg}{cm^2}.$$

$\vartheta_u < \vartheta_c \quad \therefore$ No cumple.

Ya que:

$$\phi \vartheta_n > \vartheta_u$$

$$\phi \vartheta_c + \phi \vartheta_s > \vartheta_u$$

$$\vartheta_s > \frac{\vartheta_u}{\phi} - \vartheta_c$$

Por lo tanto:

$$\vartheta_s = 23,15 \frac{kg}{cm^2} - 8,52 \frac{kg}{cm^2} = 14,63 \frac{kg}{cm^2}.$$

Y según ACI:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Por lo tanto el espaciamiento del refuerzo a corte será el menor valor de:

$$\left(S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}; S = 16 \cdot \phi_{V.Principal}; S = 48 \cdot \phi_{Estribo}; S = b \right)$$

Con cuatro ramales $\phi = 10\text{mm}$; $A_v = 0,79 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{4 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot 135 \text{ cm}}{14,63 \frac{kg}{cm^2} \cdot 35 \text{ cm} \cdot 135 \text{ cm}} = 25,92 \text{ cm}.$$

$$S = 16 \cdot 3,2 \text{ cm} = 51,20 \text{ cm}.$$

$$S = 48 \cdot 1,00\text{cm} = 48,00\text{cm}.$$

$$S = 35\text{cm}.$$

Por lo tanto el acero a cortante estará conformado por:

$$A_v = 4 \text{ ramales } \phi 10\text{mm} @ 0,25 \text{ m}.$$

Y en el tercio medio de la longitud de la viga:

$$A_v = 4 \text{ ramales } \phi 10\text{mm} @ 0,40 \text{ m}.$$

3.3.1.6 Longitud de desarrollo, longitud de ganchos y longitud de traslapes

Longitud de desarrollo

$$L_d = \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta}{5,30 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \geq 30\text{cm}. \text{ Para varillas de diámetros mayores a } 22\text{cm}.$$

$$L_d = \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta}{5,30 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \geq 30\text{cm}. \text{ Para varillas de diámetros menores a } 22\text{cm}.$$

Para este caso los valores de α y β serán iguales a 1.

Longitud del gancho

$$L_g = \frac{318 \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq 15\text{cm}.$$

Longitud de traslape

$$L_t = 1,30 \cdot L_d$$

Para los refuerzos que estén armados en paquetes la longitud de traslape se le aumentará un 33% de la longitud de traslapes de una varilla individual.

El siguiente cuadro muestra las diferentes longitudes de desarrollo, gancho y traslapes para los distintos diámetros de varillas que se utilizarán en el presente proyecto.

**CUADRO 3.2
LONGITUDES DE DESARROLLO, GANCHOS Y TRASLAPES**

BARRA ϕ	Ld (m)	Lg (m)	Lt (m)	Lt paquetes (m)
10	0,41	0,21	0,53	0,71
12	0,49	0,25	0,64	0,85
14	0,58	0,29	0,75	0,99
16	0,66	0,33	0,85	1,14
18	0,74	0,37	0,96	1,28
25	1,28	0,51	1,66	2,21
32	1,64	0,66	2,13	2,83

FUENTE: American Concrete Institute, ACI 318-95

3.3.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA LA ALTERNATIVA II⁹

3.3.2.1 Datos y bases de diseño

La configuración geométrica del tablero se hará de la misma manera que en la alternativa I

Las vigas principales serán vigas de tipo I de alma llena o trabes, las cuales tendrán las siguientes propiedades:

- Acero tipo: A 588
- Esfuerzo de fluencia: 3500 kg/cm².

3.3.2.2 Configuración de la viga y recomendaciones de prediseño

Número de vigas

$$\# \text{ de vigas} = \# \text{ de carriles} + 2 = 2 + 2 = 4 \text{ vigas}$$

⁹ American Association of state highway and transportation officials.: “Especificaciones Aashto para el diseño de puentes por el método LRFD.”

Separación entre vigas (S)

$$3,0m. > S > 2,0m.$$

$$S = \frac{\text{Ancho total de la calzada}}{\# \text{ de vigas}} = \frac{8,40m.}{4} = 2,10m.$$

$$3,0m. > 2,10 > 2,0m. \quad \therefore OK.$$

Y para los volados:

$$\frac{S}{2} = 1,05m.$$

Peralte de las vigas

La mínima altura de la trabe está relacionada con la luz de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$h = 0,033 \cdot L = 0,033 \cdot 20m = 0,66m \approx 0,70m.$$

Esta altura se utiliza solo para iniciar la iteración de las dimensiones que debe tener la trabe, luego de realizar todas las iteraciones se determina que la altura que satisface todos los requerimientos de la norma es:

$$h = 1,20m.$$

Espesor del alma

Para acero estructural los espesores no deben ser menores a 0,80 cm. Este artículo también recomienda aumentar el espesor para proteger el material de la corrosión donde se espera ambientes corrosivos severos.

De acuerdo a estas consideraciones y las iteraciones correspondientes para lograr satisfacer todos los requerimientos de la norma se selecciona un espesor de 2,7 cm.

$$t_w = 0,027m.$$

Patines

Para determinar el ancho del patín se utiliza la siguiente relación, la cual trata de evitar distorsiones del patín de compresión y del alma debidas a las cargas que se presentan.

$$b_{fc} \geq \frac{L}{85} = \frac{20}{85} = 0,24m = 0,30m.$$

Este ancho de los patines se utiliza solo para iniciar la iteración de las dimensiones que debe tener la trabe, luego de realizar todas las iteraciones se determina que el ancho que satisface todos los requerimientos de la norma es:

$$b_{fc} = 0,40m.$$

Espesores de los patines

Para la trabe de prueba se utiliza un espesor estándar para los patines de 2 cm. Pero luego de realizar todas las iteraciones se determina que el espesor que satisface todos los requerimientos de la norma es:

$$t_f = 0,03m.$$

3.3.2.3 Requerimientos de diseño

Las trabes o vigas tipo I de acero se deben diseñar para satisfacer todos los puntos descritos a continuación.

Límites de Proporción del Alma

$$\frac{D_w}{t_w} \leq 150.$$

$$\frac{1,20m}{0,027m} = 44,44 < 150 \quad \therefore OK.$$

Límites de Proporción de patines

La primera proporción intenta prevenir la distorsión del patín cuando se suelda con el alma de la trabe durante la fabricación.

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12$$

$$\frac{0,40}{2 \cdot 0,03} = 6,67 \leq 12 \quad \therefore OK.$$

La segunda proporción corresponde a la relación entre el ancho de patín y la altura del alma, esta relación influye significativamente en la capacidad de flexión del elemento.

$$\frac{D_w}{b_f} \leq 6$$

$$\frac{1,20}{0,40} = 3,00 < 6,00 \quad \therefore OK.$$

La tercera proporción relaciona los espesores límites de los patines para un mínimo de 1.1 veces el espesor del alma, requerimiento necesario para asegurar que los patines restringirán en algo el pandeo por cortante del alma.

$$t_f \geq 1,1t_w$$

$$0,03m \geq 1.1 \cdot 0,027m = 0,0297m \quad \therefore OK.$$

La cuarta proporción asegura que las proporciones de los patines sean eficientes y previene el uso de secciones que son difíciles de manejar durante la construcción.

$$1 \leq \frac{I_{yfc}}{I_{yft}} \leq 10.$$

La inercia de los patines se define así:

$$I_{yf} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{3cm \cdot (40cm)^3}{12} = 16000cm^4.$$

$$1 \leq \frac{16000}{16000} \leq 10 \quad \therefore OK.$$

3.3.2.4 Propiedades geométricas de la sección de acero

Ancho efectivo de la losa

El ancho efectivo de losa para una trabe se toma de la menor de las distancias entre:

$$a = S = 2,10m.$$

$$a = \frac{1}{4} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 20m = 5,00m.$$

$$a = 12 \cdot t_{losa} + \frac{b_f}{2} = 12 \cdot 0,20m + \frac{0,40m}{2} = 2,60m$$

Por lo tanto:

$$a = 2,10m.$$

A continuación se presentan las propiedades geométricas de la sección de prueba:

CUADRO 3.3
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGA DE ACERO

	A(cm ²)	d(cm)	Ad(cm ³)	Io(cm ⁴)	Ay ² (cm ⁴)	Icg (cm ⁴)
Patín Sup.	120,00	124,50	14940,00	90,00	155520,00	155610,00
Alma	324,00	63,00	20412,00	388800,00	0,00	388800,00
Patín Inf.	120,00	1,50	180,00	90,00	155520,00	155610,00
TOTAL	564,00	63,00	35532,00	388980,00		700020,00

FUENTE: Jonathan Rivas Castro.

3.3.2.5 Cálculos de los efectos de carga sobre las vigas trabes

Momento por carga muerta

$$P.P \text{ de la losa} = 0,20m \cdot 8,40m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 4,03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P.P \text{ de la capa de rodadura} = 0,05m \cdot 7,20m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,86 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P.P \text{ de las aceras} = 2 \cdot 0,20m \cdot 0,60m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P.P \text{ de las vigas} = 4 \cdot 0,0564m^2 \cdot 7,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1,77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{CM} = 7,24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\frac{W_{CM}}{\text{Viga}} = \frac{6,73 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{4} = 1,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \cdot L^2}{8} = \frac{1,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot (20m)^2}{8} = 90,50 \text{ ton} \cdot m$$

Cortante por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{W_{CM} \cdot L}{2} = \frac{1,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 20m}{2} = 18,10 \text{ ton}$$

Momento por carga viva

Para el camión HS-MTOP y con el mismo análisis del teorema de barré que se hizo en la alternativa I para ubicar al camión en el punto más desfavorable de la viga, se obtiene:

$$M_{CV} = 125,78 \text{ ton} \cdot m$$

Cortante por carga viva

Al igual que en la alternativa el cortante máximo se define cuando las cargas del camión se encuentran en el punto más desfavorable de la viga para efectos de cortante.

$$V_{CV} = 28,03 \text{ ton.}$$

Momento último

$$\begin{aligned} M_U &= 1,30 \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot M_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(90,50 \text{ ton} \cdot m + \frac{5}{3} \cdot 125,78 \text{ ton} \cdot m \right) \\ &= 390,17 \text{ ton} \cdot m \end{aligned}$$

Cortante último

$$V_U = 1,30 \cdot \left(V_{CM} + \frac{5}{3} \cdot V_{CV} \right) = 1,30 \cdot \left(18,10 \text{ ton} + \frac{5}{3} \cdot 28,03 \text{ ton} \right) = 84,26 \text{ ton.}$$

3.3.2.6 Esfuerzos en los patines debido a la flexión

Primero se debe calcular el módulo de la sección de acero en compresión y tracción.

$$s = \frac{I}{\bar{y}} = \frac{700020,00 \text{ cm}^4}{63 \text{ cm}} = 11111,43 \text{ cm}^3$$

Y el cálculo de los esfuerzos en la fibra más externa del patín superior debido a las cargas vivas y muertas se realiza a continuación.

$$\sigma_{t,c} = \frac{M_U}{S} = \frac{390,17E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{11111,43\text{cm}^3} = 3511,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Y como el esfuerzo de fluencia del acero A 588 es de 3500 kg/cm². Los esfuerzos en los patines están dentro del rango de esfuerzos permisibles.

3.3.2.7 Cálculo de la capacidad de momento plástico

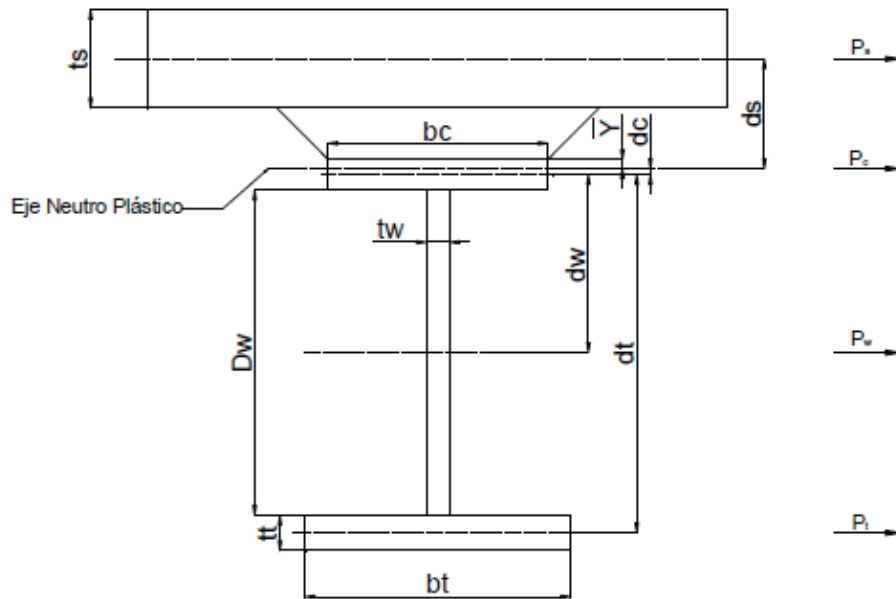
El momento plástico M_p es el momento que ocasiona fluencia total en la trabe, en el acero de refuerzo de la losa y una distribución uniforme de esfuerzos en la losa de concreto de $0,85 f'_c$ en compresión, el acero de refuerzo de la losa puede ser despreciado en regiones de flexión positiva.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se calcula de la siguiente manera:

- Calcular las fuerzas del elemento y usándolas para determinar si el eje plástico neutral está en el alma en los patines o en la losa.
- Calcular la posición del eje plástico neutral dentro del elemento determinado en el primer paso.
- Calcular el MP.

El siguiente gráfico muestra un esquema con todos los parámetros para el cálculo del momento plástico y el eje plástico neutro

GRÁFICO 3.45
PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Todas las fuerzas de elementos, dimensiones, y distancias deben ser tomadas como positivas.

Para el patín en tracción:

$$P_t = F_y \cdot b_t \cdot t_t = \frac{3500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 40cm \cdot 3cm}{1000} = 420ton.$$

Para el patín en compresión:

$$P_c = F_y \cdot b_c \cdot t_c = \frac{3500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 40cm \cdot 3cm}{1000} = 420ton.$$

Para el alma:

$$P_w = F_y \cdot D_w \cdot t_w = \frac{3500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 120cm \cdot 2,70cm}{1000} = 1134ton.$$

Para la losa:

$$P_s = 0,85 \cdot f_s \cdot b_s \cdot t_s = 0,85 \cdot 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 210\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 856,80\text{ton}.$$

El eje plástico puede estar dentro del alma o dentro del patín en compresión, dependiendo las condiciones a continuación.

Dentro del alma:

$$P_t + P_w > P_c + P_s$$

$$1554\text{ton} > 1276,80\text{ton} \quad \therefore \text{OK}.$$

Por lo tanto:

Ubicación del eje neutro

$$\bar{Y} = \frac{D_w}{2} \cdot \left(\frac{P_t - P_c - P_s}{P_w} + 1 \right)$$

$$\bar{Y} = \frac{120}{2} \cdot \left(\frac{420 - 420 - 856,80}{1134} + 1 \right) = 14,67\text{cm}.$$

Momento plástico

$$M_P = \frac{P_w}{2D} \cdot [\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2] + (P_s \cdot d_s + P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t)$$

Para esto debemos calcular d_s , d_c , d_t .

$$d_s = \bar{Y} + t_c + \frac{t_s}{2} = 14,67\text{cm} + 3\text{cm} + \frac{20\text{cm}}{2} = 27,67\text{cm}.$$

$$d_c = \bar{Y} + \frac{t_c}{2} = 14,67\text{cm} + \frac{3\text{cm}}{2} = 16,17\text{cm}.$$

$$d_t = \frac{t_t}{2} + D_w - \bar{Y} = \frac{3cm}{2} + 120cm - 14,67 = 106,83cm.$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} M_P &= \frac{1134ton}{2 \cdot 1,20m} \cdot [(0,1467m)^2 + (1,20m - 0,1467m)^2] \\ &\quad + (856,80ton \cdot 0,2767m + 420ton \cdot 0,1617m + 420ton \cdot 1,0683m) \\ &= 759,02ton \cdot m \end{aligned}$$

Y como:

$$M_U < M_P \quad \therefore OK.$$

3.3.2.8 Verificación al pandeo Local

Los elementos sujetos a compresión de la trabe deben satisfacer las siguientes consideraciones, para no tener problemas de pandeo local.

Patín en compresión

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$$

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = \frac{40cm}{2 \cdot 3cm} = 6,67$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{2,1E6 \frac{kg}{cm^2}}{3500 \frac{kg}{cm^2}}} = 9,31.$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf} \quad \therefore OK.$$

Alma en compresión

d_{wc} = Altura del alma en compresión.

$$d_{wc} = \bar{Y}.$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{pw}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{wc}}{2 \cdot t_{wc}} = \frac{14,67 \text{ cm}}{2 \cdot 2,7 \text{ cm}} = 2,72.$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{2,1E6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 9,31.$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf} \quad \therefore \text{OK.}$$

3.3.2.9 Verificación por aplastamiento del alma

Con esta verificación se intenta prevenir la inestabilidad local o aplastamiento del alma resultado del alto esfuerzo de compresión debido a las cargas concentradas o reacción de apoyos.

Las almas sujetas a cargas concentradas de compresión deben satisfacer:

$$R_u \leq \phi_w \cdot R_n$$

$$R_u = V_u = 84,26 \text{ ton.}$$

$\phi_w = 0,80$ = factor de resistencia para aplastamiento de alma.

$$R_n = 0,80 \cdot t_w^2 \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{h_v} \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}}$$

$N = 40 \text{ cm}$ = longitud del apoyo.

$$R_n = \frac{0,80 \cdot (2,7\text{cm})^2 \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{40\text{cm}}{126\text{cm}} \right) \cdot \left(\frac{2,7\text{cm}}{3,0\text{cm}} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,1E6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 3\text{cm}}{2,7\text{cm}}}}{1000}$$

$$R_n = 955,60 \text{ ton.}$$

$$84,26 \text{ ton} \leq 764,48 \text{ ton.} \quad \therefore \text{OK.}$$

3.3.2.10 Resistencia al corte

La viga en toda su longitud debe satisfacer el siguiente requerimiento:

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_{CR}$$

$$\phi_v = 1,00 = \text{factor de resistencia para corte.}$$

$$V_{CR} = 0,58 \cdot f_y \cdot D_w \cdot t_w = \frac{0,58 \cdot 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 120\text{cm} \cdot 2,7\text{cm}}{1000} = 657,72 \text{ ton.}$$

$$84,26\text{ton} < 657,72\text{ton} \quad \therefore \text{OK.}$$

3.3.2.11 Conectores de cortante

El propósito de los conectores de cortante es asegurar la acción compuesta entre la losa de hormigón y la trabe de acero previniendo así que la losa tenga un deslizamiento relativo a la trabe o un levantamiento relativo al patín de compresión.

Para esto vamos a utilizar perfiles laminados C100x50x4mm.

Resistencia Nominal al Cortante de los Conectores de Cortante

La resistencia nominal a cortante, Q_n , de un solo conector de cortante tipo canal empotrado en una losa de hormigón es igual a:

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,30 \cdot (t_{fcc} + 0,50 \cdot t_{wcc}) \cdot L_{cc} \cdot \sqrt{E_c \cdot f_c} \\
 &= \frac{0,30 \cdot (0,40\text{cm} + 0,50 \cdot 0,40\text{cm}) \cdot 30\text{cm} \cdot \sqrt{2,3E5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{1000} \\
 &= 40,12 \text{ ton.}
 \end{aligned}$$

Resistencia Factorada al Cortante de los Conectores de Cortante

La resistencia factorada, Q_r , de un solo conector de cortante se obtiene multiplicando la resistencia nominal por el factor de resistencia de conectores de cortante igual a 0,85.

$$Q_r = 34,10 \text{ ton.}$$

Fuerza Nominal de Corte

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

Donde:

P_p = Fuerza cortante total longitudinal en la losa de hormigón en el punto de máximo momento positivo.

F_p = Fuerza total de corte radial en la losa de hormigón en el punto de máximo momento positivo, y es igual a cero para puentes rectos.

La fuerza cortante total longitud se obtiene del menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$P_{1P} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot t_{losa} = \frac{0,85 \cdot 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 210\text{cm} \cdot 20\text{cm}}{1000} = 856,80 \text{ ton.}$$

$$P_{2P} = f_y \cdot D_w \cdot t_w + f_y \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + f_y \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}$$

$$P_{2P} = \frac{3500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 120cm \cdot 2,7cm + 2 \cdot 3500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 40cm \cdot 3,0cm}{1000} = 1974 ton.$$

Por lo tanto:

$$P_p = 856,80 ton.$$

Y la fuerza nominal de corte:

$$P = 856,80 ton.$$

Número Mínimo de Conectores de Cortante

$$n = \frac{P}{Q_r} = \frac{856,80 ton}{34,10 ton} = 25,13 \approx 25 \text{ conectores.}$$

Por lo tanto:

1 perfil C100x50x4mm @ 0,80m en cada viga.

3.3.3 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA PARA LAS DOS ALTERNATIVAS¹⁰

3.3.3.1 Datos y bases de diseño

Para el diseño de los estribos se cuentan con los siguientes datos, algunos obtenidos luego de los estudios preliminares.

- Longitud del puente: 20,00 m.
- Altura de cimentación: 6,00 m.
- Esfuerzo admisible del suelo: 15,00 ton/m².
- Peso específico del suelo: 1,75 ton/m³.
- Ángulo de fricción del suelo: 35° (suelo de relleno compactado).
- Esfuerzo a compresión del hormigón: 240 kg/cm².

¹⁰ Ing. Freddy Ponce.: "Diseño de puentes de hormigón Armado.

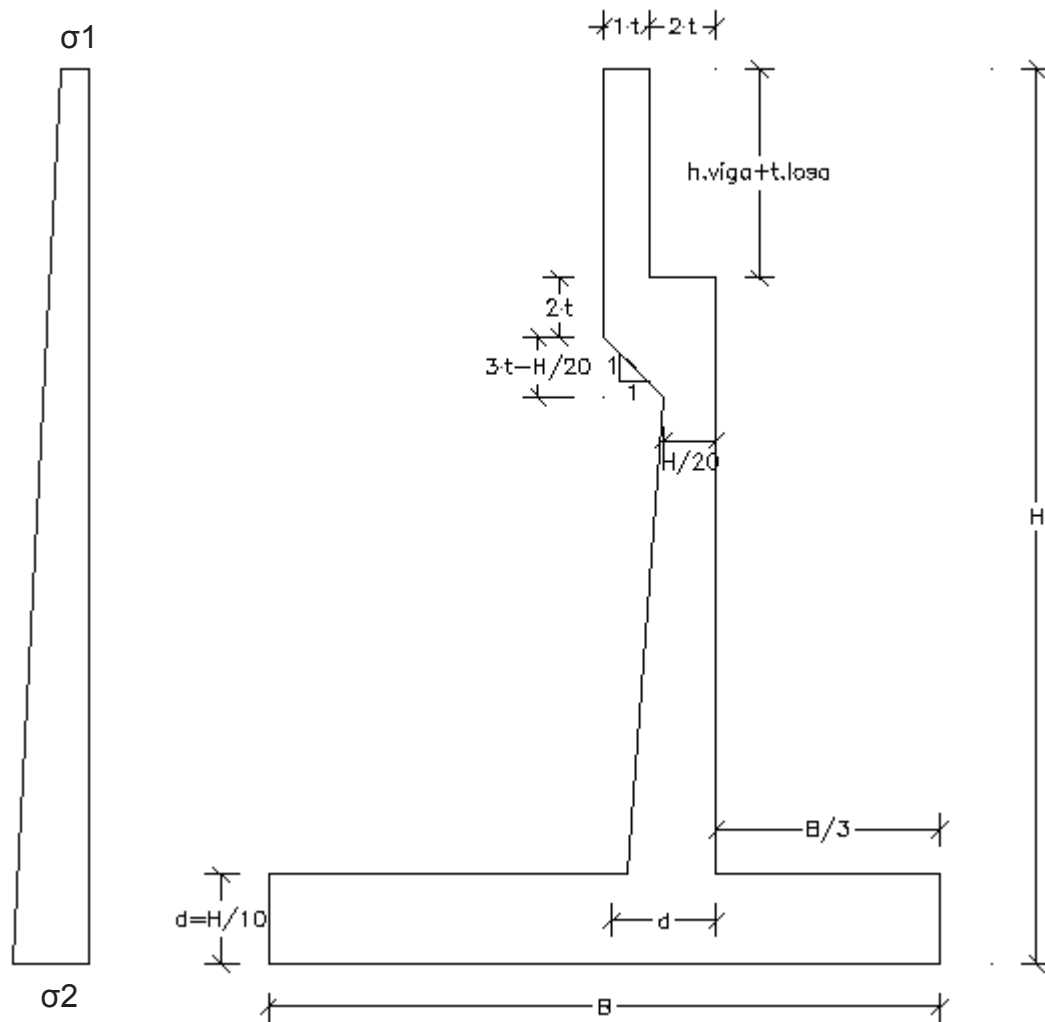
- Esfuerzo de fluencia del acero: 4200 kg/cm².

3.3.3.2 Configuración geométrica de los estribos

Criterios de prediseño

La configuración geométrica de los estribos se realiza mediante los criterios de prediseño que se muestran en el gráfico a continuación.

GRÁFICO 3.46
CRITERIOS DE PREDISEÑO PARA ESTRIBOS DE UN PUENTE



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$B = 1,50 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_V}{\gamma_s \cdot H}}$$

Para calcular el momento debido al volcamiento se debe utilizar el diagrama de presiones del suelo debido a empuje lateral.

$$M_V = \frac{H^2}{6} \cdot (2 \cdot \sigma_1 + \sigma_2)$$

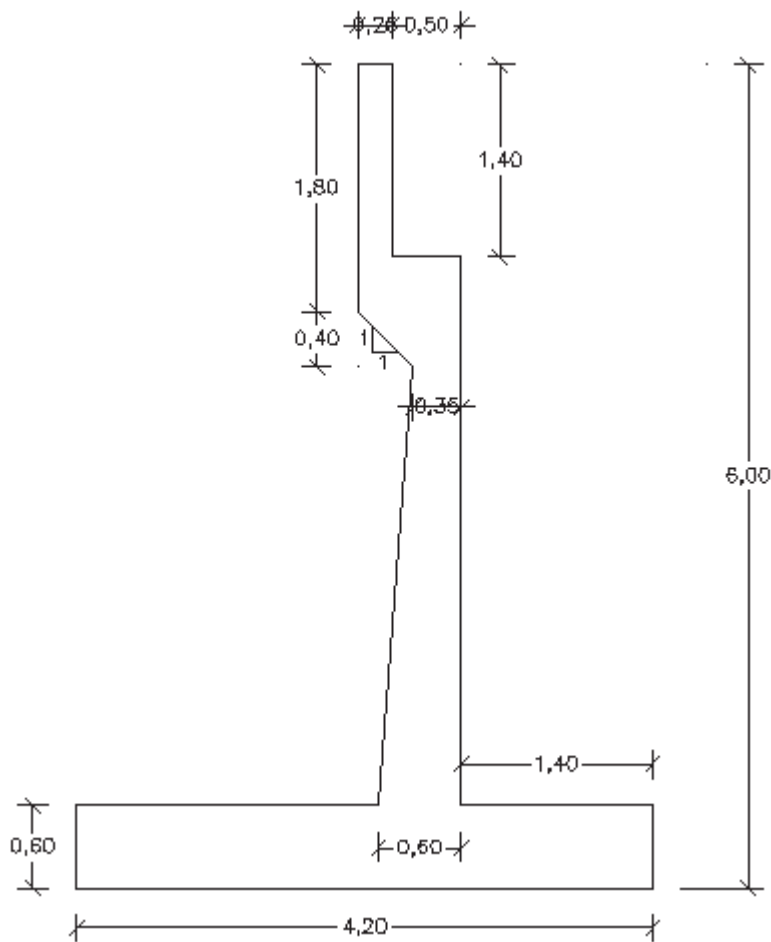
$$\sigma_1 = 0,60 \cdot \gamma_s \cdot ka$$

$$\sigma_2 = (H + 0,60) \cdot \gamma_s \cdot ka$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Estos criterios se utilizan solo para iniciar la iteración de las dimensiones que deben tener los estribos. Luego de analizar los criterios de prediseño, las recomendaciones del estudio de suelos para cimentación y los estados de carga que indican las normas y códigos, se establece que las dimensiones que satisfacen todos estos requerimientos son las que se indican en el gráfico 3.47.

GRÁFICO 3.47
DIMENSIONES DE LOS ESTRIBOS

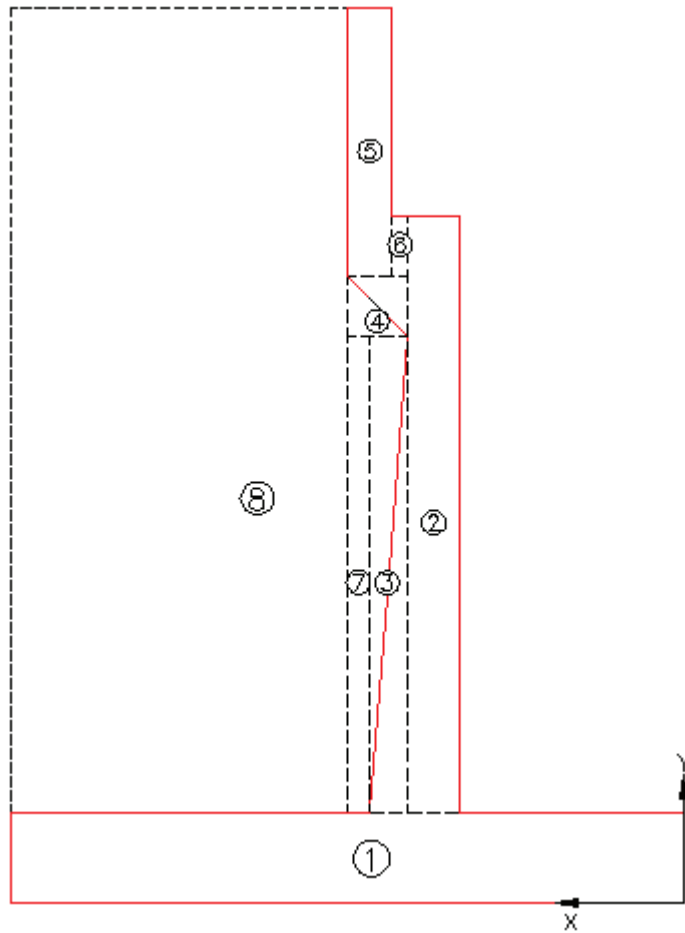


FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Propiedades geométricas de los estribos

Para facilitar el cálculo de las propiedades geométricas se utiliza un gráfico como el siguiente.

GRÁFICO 3.48
ESTRIBO DISTRIBUIDO EN SECCIONES, PARA EL CÁLCULO DEL PESO Y CENTROIDE



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

Y los resultados se tabulan en el siguiente cuadro:

**CUADRO 3.4
PESO Y CENTROIDE DEL ESTRIBO**

SECTOR	A	Wi	Xi	Yi	W.Xi	W.Yi
1	2,520	6,048	2,100	0,300	12,701	1,814
2	1,400	3,360	1,575	2,600	5,292	8,736
3	0,800	1,660	1,875	2,200	3,113	3,652
4	0,160	0,332	1,950	4,000	0,647	1,328
5	0,450	1,080	1,975	5,100	2,133	5,508
6	0,060	0,144	1,825	4,400	0,263	0,634
7	0,480	0,840	2,075	2,200	1,743	1,848
8	11,880	20,790	3,250	3,300	67,568	68,607
		34,254			93,459	92,127

CENTROIDE.

X=	2,728
Y=	2,690

FUENTE: Jonathan Rivas Castro

3.3.3.3 Análisis de los estados de carga

Estados de carga

Los estribos se deben diseñar considerando los siguientes estados de carga:

A. Muro.

- I. Empuje del suelo. (100% del σ_{adm}).
- II. Empuje del suelo + Sismo. (133% del σ_{adm}).

B. Muro + Puente.

- III. Empuje del suelo + R. Carga muerta de la superestructura + R. Carga viva. (100% del σ_{adm}).
- IV. Empuje del suelo + R. Carga muerta de la superestructura + Sismo Muro + Sismo puente. (133% del σ_{adm}).
- V. Empuje del suelo + R. Carga muerta de la superestructura + Carga Viva en el terraplén. (100% del σ_{adm}).

Verificación de estabilidad

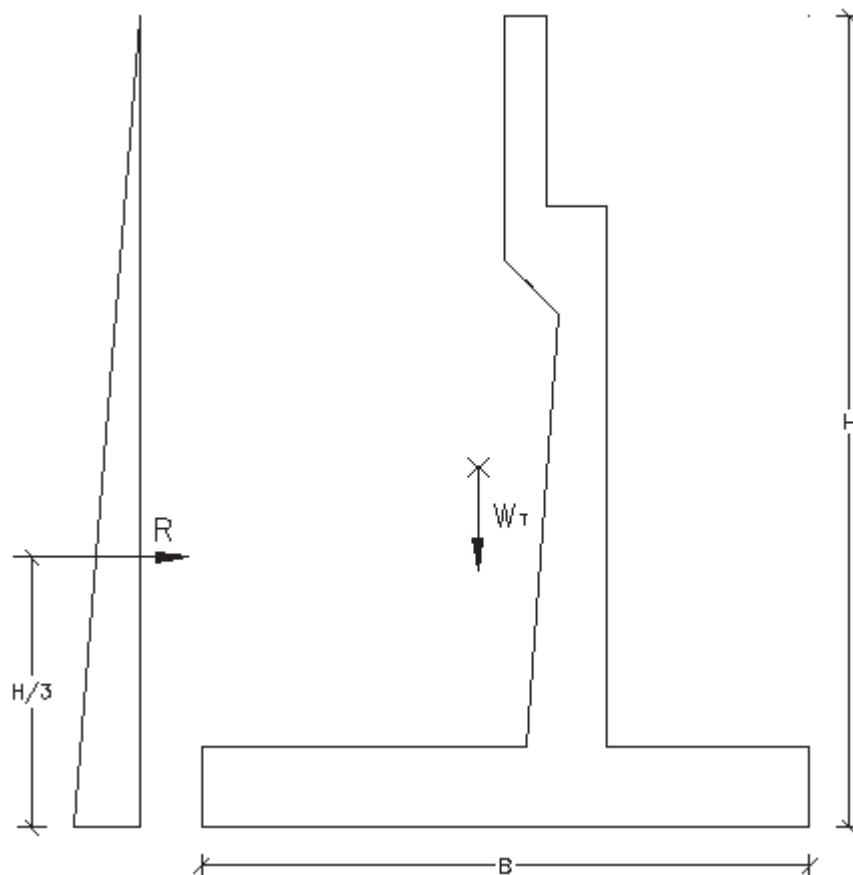
Para asegurar la estabilidad de la estructura se deben chequear los siguientes parámetros:

- Seguridad al volcamiento. $F.S._v \geq 2,0$
- Seguridad al deslizamiento. $F.S._d \geq 1,5$
- Esfuerzo admisible del suelo. $\sigma_{Suelo} \leq \sigma_{adm.}$

I Estado de cargas

En el siguiente gráfico se representa el estribo con el diagrama de presiones debido al empuje del suelo y la carga debido al peso de la estructura.

GRÁFICO 3.49
ESQUEMA DEL ESTRIBO CON LAS CARGAS DEL I ESTADO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$\sigma = \gamma_s \cdot H \cdot k_a$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0,271.$$

$$\sigma = 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 6,00\text{m} \cdot 0,271 = 2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}.$$

$$R = \frac{\sigma \cdot H}{2} = \frac{2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 6,00\text{m}}{2} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$M_V = R \cdot \frac{H}{3} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \frac{6,00\text{m}}{3} = 17,10 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_E = W_T \cdot \bar{x} = 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,606\text{m} = 93,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$F.S.V = \frac{M_E}{M_V} = \frac{93,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{17,10 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}} = 5,46 > 2,0 \quad \therefore \text{OK}.$$

$$F.S.D = \frac{W_T \cdot \tan \phi}{R} = \frac{34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \tan(35,00)}{8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 2,81 > 1,50 \quad \therefore \text{OK}.$$

$$x = \frac{\Delta M}{W_T} = \frac{93,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 17,10 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 2,23\text{m}$$

$$\text{Tercio Medio} = \frac{B}{3} = \frac{4,20\text{m}}{3} = 1,40\text{m}.$$

$$x > T.M \quad \therefore e = -0,13\text{m}.$$

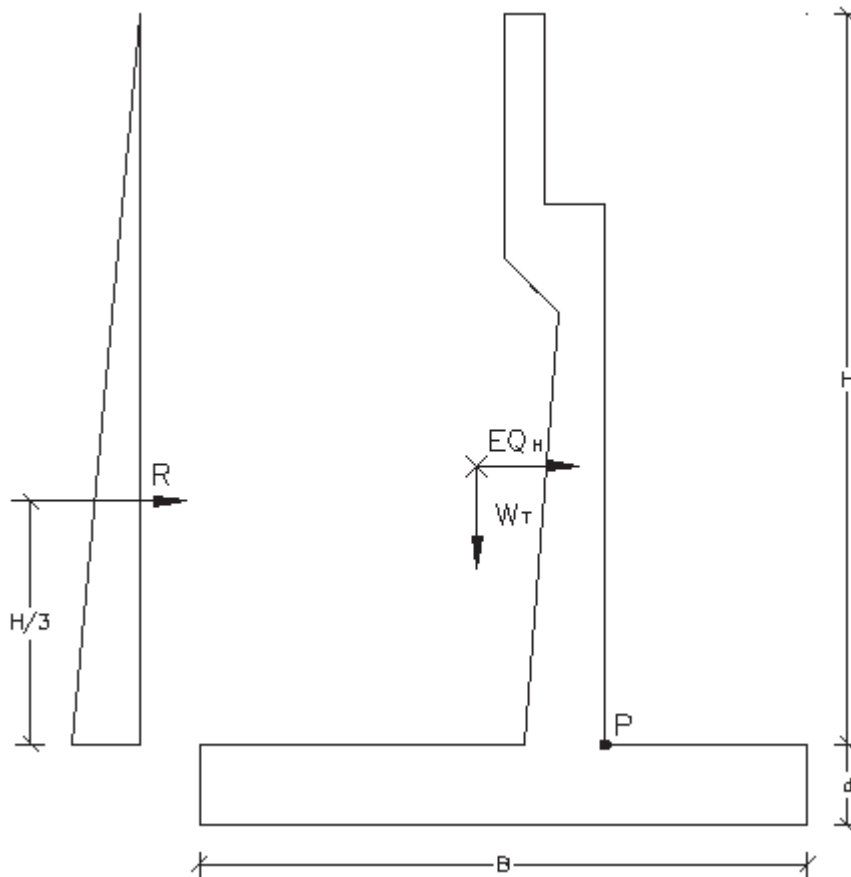
$$\sigma_s = \frac{W_T}{B} \pm \frac{6 \cdot W_T \cdot e}{B^2} = \frac{34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{4,20\text{m}} \pm \frac{6 \cdot 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot -0,13\text{m}}{(4,20\text{m})^2} = \left(9,67 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; 6,64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_s < 100\% \cdot \sigma_{adm} \quad \therefore OK.$$

II Estado de cargas

En el siguiente gráfico se representa el estribo con el diagrama de presiones debido al empuje del suelo, la carga debido al peso de la estructura y la representación de la fuerza sísmica sobre la estructura.

GRÁFICO 3.50
ESQUEMA DEL ESTRIBO CON LAS CARGAS DEL II ESTADO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$E \cdot Q_H = 0,137 \cdot W_T = 0,137 \cdot 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 4,693 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{EQ} = E \cdot Q_H \cdot \bar{Y} = 4,693 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,690\text{m} = 12,62 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\sigma = \gamma_s \cdot H \cdot ka$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0,271.$$

$$\sigma = 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 6,00\text{m} \cdot 0,271 = 2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}.$$

$$R = \frac{\sigma \cdot H}{2} = \frac{2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 6,00\text{m}}{2} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$M_V = R \cdot \frac{H}{3} + M_{EQ} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \frac{6,00\text{m}}{3} + 12,62 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 29,72 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_E = W_T \cdot \bar{x} = 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,728\text{m} = 93,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$F.S.V = \frac{M_E}{M_V} = \frac{93,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{29,72 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}} = 3,14 > 2,0 \quad \therefore OK.$$

$$F.S.D = \frac{W_T \cdot \tan \phi}{R + E \cdot Q_H} = \frac{34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \tan(35)}{8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 4,693 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 1,81 > 1,50 \quad \therefore OK.$$

$$x = \frac{\Delta M}{W_T} = \frac{93,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 29,72 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 1,86\text{m}$$

$$\text{Tercio Medio} = \frac{B}{3} = \frac{4,20\text{m}}{3} = 1,40\text{m}.$$

$$x > T.M \quad \therefore e = 0,24\text{m}.$$

$$\sigma_s = \frac{W_T}{B} \pm \frac{6 \cdot W_T \cdot e}{B^2} = \frac{34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{4,20\text{m}} \pm \frac{6 \cdot 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 0,24\text{m}}{(4,20\text{m})^2} = \left(5,36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; 10,95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_s < 100\% \cdot \sigma_{adm} \quad \therefore OK.$$

III Estado de cargas

En este estado no es necesario verificar la seguridad al volcamiento y al deslizamiento, debido a que estos factores no son críticos.

Se calcula la carga muerta de la superestructura:

$$P.P \text{ de la losa} = 0,20m \cdot 20,00m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 9,60 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de la capa de rodadura} = \frac{0,05m \cdot 7,20m \cdot 20m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{8,40m} = 2,06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de las aceras} = \frac{2 \cdot 0,20m \cdot 0,60m \cdot 20m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{8,40m} = 1,37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$P.P \text{ de las vigas} = \frac{4 \cdot 0,35m \cdot 1,20m \cdot 20m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{8,40m} = 9,60 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

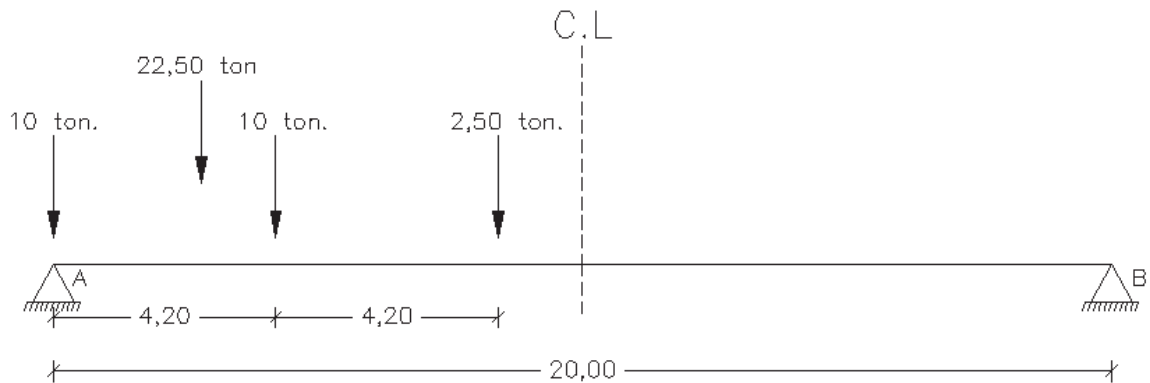
$$P.P \text{ de los diafragmas} = \frac{9 \cdot 0,20m \cdot 1,10m \cdot 1,75m \cdot 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{8,40m} = 0,99 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$W_{CM} = 23,62 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$R_{CM/ml} = \frac{23,62 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{2} = 11,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

Y para la carga viva:

GRÁFICO 3.51
UBICACIÓN DE LA CARGA VIVA PARA EL CÁLCULO DE LA FUERZA
SOBRE EL ESTRIBO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 20m = 10ton \cdot 20m + 10ton \cdot 15,80m + 2,50ton \cdot 11,60m$$

$$R_A = 19,35ton.$$

Pero esta reacción es para una sola línea de cargas, debido a que el camión de diseño tiene dos líneas de cargas y el puente es diseñado para dos carriles el valor de R_A se debe multiplicar por 4, para considerar el caso más desfavorable de carga viva que recibe el estribo.

$$R_{CV} = \frac{19,35ton \cdot 4}{8,40m} = 9,21 \frac{ton}{m}.$$

El gráfico 3.49 muestra el diagrama de presiones debido al empuje del suelo y la carga debido al peso de la estructura.

$$\sigma = \gamma_s \cdot H \cdot k_a$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0,271.$$

$$\sigma = 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 6,00\text{m} \cdot 0,271 = 2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}.$$

$$R = \frac{\sigma \cdot H}{2} = \frac{2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 6,00\text{m}}{2} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$M_V = R \cdot \frac{H}{3} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \frac{6,00\text{m}}{3} = 17,10 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} M_E &= W_T \cdot \bar{x} + (R_{CM} + R_{CV}) \cdot \bar{x}_{\text{Del punto de apoyo}} \\ &= 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,728\text{m} + \left(11,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 9,21 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \right) \cdot 1,65\text{m}. \end{aligned}$$

$$M_E = 128,13 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$x = \frac{\Delta M}{W_T + R_{CM} + R_{CV}} = \frac{128,13 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 17,10 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{55,274 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 2,01\text{m}$$

$$\text{Tercio. Medio} = \frac{B}{3} = \frac{4,20\text{m}}{3} = 1,40\text{m}.$$

$$x > T.M \quad \therefore e = 0,09\text{m}.$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{W_T + R_{CM} + R_{CV}}{B} \pm \frac{6 \cdot (W_T + R_{CM} + R_{CV}) \cdot e}{B^2} \\ &= \frac{55,274 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{4,20\text{m}} \pm \frac{6 \cdot 55,274 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 0,09\text{m}}{(4,20\text{m})^2} = \left(11,47 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; 14,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \end{aligned}$$

$$\sigma_s < 100\% \cdot \sigma_{adm} \quad \therefore OK.$$

IV Estado de cargas

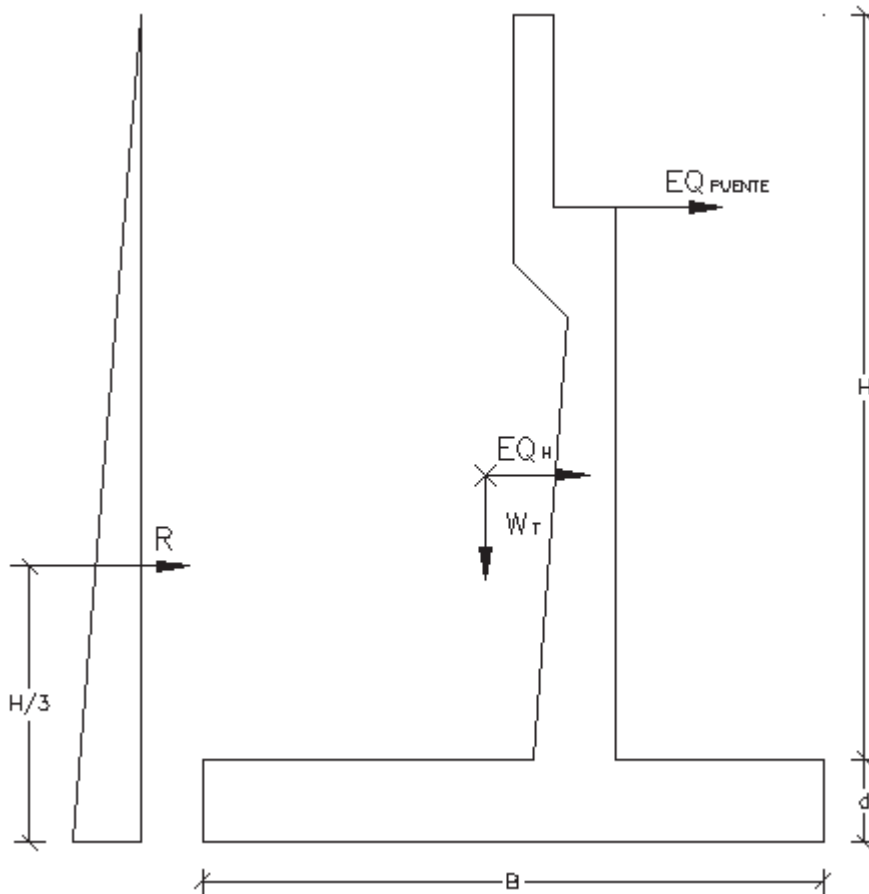
En este estado no es necesario verificar la seguridad al volcamiento y al deslizamiento, debido a que estos factores no son críticos.

Como ya se había calculado en el III estado de cargas tenemos:

$$R_{CM/ml} = 11,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El siguiente gráfico muestra el diagrama de presiones debido al empuje del suelo, la carga debido al peso de la estructura, la representación de la fuerza sísmica sobre el estribo y la representación de la fuerza sísmica ocasionada por la superestructura.

GRÁFICO 3.52
ESQUEMA DEL ESTRIBO CON LAS CARGAS DEL IV ESTADO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$E \cdot Q_{PUENTE} = 0,137 \cdot R_{CM} = 0,137 \cdot 11,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 1,618 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{EQ-PUENTE} = E \cdot Q_{PUENTE} \cdot 4,60\text{m} = 1,618 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 4,60\text{m} = 7,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$E \cdot Q_H = 0,137 \cdot W_T = 0,137 \cdot 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 4,69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{EQ} = E \cdot Q_H \cdot \bar{Y} = 4,69 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,690\text{m} = 12,62 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\sigma = \gamma_s \cdot H \cdot k_a$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{35,00}{2} \right) = 0,271.$$

$$\sigma = 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 6,00\text{m} \cdot 0,271 = 2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}.$$

$$R = \frac{\sigma \cdot H}{2} = \frac{2,85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 6,00\text{m}}{2} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}.$$

$$\begin{aligned} M_V &= R \cdot \frac{H}{3} + M_{EQ} + M_{EQ-PUENTE} = 8,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \frac{6,00\text{m}}{3} + 12,62 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} + 7,44 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} \\ &= 37,16 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_E &= W_T \cdot \bar{x} + R_{CM} \cdot \bar{x}_{\text{Del punto de apoyo}} = 34,254 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,728\text{m} + 11,81 \cdot 1,65\text{m}. \\ &= 112,93 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$x = \frac{\Delta M}{W_T + R_{CM}} = \frac{112,93 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 37,16 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{46,06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 1,65\text{m}$$

$$\text{Tercio Medio} = \frac{B}{3} = \frac{4,20\text{m}}{3} = 1,40\text{m}.$$

$$x > T.M \quad \therefore e = 0,45\text{m}.$$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{W_T + R_{CM}}{B} \pm \frac{6 \cdot (W_T + R_{CM}) \cdot e}{B^2} = \frac{46,06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{4,20\text{m}} \pm \frac{6 \cdot 46,06 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 0,45\text{m}}{(4,20\text{m})^2} \\ &= \left(3,92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; 18,02 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)\end{aligned}$$

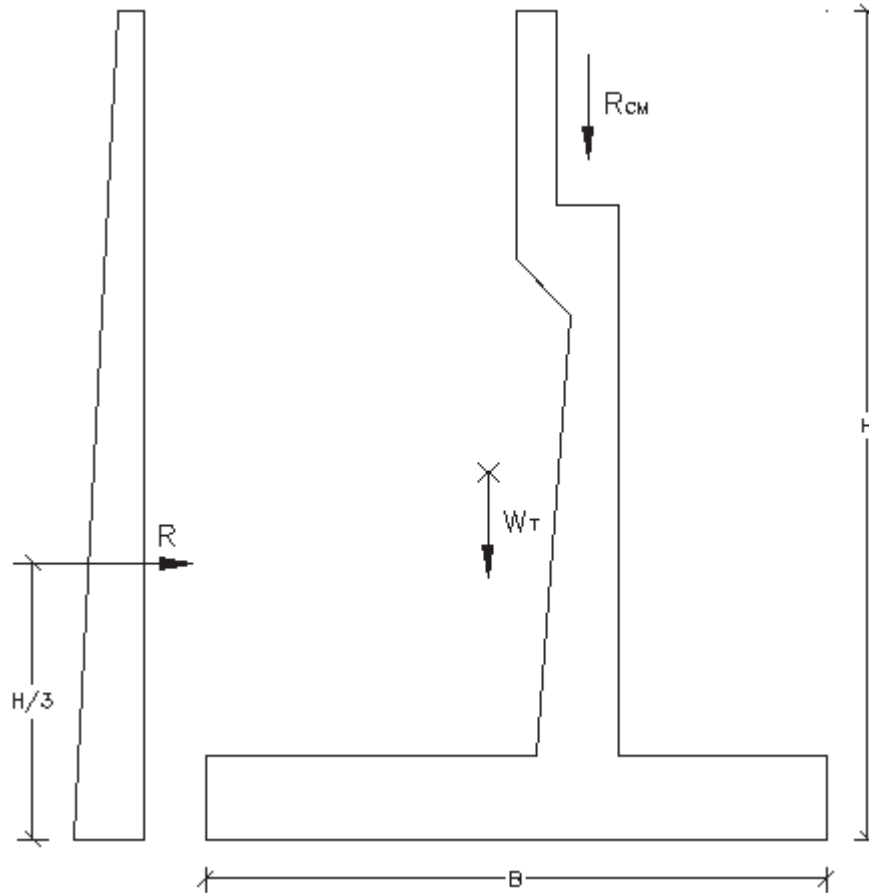
$$\sigma_s < 133\% \cdot \sigma_{adm} \quad \therefore OK.$$

V Estado de cargas

En este estado no es necesario verificar la seguridad al volcamiento y al deslizamiento, debido a que estos factores no son críticos.

El siguiente gráfico muestra el diagrama de presiones debido al empuje del suelo mas el efecto producido por la carga viva en el terraplén, la carga debido al peso de la estructura y la reacción debido a la carga muerta de la superestructura.

GRÁFICO 3.53
ESQUEMA DEL ESTRIBO CON LAS CARGAS DEL V ESTADO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$\sigma_1 = 0,60 \cdot \gamma_s \cdot ka$$

$$\sigma_2 = (H + 0,60) \cdot \gamma_s \cdot ka$$

$$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0,271.$$

$$\sigma_1 = 0,60 \cdot 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 0,271 = 0,28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}.$$

$$\sigma_2 = (6,00\text{m} + 0,60) \cdot 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 0,271 = 3,13 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}.$$

$$M_V = \frac{H^2}{6} \cdot (2 \cdot \sigma_1 + \sigma_2)$$

$$M_V = \frac{(6,00m)^2}{6} \cdot \left(2 \cdot 0,28 \frac{ton}{m^2} + 3,13 \frac{ton}{m^2} \right) = 22,14 \frac{ton}{m}$$

$$\begin{aligned} M_E &= W_T \cdot \bar{x} + (R_{CM}) \cdot \bar{x}_{Del\ punto\ de\ apoyo} \\ &= 34,254 \frac{ton}{m} \cdot 2,728m + 11,81 \frac{ton}{m} \cdot 1,65m. \end{aligned}$$

$$M_E = 112,93 \frac{ton}{m}.$$

$$x = \frac{\Delta M}{W_T + R_{CM}} = \frac{112,93 \frac{ton \cdot m}{m} - 22,14 \frac{ton \cdot m}{m}}{46,06 \frac{ton}{m}} = 1,97m$$

$$Tercio.Medio = \frac{B}{3} = \frac{4,20m}{3} = 1,40m.$$

$$x > T.M \quad \therefore e = 0,13m.$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{W_T + R_{CM}}{B} \pm \frac{6 \cdot (W_T + R_{CM}) \cdot e}{B^2} = \frac{46,06 \frac{ton}{m}}{4,20m} \pm \frac{6 \cdot 46,06 \frac{ton}{m} \cdot 0,13m}{(4,20m)^2} \\ &= \left(8,93 \frac{ton}{m^2}; 13,00 \frac{ton}{m^2} \right) \end{aligned}$$

$$\sigma_s < 100\% \cdot \sigma_{adm} \quad \therefore OK.$$

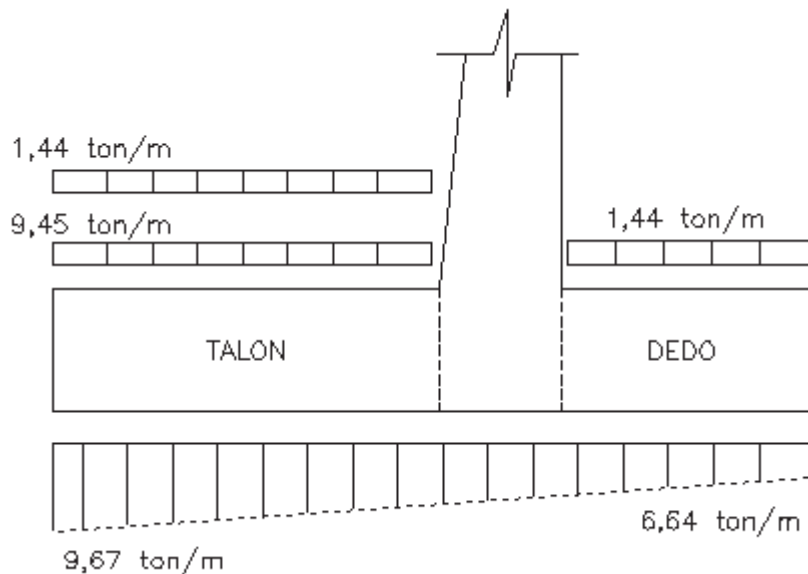
3.3.3.4 Cálculo de los momentos y cortantes en la zapata

Para el cálculo de los esfuerzos en la zapata se utilizarán los esfuerzos determinados en la etapa de verificación de los estados de cargas y se aplicarán los factores de mayoración de 1,70 y 1,30 para los estados sin sismo (I y III) y con sismo (II y IV) respectivamente.

Momento y cortante para el estado de cargas I

Con la ayuda del siguiente gráfico se procede al cálculo de momentos y cortante para el estado I de cargas.

GRÁFICO 3.54 ESFUERZOS SOBRE LA ZAPATA DEBIDO AL ESTADO DE CARGAS I POR UN METRO DE ANCHO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$M_{TALON} = \frac{(2,20m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(9,67 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(8,08 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= -4,23ton \cdot m$$

$$M_{DEDO} = \frac{(1,40m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(6,64 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(7,65 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= 5,43ton \cdot m$$

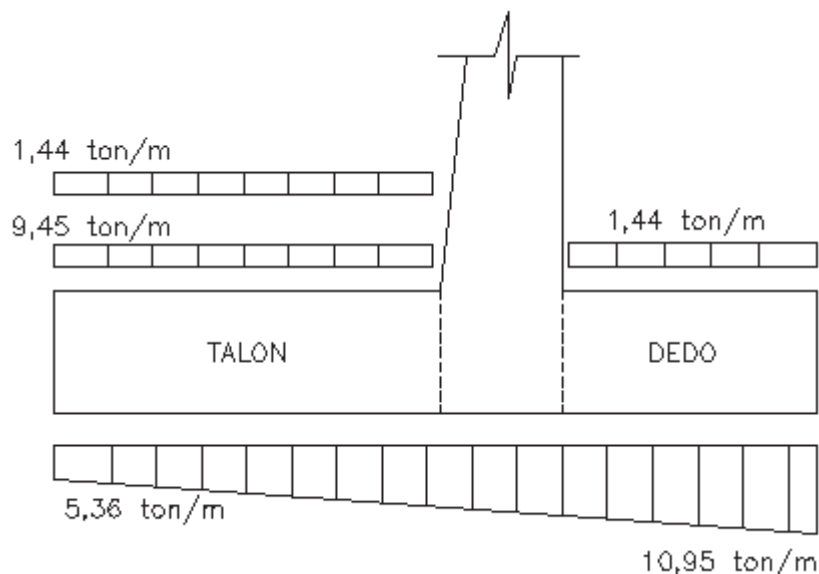
$$V_{TALON} = \frac{1,70m}{2} \cdot \left[\left(9,67 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(8,44 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right] = -3,12ton$$

$$V_{DEDO} = \frac{0,90m}{2} \cdot \left[\left(6,64 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(7,29 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right] = 4,97ton$$

Momento y cortante para el estado de cargas II

Con la ayuda del siguiente gráfico se procede al cálculo de momentos y cortante para el estado II de cargas.

GRÁFICO 3.55 ESFUERZOS SOBRE LA ZAPATA DEBIDO AL ESTADO DE CARGAS II POR UN METRO DE ANCHO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$M_{TALON} = \frac{(2,20m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(5,36 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(8,29 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= -11,01ton \cdot m$$

$$M_{DEDO} = \frac{(1,40m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(10,95 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(9,09 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= 8,71ton \cdot m$$

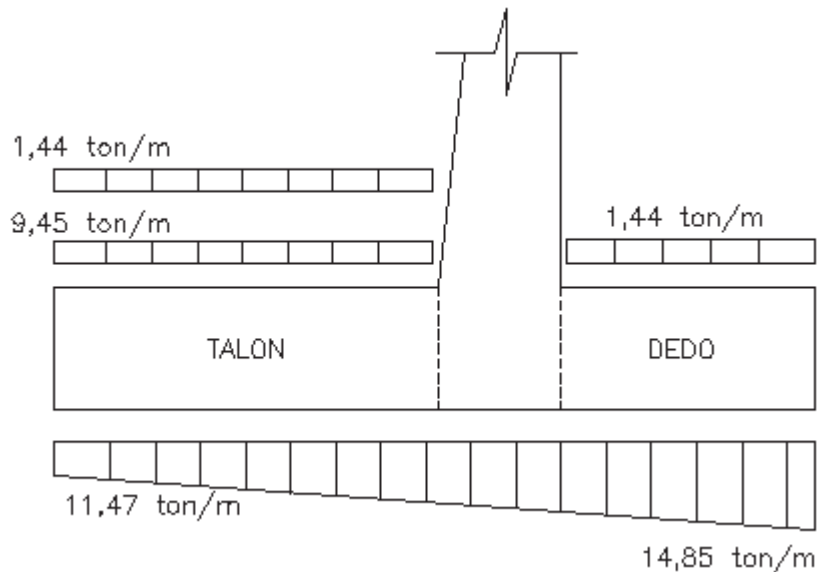
$$V_{TALON} = \frac{1,70m}{2} \cdot \left[\left(5,36 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(7,62 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right] = -7,48ton$$

$$V_{DEDO} = \frac{0,90m}{2} \cdot \left[\left(10,95 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(9,75 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right] = 8,02ton$$

Momento y cortante para el estado de cargas III

Con la ayuda del siguiente gráfico se procede al cálculo de momentos y cortante para el estado III de cargas.

GRÁFICO 3.56 ESFUERZOS SOBRE LA ZAPATA DEBIDO AL ESTADO DE CARGAS III POR UN METRO DE ANCHO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro.

$$M_{TALON} = \frac{(2,20m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(11,47 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(13,24 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= 2,83ton \cdot m$$

$$M_{DEDO} = \frac{(1,40m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(14,85 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(13,72 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= 12,77ton \cdot m$$

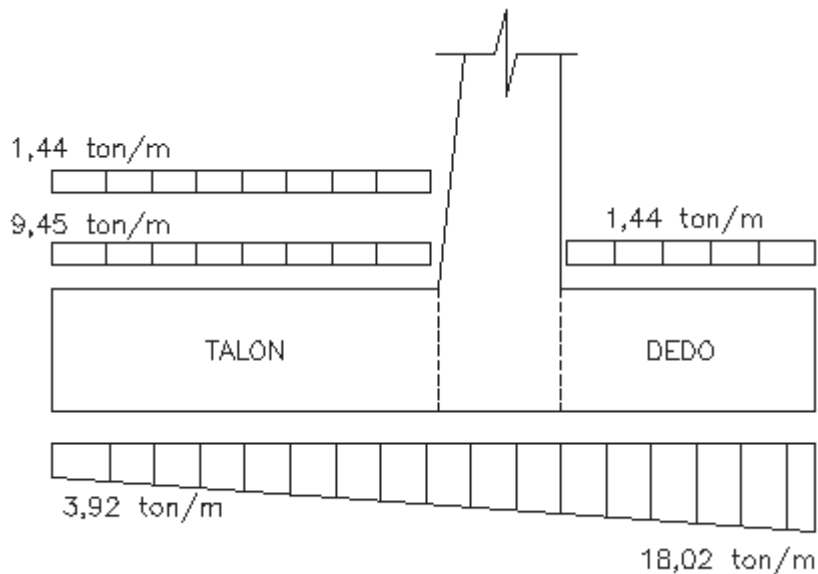
$$V_{TALON} = \frac{1,70m}{2} \cdot \left[\left(11,47 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(12,84 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right] = 2,15ton$$

$$V_{DEDO} = \frac{0,90m}{2} \cdot \left[\left(14,85 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(14,13 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right] = 11,75ton$$

Momento y cortante para el estado de cargas IV

Con la ayuda del siguiente gráfico se procede al cálculo de momentos y cortante para el estado IV de cargas.

GRÁFICO 3.57 ESFUERZOS SOBRE LA ZAPATA DEBIDO AL ESTADO DE CARGAS IV POR UN METRO DE ANCHO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$M_{TALON} = \frac{(2,20m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(3,92 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(11,31 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= -10,91ton \cdot m$$

$$M_{DEDO} = \frac{(1,40m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(18,02 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(13,32 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= 14,71ton \cdot m$$

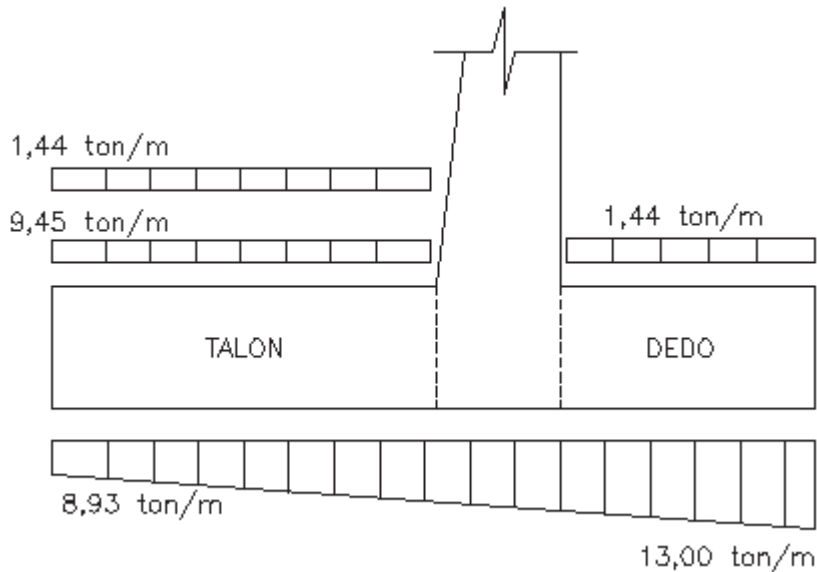
$$V_{TALON} = \frac{1,70m}{2} \cdot \left[\left(3,92 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(9,63 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right] = -7,00ton$$

$$V_{DEDO} = \frac{0,90m}{2} \cdot \left[\left(18,02 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(15,00 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right] = 13,56ton$$

Momento y cortante para el estado de cargas V

Con la ayuda del siguiente gráfico se procede al cálculo de momentos y cortante para el estado V de cargas.

GRÁFICO 3.58 ESFUERZOS SOBRE LA ZAPATA DEBIDO AL ESTADO DE CARGAS V POR UN METRO DE ANCHO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$M_{TALON} = \frac{(2,20m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(8,93 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(11,06 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= -3,03ton \cdot m$$

$$M_{DEDO} = \frac{(1,40m)^2}{6} \cdot \left[2 \cdot \left(13,00 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(11,64 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right]$$

$$= 10,88ton \cdot m$$

$$V_{TALON} = \frac{1,70m}{2} \cdot \left[\left(8,93 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) + \left(10,58 \frac{ton}{m} - 10,89 \frac{ton}{m} \right) \right] = -1,93ton$$

$$V_{DEDO} = \frac{0,90m}{2} \cdot \left[\left(13,00 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) + \left(12,13 \frac{ton}{m} - 1,44 \frac{ton}{m} \right) \right] = 10,01ton$$

Momento último y cortante último para las zapatas

Después de haber calculado los momentos y los cortantes para todos los estados de cargas, se procede a tabularlos de manera que aplicando los factores de mayoración respectivos se pueden determinar los más críticos para la zapata, y con el momento último y cortante último definitivos, proceder al diseño de la zapata.

CUADRO 3.5
MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO PARA LA ZAPATA

TALON	ESTADO I	ESTADO II	ESTADO III	ESTADO IV	ESTADO V	DE DISEÑO
V	-3,12	-7,48	2,15	-7,00	-1,93	
Vu	-5,30	-9,72	3,66	-9,10	-3,28	-9,72
M	-4,23	-11,01	2,83	-10,91	-3,03	
Mu	-7,19	-14,31	4,81	-14,18	-5,15	-14,31
DEDO						
V	4,97	8,02	11,75	13,56	10,01	
Vu	8,45	10,43	19,98	17,63	17,02	19,98
M	5,43	8,71	12,77	14,71	10,88	
Mu	9,23	11,32	21,71	19,12	18,50	21,71

FUENTE: Jonathan Rivas Castro

3.3.3.5 Diseño de la zapata

Diseño a flexión del talón

El recubrimiento de hormigón para el acero en la zapata será de 10,00cm. Debido al permanente contacto con el suelo.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{14,31E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot (50\text{cm})^2} = 0,0265.$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,0265}}{1,18} = 0,02693.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,02693 \cdot \frac{240\text{kg}/\text{cm}^2}{4200\text{kg}/\text{cm}^2} = 0,001539.$$

$$As_{(+|-)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,001539 \cdot 100cm \cdot 50cm = 7,70 cm^2.$$

Pero el acero mínimo a flexión es:

$$As_{(+|-)} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 100cm \cdot 60cm = 20,00 cm^2.$$

Con varillas ϕ 18mm; $Av=2,54cm^2$.

$$\#Varillas = \frac{20,00cm^2}{2,54cm^2} = 7,87 \approx 8 \text{ varillas.}$$

8 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$As_{(+|-)} = 1\phi 18mm. @ 12,50cm.$$

Diseño a flexión del dedo

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{21,71E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240kg}{cm^2} \cdot 100cm \cdot (50cm)^2} = 0,04020.$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,04020}}{1,18} = 0,04120.$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,04120 \cdot \frac{240kg/cm^2}{4200kg/cm^2} = 0,002354.$$

$$As_{(+|-)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,002354 \cdot 100cm \cdot 50cm = 11,77 cm^2.$$

Pero el acero mínimo a flexión es:

$$As_{(+|-)} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 100cm \cdot 60cm = 20,00 cm^2.$$

Con varillas ϕ 18mm; $A_v=2,54\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{20,00\text{cm}^2}{2,54\text{cm}^2} = 7,87 \approx 8 \text{ varillas.}$$

8 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$A_{s(+|-)} = 1\phi 18\text{mm.} @ 12,50\text{cm.}$$

Verificación a Cortante

$$\vartheta_u = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{19,98E3 \text{ kg}}{0,85 \cdot 100\text{cm} \cdot 50\text{cm}} = 4,70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

$$\vartheta_c = 0,55\sqrt{f_c} = 0,55 \cdot \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

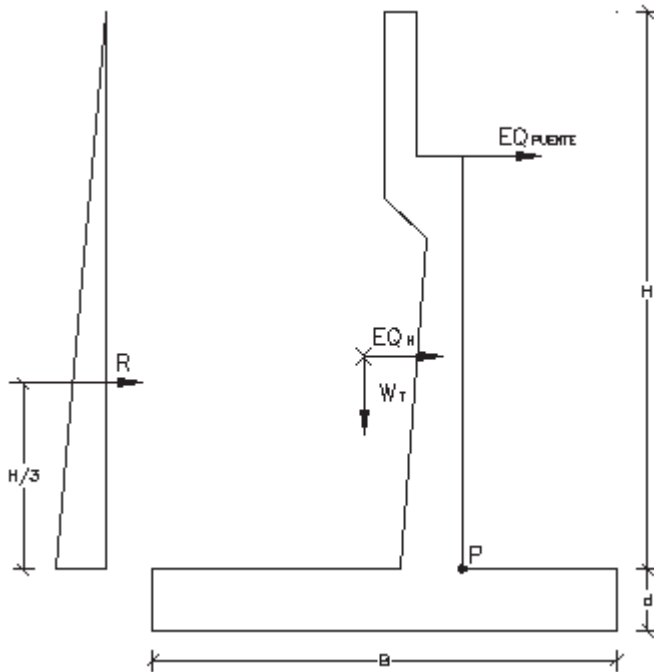
$$\vartheta_u < \vartheta_c \quad \therefore OK$$

3.3.3.6 Cálculo de los momentos y cortantes en la pantalla

Utilizando el siguiente diagrama de cargas, se procede a realizar un análisis de los efectos de flexión y cortante que producen estas sobre la pantalla.

Se deben utilizar los factores de mayoración de 1,70 y 1,30 para las fuerzas provocadas por el sismo y para las fuerzas del suelo respectivamente.

GRÁFICO 3.59
DIAGRAMA DE CARGAS SOBRE LA PANTALLA DEL ESTRIBO



FUENTE: Jonathan Rivas Castro

$$Esf = \sigma_s = \gamma_s \cdot H \cdot ka = 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 5,40\text{m} \cdot 0,271 = 2,56 \text{ ton/m}^2$$

$$M_P = R \cdot \frac{H}{3} \cdot 1,70 + EQ_H \cdot (\bar{y} - d) \cdot 1,30 + EQ_{PUENTE} \cdot (d + H - h_{losa \text{ y viga}}) \cdot 1,30$$

$$V_P = R \cdot 1,70 + EQ_H \cdot 1,30 + EQ_{PUENTE} \cdot 1,30$$

Para un metro de ancho

$$M_P = \frac{2,56 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 5,40\text{m}}{2} \cdot \frac{5,40\text{m}}{3} \cdot 1,70 + 4,69 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 2,09\text{m} \cdot 1,30 + 1,618 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 4,60 \cdot 1,30 = 43,57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_P = \frac{2,56 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 5,40\text{m}}{2} \cdot 1,70 + 4,69 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1,30 + 1,618 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1,30 = 19,95 \text{ ton.}$$

3.3.3.7 Diseño de la pantalla

Acero principal

$$k = \frac{M_U}{\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{43,57E5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,90 \cdot \frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2} = 0,09961$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot k}}{1,18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,09961}}{1,18} = 0,10627$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,10627 \cdot \frac{240\text{kg}/\text{cm}^2}{4200\text{kg}/\text{cm}^2} = 0,006073.$$

$$A_{s(-)} = \rho \cdot b \cdot d = 0,006073 \cdot 100\text{cm} \cdot 45\text{cm} = 27,33 \text{ cm}^2.$$

Con varillas ϕ 20mm; $A_v=3,14\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{27,33\text{cm}^2}{3,14\text{cm}^2} = 8,70 \approx 9 \text{ varillas.}$$

9 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$A_{s(-)} = 1\phi 20\text{mm} \cdot @ 10 \text{ cm.}$$

Y para los momentos que flexionan la cara exterior de la pantalla se coloca la mínima cantidad de acero, establecida por:

$$A_{s(+|-)} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 100\text{cm} \cdot 60\text{cm} = 20,00 \text{ cm}^2.$$

Con varillas ϕ 18mm; $A_v=2,54\text{cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{20,00cm^2}{2,54cm^2} = 7,87 \approx 8 \text{ varillas.}$$

8 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$As_{(+)} = 1\emptyset 18mm. @ 12,50cm.$$

Acero de distribución horizontal

$$As_h = 0,0025 \cdot b \cdot d = 0,0025 \cdot 100 \cdot 45 = 11,25 \text{ cm}^2$$

Con varillas ϕ 16mm; $Av=2,01cm^2$.

$$\#Varillas = \frac{11,25cm^2}{2,01cm^2} = 5,60 \approx 6 \text{ varillas.}$$

6 varillas en un metro.

Por lo tanto:

$$As_{(+|-)} = 1\emptyset 16mm. @ 15,00cm.$$

Verificación a Cortante

$$\vartheta_u = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{19,95E3 \text{ kg}}{0,85 \cdot 100cm \cdot 45cm} = 5,21 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$\vartheta_c = 0,55\sqrt{f_c} = 0,55 \cdot \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}} = 8,52 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$\vartheta_u < \vartheta_c \quad \therefore OK$$

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ECONÓMICO Y ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

4.1 PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA LA ALTERNATIVA I

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
SUBESTRUCTURA					
1	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	131,60	3,12	410,59
2	EXCAVACION > 6 M A MAQUINA	M3	789,60	7,83	6.182,57
3	RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)	M3	789,60	4,27	3.371,59
4	DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA=5KM CARGADO MECANICO	M3	39,48	2,32	91,59
5	REPLANTILLO	M3	10,08	112,49	1.133,90
6	ENCOFRADO/DESENCOFRADO	M2	218,27	27,27	5.952,22
7	HORMIGON SIMPLE F'C=240 KG/CM2	M3	113,74	151,04	17.179,29
8	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	11.068,64	2,08	23.022,77
9	DRENES CON TUBERIA PVC 110MM	M	10,00	6,01	60,10
					57.404,63
SUPERESTRUCTURA					
10	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	84,00	3,12	262,08
11	PLACA DE NEOPRENO 0.4X0.4X0.04M (INCLUYE INSTALACION)	U	8,00	335,98	2.687,84
12	JUNTA DE DILATAACION	M	16,80	118,34	1.988,11
13	ENCOFRADO/DESENCOFRADO	M2	399,84	27,27	10.903,64
14	HORMIGON SIMPLE F'C=240 KG/CM2	M3	72,79	151,04	10.994,20
15	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	17.026,32	2,08	35.414,75
16	ASFALTO EN FRIO E=2''	M2	144,00	16,32	2.350,08
17	DRENES CON TUBERIA PVC 110MM	M	20,00	6,01	120,20
18	PASAMANOS TUBO HG 2'' (INCLUYE INSTALACION Y PINTURA)	M	80,00	57,34	4.587,20
					69.308,10
ACCESOS					
19	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	157,92	3,12	492,71
20	EXCAVACIÓN A 2 M. A MÁQUINA	M3	55,27	4,53	250,37
21	BASE CLASE 3	M3	23,69	24,90	589,88
22	SUB-BASE CLASE 3	M3	31,58	23,55	743,71
					2.076,67

128.789,40

4.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA I

RUBRO : REPLANTEO Y NIVELACION

UNIDAD : M2

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
ESTACION TOTAL	0,14	4,88	0,68
HERRAMIENTA MENOR	0,14	1,20	0,17
SUBTOTAL A			0,85

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
CADENERO	EO D2	0,14	2,58	0,36
TOPOGRAFO 1	EO D2	0,28	2,47	0,69
PEÓN	I	0,14	2,44	0,34
ALBAÑIL	EO D2	0,14	2,58	0,36
SUBTOTAL B				1,75

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
TIRA DE EUCALIPTO 2,5X2 CM	M	0,08	0,13	0,01
ESTACAS, PIOLAS	GBL	0,05	0,33	0,02
TIRAS 2.5 X 2.5 X 250	U	0,20	0,38	0,08
SUBTOTAL C				0,11

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	2,71
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,41
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	3,12

RUBRO : EXCAVACIÓN A 2 M. A MÁQUINA
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
EXCAVADORA	0,07	36,70	2,62
HERRAMIENTA MENOR	0,07	1,20	0,09
SUBTOTAL A			2,71

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE DE MAQUINARIA	ST C3	0,21	2,47	0,53
O.E.P.	G-1	0,07	2,56	0,18
PEÓN	I	0,21	2,44	0,52
SUBTOTAL B				1,23

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	3,94
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,59
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	4,53

RUBRO : EXCAVACION > 6 M A MAQUINA
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RETROEXCAVADORA	0,15	36,70	5,51
HERRAMIENTA MENOR	0,15	1,20	0,18
SUBTOTAL A			5,69

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE DE MAQUINARIA	ST C3	0,15	2,47	0,37
O.E.P.	G-1	0,15	2,56	0,38
PEÓN	I	0,15	2,44	0,37
SUBTOTAL B				1,12

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	6,81
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	1,02
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	7,83

RUBRO : RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
PLANCHA VIBROAPISONADORA	0,40	3,05	1,22
HERRAMIENTA MENOR	0,40	1,20	0,48
SUBTOTAL A			1,70

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
PEÓN	I	0,40	2,44	0,98
ALBAÑIL	EO D2	0,40	2,58	1,03
SUBTOTAL B				2,01

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	3,71
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,56
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	4,27

RUBRO : DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA=5KM CARGADO MECANICO
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RETROEXCAVADORA	0,03	36,70	1,10
VOLQUETA 8 M3	0,03	22,10	0,66
SUBTOTAL A			1,76

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE DE MAQUINARIA	ST C3	0,03	2,47	0,07
O.E.P.	G-1	0,03	2,56	0,08
CHOFER LICENCIA "E"	TE C3	0,03	3,68	0,11
SUBTOTAL B				0,26

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	2,02
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,30
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	2,32

RUBRO : REPLANTILLO
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
CONCRETERA	1,00	3,97	3,97
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
SUBTOTAL A			5,17

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	3,00	2,58	7,74
MAESTRO DE OBRA	EO C2	0,13	2,56	0,33
PEÓN	I	9,75	2,44	23,79
SUBTOTAL B				31,86

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
AGUA	M3	0,19	0,66	0,12
ARENA	M3	0,44	8,00	3,53
CEMENTO	KG	267,00	0,13	34,71
RIPIO	M3	0,71	18,00	12,69
SUBTOTAL C				51,05

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
ARENA	M3	0,44	8,50	3,75
RIPIO	M3	0,71	8,50	5,99
SUBTOTAL D				9,74

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	97,82
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	14,67
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	112,49

RUBRO : ENCOFRADO/DESENCOFRADO
UNIDAD : M2

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
SUBTOTAL A			1,20

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	1,00	2,58	2,58
PEÓN	I	1,00	2,44	2,44
MAESTRO DE OBRA	EO C2	1,00	2,56	2,56
SUBTOTAL B				7,58

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ALAMBRE DE AMARRE #18	KG	0,38	0,80	0,30
PINGOS	M	1,65	0,72	1,19
CLAVOS	KG	0,06	0,67	0,04
TABLERO CONTRACHAPADO "B" 15MM	U	0,50	24,00	12,00
RIELES PARA ENCOFRADO	U	0,96	1,00	0,96
ACEITE QUEMADO	GALON	0,24	0,44	0,11
ESTACAS, PIOLAS	GBL	1,00	0,33	0,33
SUBTOTAL C				14,93

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	23,71
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	3,56
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	27,27

RUBRO : HORMIGON SIMPLE F´C=240 KG/CM2
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
VIBRADOR	1,07	2,50	2,68
HERRAMIENTA MENOR	1,07	1,20	1,28
CONCRETERA	1,07	3,97	4,25
SUBTOTAL A			8,21

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
PEÓN	I	11,77	2,44	28,72
ALBAÑIL	EO D2	5,35	2,58	13,80
SUBTOTAL B				42,52

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
AGUA	M3	0,21	0,66	0,14
RIPIO	M3	0,70	18,00	12,60
CEMENTO	KG	423,00	0,13	54,99
ARENA	M3	0,42	8,00	3,36
SUBTOTAL C				71,09

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
ARENA	M3	0,42	8,50	3,57
RIPIO	M3	0,70	8,50	5,95
SUBTOTAL D				9,52

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	131,34
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	19,70
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	151,04

**RUBRO : ACERO DE REFUERZO FY=4200
KG/CM2
UNIDAD : KG**

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	0,05	1,20	0,06
SUBTOTAL A			0,06

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	0,05	2,58	0,13
AYUDANTE	EO E2	0,05	2,44	0,12
SUBTOTAL B				0,25

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ALAMBRE DE AMARRE #18	KG	0,05	0,80	0,04
ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	KG	1,05	1,39	1,46
SUBTOTAL C				1,50

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	1,81
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,27
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	2,08

RUBRO : DRENES CON TUBERIA PVC 110MM
UNIDAD : M

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	0,05	1,20	0,06
SUBTOTAL A			0,06

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	0,05	2,58	0,13
AYUDANTE	EO E2	0,05	2,44	0,12
SUBTOTAL B				0,25

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
TUBO PVC 110MM	M	1,00	4,92	4,92
SUBTOTAL C				4,92

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	5,23
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,78
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	6,01

RUBRO : PLACA DE NEOPRENO 0.40X0.30X0.04M (INCLUYE INSTALACION)
UNIDAD : U

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	6,00	1,20	7,20
SUBTOTAL A			7,20

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
PEÓN	I	4,00	2,44	9,76
MAESTRO DE OBRA	EO C2	2,00	2,56	5,12
SUBTOTAL B				14,88

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
VARIOS	GBL	8,00	1,00	8,00
PLACA DE NEOPRENO 0.45X0.35X0.04M	U	1,00	262,08	262,08
SUBTOTAL C				270,08

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	292,16
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	43,82
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	335,98

RUBRO : JUNTA DE DILATACION
UNIDAD : M

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
SOLDADORA ELECTRICA	0,50	3,00	1,50
SUBTOTAL A			2,70

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	1,00	2,58	2,58
SOLDADOR	EO D2	1,00	2,58	2,58
PEÓN	I	1,00	2,44	2,44
MAESTRO DE OBRA	EO C2	0,10	2,56	0,26
AYUDANTE	EO E2	1,00	2,44	2,44
SUBTOTAL B				10,30

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ELECTRODO AGA 6011	KG	1,47	5,05	7,42
ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	KG	7,00	1,39	9,73
ACERO EN PERFILES FY=2400	KG	48,50	1,50	72,75
SUBTOTAL C				89,90

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	102,90
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	15,44
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	118,34

RUBRO : ASFALTO EN FRIO E=2''
UNIDAD : M2

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
PLANCHA VIBROAPISONADORA	1,00	3,05	3,05
SUBTOTAL A			4,25

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	1,00	2,58	2,58
PEÓN	I	1,00	2,44	2,44
MAESTRO DE OBRA	EO C2	1,00	2,56	2,56
SUBTOTAL B				7,58

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
MATERIAL FINO CRIBADO	M3	0,08	10,00	0,80
MATERIAL GRANULAR	M3	0,09	10,00	0,90
ASFALTO AP-3 RC-350	KG	3,88	0,17	0,66
SUBTOTAL C				2,36

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	14,19
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	2,13
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	16,32

RUBRO : PASAMANOS TUBO HG 2'' (INCLUYE INSTALACION Y PINTURA)
UNIDAD : M

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,60	1,20	1,92
SOLDADORA ELECTRICA	0,80	3,00	2,40
SUBTOTAL A			4,32

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE	EO E2	1,60	2,44	3,90
SOLDADOR	EO D2	0,80	2,58	2,06
ALBAÑIL	EO D2	1,60	2,58	4,13
MAESTRO DE OBRA	EO C2	1,60	2,56	4,10
SUBTOTAL B				14,19

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
CEMENTO	KG	0,25	0,13	0,03
ELECTRODO AGA 6011	KG	0,15	5,05	0,76
AGUA	M3	0,01	0,66	0,01
TUBO DE HG 2''	M	2,50	11,83	29,58
PINTURA ANTICORROSIVA	GALON	0,05	13,00	0,65
THINNER	GALON	0,04	7,91	0,32
SUBTOTAL C				31,35

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	49,86
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	7,48
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	57,34

RUBRO : BASE CLASE 3
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RODILLO COMPACTADOR	0,02	28,03	0,56
MOTONIVELADORA	0,02	28,03	0,56
TANQUERO	0,02	28,03	0,56
SUBTOTAL A			1,68

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE	EO E2	0,06	2,44	0,15
PEÓN	I	0,08	2,44	0,20
CHOFER LICENCIA "E"	TE C3	0,02	3,68	0,07
O.E.P.	G-1	0,02	2,56	0,05
SUBTOTAL B				0,47

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
BASE CLASE 3	M3	1,30	6,50	8,45
SUBTOTAL C				8,45

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
BASE CLASE 3	M3	1,30	8,50	11,05
SUBTOTAL D				11,05

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	21,65
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	3,25
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	24,90

RUBRO : SUB-BASE CLASE 3

UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RODILLO COMPACTADOR	0,02	28,03	0,56
MOTONIVELADORA	0,02	28,03	0,56
TANQUERO	0,02	28,03	0,56
SUBTOTAL A			1,68

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE	EO E2	0,06	2,44	0,15
PEÓN	I	0,08	2,44	0,20
CHOFER LICENCIA "E"	TE C3	0,02	3,68	0,07
O.E.P.	G-1	0,02	2,56	0,05
SUBTOTAL B				0,47

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
SUB-BASE CLASE 3	M3	1,30	5,60	7,28
SUBTOTAL C				7,28

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
SUB-BASE CLASE 3	M3	1,30	8,50	11,05
SUBTOTAL D				11,05

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	20,48
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	3,07
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	23,55

4.3 PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA LA ALTERNATIVA II

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
SUBESTRUCTURA					
1	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	131,60	3,12	410,59
2	EXCAVACION > 6 M A MAQUINA	M3	789,60	7,83	6.182,57
3	RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)	M3	789,60	4,27	3.371,59
4	DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA=5KM CARGADO MECANICO	M3	39,48	2,32	91,59
5	REPLANTILLO	M3	10,08	112,49	1.133,90
6	ENCOFRADO/DESENCOFRADO	M2	218,27	27,27	5.952,22
7	HORMIGON SIMPLE F´C=240 KG/CM2	M3	113,74	151,04	17.179,29
8	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	11.068,64	2,08	23.022,77
9	DRENES CON TUBERIA PVC 110MM	M	10,00	6,01	60,10
					57.404,63
SUPERESTRUCTURA					
10	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	84,00	3,12	262,08
11	PLACA DE NEOPRENO 0.4X0.4X0.04M (INCLUYE INSTALACION)	U	8,00	335,98	2.687,84
12	JUNTA DE DILATAACION	M	16,80	118,34	1.988,11
13	ENCOFRADO/DESENCOFRADO	M2	399,84	27,27	10.903,64
14	HORMIGON SIMPLE F´C=240 KG/CM2	M3	72,79	151,04	10.994,20
15	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	5.468,00	2,08	11.373,44
16	ASFALTO EN FRIO E=2´´	M2	144,00	16,32	2.350,08
17	DRENES CON TUBERIA PVC 110MM	M	20,00	6,01	120,20
18	PASAMANOS TUBO HG 2´´ (INCLUYE INSTALACION Y PINTURA)	M	80,00	57,34	4.587,20
19	VIGA METALICA A 588	KG	35.419,20	2,08	73.671,94
20	ACERO ESTRUCTURAL A36	KG	251,20	2,91	730,99
					154.380,53
ACCESOS					
21	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	157,92	3,12	492,71
22	EXCAVACIÓN A 2 M. A MÁQUINA	M3	55,27	4,53	250,37
23	BASE CLASE 3	M3	23,69	24,90	589,88
24	SUB-BASE CLASE 3	M3	31,58	23,55	743,71
					2.076,67
					213.861,84

4.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA II

RUBRO : REPLANTEO Y NIVELACION
UNIDAD : M2

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
ESTACION TOTAL	0,14	4,88	0,68
HERRAMIENTA MENOR	0,14	1,20	0,17
SUBTOTAL A			0,85

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
CADENERO	EO D2	0,14	2,58	0,36
TOPOGRAFO 1	EO D2	0,28	2,47	0,69
PEÓN	I	0,14	2,44	0,34
ALBAÑIL	EO D2	0,14	2,58	0,36
SUBTOTAL B				1,75

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
TIRA DE EUCALIPTO 2,5X2 CM	M	0,08	0,13	0,01
ESTACAS, PIOLAS	GBL	0,05	0,33	0,02
TIRAS 2.5 X 2.5 X 250	U	0,20	0,38	0,08
SUBTOTAL C				0,11

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	2,71
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,41
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	3,12

RUBRO : EXCAVACIÓN A 2 M. A MÁQUINA
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
EXCAVADORA	0,07	36,70	2,62
HERRAMIENTA MENOR	0,07	1,20	0,09
SUBTOTAL A			2,71

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE DE MAQUINARIA	ST C3	0,21	2,47	0,53
O.E.P.	G-1	0,07	2,56	0,18
PEÓN	I	0,21	2,44	0,52
SUBTOTAL B				1,23

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	3,94
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,59
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	4,53

RUBRO : EXCAVACION > 6 M A MAQUINA
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RETROEXCAVADORA	0,15	36,70	5,51
HERRAMIENTA MENOR	0,15	1,20	0,18
SUBTOTAL A			5,69

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE DE MAQUINARIA	ST C3	0,15	2,47	0,37
O.E.P.	G-1	0,15	2,56	0,38
PEÓN	I	0,15	2,44	0,37
SUBTOTAL B				1,12

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	6,81
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	1,02
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	7,83

RUBRO : RELLENO COMPACTADO (MAT. EXCAVACION)
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
PLANCHA VIBROAPISONADORA	0,40	3,05	1,22
HERRAMIENTA MENOR	0,40	1,20	0,48
SUBTOTAL A			1,70

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
PEÓN	I	0,40	2,44	0,98
ALBAÑIL	EO D2	0,40	2,58	1,03
SUBTOTAL B				2,01

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	3,71
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,56
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	4,27

RUBRO : DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA=5KM CARGADO MECANICO
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RETROEXCAVADORA	0,03	36,70	1,10
VOLQUETA 8 M3	0,03	22,10	0,66
SUBTOTAL A			1,76

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE DE MAQUINARIA	ST C3	0,03	2,47	0,07
O.E.P.	G-1	0,03	2,56	0,08
CHOFER LICENCIA "E"	TE C3	0,03	3,68	0,11
SUBTOTAL B				0,26

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	2,02
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,30
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	2,32

RUBRO : REPLANTILLO
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
CONCRETERA	1,00	3,97	3,97
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
SUBTOTAL A			5,17

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	3,00	2,58	7,74
MAESTRO DE OBRA	EO C2	0,13	2,56	0,33
PEÓN	I	9,75	2,44	23,79
SUBTOTAL B				31,86

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
AGUA	M3	0,19	0,66	0,12
ARENA	M3	0,44	8,00	3,53
CEMENTO	KG	267,00	0,13	34,71
RIPIO	M3	0,71	18,00	12,69
SUBTOTAL C				51,05

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
ARENA	M3	0,44	8,50	3,75
RIPIO	M3	0,71	8,50	5,99
SUBTOTAL D				9,74

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	97,82
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	14,67
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	112,49

RUBRO : ENCOFRADO/DESENCOFRADO
UNIDAD : M2

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
SUBTOTAL			
A			1,20

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	1,00	2,58	2,58
PEÓN	I	1,00	2,44	2,44
MAESTRO DE OBRA	EO C2	1,00	2,56	2,56
SUBTOTAL				
B				7,58

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ALAMBRE DE AMARRE #18	KG	0,38	0,80	0,30
PINGOS	M	1,65	0,72	1,19
CLAVOS	KG	0,06	0,67	0,04
TABLERO CONTRACHAPADO "B" 15MM	U	0,50	24,00	12,00
RIELES PARA ENCOFRADO	U	0,96	1,00	0,96
ACEITE QUEMADO	GALON	0,24	0,44	0,11
ESTACAS, PIOLAS	GBL	1,00	0,33	0,33
SUBTOTAL				
C				14,93

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	23,71
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	3,56
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	27,27

RUBRO : HORMIGON SIMPLE F´C=240 KG/CM2
UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
VIBRADOR	1,07	2,50	2,68
HERRAMIENTA MENOR	1,07	1,20	1,28
CONCRETERA	1,07	3,97	4,25
SUBTOTAL A			8,21

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
PEÓN	I	11,77	2,44	28,72
ALBAÑIL	EO D2	5,35	2,58	13,80
SUBTOTAL B				42,52

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
AGUA	M3	0,21	0,66	0,14
RIPIO	M3	0,70	18,00	12,60
CEMENTO	KG	423,00	0,13	54,99
ARENA	M3	0,42	8,00	3,36
SUBTOTAL C				71,09

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
ARENA	M3	0,42	8,50	3,57
RIPIO	M3	0,70	8,50	5,95
SUBTOTAL D				9,52

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	131,34
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	19,70
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	151,04

**RUBRO : ACERO DE REFUERZO FY=4200
KG/CM2
UNIDAD : KG**

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	0,05	1,20	0,06
SUBTOTAL A			0,06

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	0,05	2,58	0,13
AYUDANTE	EO E2	0,05	2,44	0,12
SUBTOTAL B				0,25

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ALAMBRE DE AMARRE #18	KG	0,05	0,80	0,04
ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	KG	1,05	1,39	1,46
SUBTOTAL C				1,50

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	1,81
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,27
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	2,08

RUBRO : DRENES CON TUBERIA PVC 110MM
UNIDAD : M

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	0,05	1,20	0,06
SUBTOTAL A			0,06

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	0,05	2,58	0,13
AYUDANTE	EO E2	0,05	2,44	0,12
SUBTOTAL B				0,25

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
TUBO PVC 110MM	M	1,00	4,92	4,92
SUBTOTAL C				4,92

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	5,23
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,78
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	6,01

RUBRO : PLACA DE NEOPRENO 0.40X0.30X0.04M (INCLUYE INSTALACION)
UNIDAD : U

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	6,00	1,20	7,20
SUBTOTAL A			7,20

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
PEÓN	I	4,00	2,44	9,76
MAESTRO DE OBRA	EO C2	2,00	2,56	5,12
SUBTOTAL B				14,88

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
VARIOS	GBL	8,00	1,00	8,00
PLACA DE NEOPRENO 0.45X0.35X0.04M	U	1,00	262,08	262,08
SUBTOTAL C				270,08

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	292,16
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	43,82
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	335,98

RUBRO : JUNTA DE DILATACION
UNIDAD : M

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
SOLDADORA ELECTRICA	0,50	3,00	1,50
SUBTOTAL A			2,70

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	1,00	2,58	2,58
SOLDADOR	EO D2	1,00	2,58	2,58
PEÓN	I	1,00	2,44	2,44
MAESTRO DE OBRA	EO C2	0,10	2,56	0,26
AYUDANTE	EO E2	1,00	2,44	2,44
SUBTOTAL B				10,30

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ELECTRODO AGA 6011	KG	1,47	5,05	7,42
ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	KG	7,00	1,39	9,73
ACERO EN PERFILES FY=2400	KG	48,50	1,50	72,75
SUBTOTAL C				89,90

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	102,90
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	15,44
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	118,34

RUBRO : ASFALTO EN FRIO E=2''
UNIDAD : M2

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,00	1,20	1,20
PLANCHA VIBROAPISONADORA	1,00	3,05	3,05
SUBTOTAL A			4,25

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
ALBAÑIL	EO D2	1,00	2,58	2,58
PEÓN	I	1,00	2,44	2,44
MAESTRO DE OBRA	EO C2	1,00	2,56	2,56
SUBTOTAL B				7,58

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
MATERIAL FINO CRIBADO	M3	0,08	10,00	0,80
MATERIAL GRANULAR	M3	0,09	10,00	0,90
ASFALTO AP-3 RC-350	KG	3,88	0,17	0,66
SUBTOTAL C				2,36

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	14,19
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	2,13
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	16,32

RUBRO : PASAMANOS TUBO HG 2'' (INCLUYE INSTALACION Y PINTURA)
UNIDAD : M

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	1,60	1,20	1,92
SOLDADORA ELECTRICA	0,80	3,00	2,40
SUBTOTAL A			4,32

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE	EO E2	1,60	2,44	3,90
SOLDADOR	EO D2	0,80	2,58	2,06
ALBAÑIL	EO D2	1,60	2,58	4,13
MAESTRO DE OBRA	EO C2	1,60	2,56	4,10
SUBTOTAL B				14,19

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
CEMENTO	KG	0,25	0,13	0,03
ELECTRODO AGA 6011	KG	0,15	5,05	0,76
AGUA	M3	0,01	0,66	0,01
TUBO DE HG 2''	M	2,50	11,83	29,58
PINTURA ANTICORROSIVA	GALON	0,05	13,00	0,65
THINNER	GALON	0,04	7,91	0,32
SUBTOTAL C				31,35

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	49,86
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	7,48
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	57,34

RUBRO : VIGA METALICA DE ACERO A588
UNIDAD : KG

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	0,10	1,20	0,12
GRUA	0,01	120,00	0,60
SOLDADORA ELÉCTRICA	0,02	3,00	0,06
SUBTOTAL A			0,78

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
SOLDADOR	EO D2	0,05	2,58	0,13
MAESTRO DE OBRA	EO C2	0,02	2,56	0,05
AYUDANTE	EO E2	0,10	2,44	0,24
SUBTOTAL B				0,42

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ACERO ESTRUCTURAL A588	KG	1,00	1,46	1,46
SUBTOTAL C				1,46

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	2,66
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,40
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	3,06

RUBRO : ACERO ESTRUCTURAL A-36
UNIDAD : KG

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
HERRAMIENTA MENOR	0,10	1,20	0,12
SOLDADORA ELÉCTRICA	0,02	3,00	0,06
SUBTOTAL A			0,18

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
SOLDADOR	EO D2	0,10	2,58	0,26
AYUDANTE	EO E2	0,10	2,44	0,24
SUBTOTAL B				0,50

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
ELECTRODO AGA 6011	KG	0,05	5,05	0,25
ACERO EN PERFILES FY=4200	KG	1,00	1,60	1,60
SUBTOTAL C				1,85

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	2,53
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	0,38
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	2,91

RUBRO : BASE CLASE 3
UNIDAD : M3

Equipo				
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal	
RODILLO COMPACTADOR	0,02	28,03	0,56	
MOTONIVELADORA	0,02	28,03	0,56	
TANQUERO	0,02	28,03	0,56	
			SUBTOTAL A	1,68

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE	EO E2	0,06	2,44	0,15
PEÓN	I	0,08	2,44	0,20
CHOFER LICENCIA "E"	TE C3	0,02	3,68	0,07
O.E.P.	G-1	0,02	2,56	0,05
			SUBTOTAL B	0,47

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
BASE CLASE 3	M3	1,30	6,50	8,45
			SUBTOTAL C	8,45

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
BASE CLASE 3	M3	1,30	8,50	11,05
			SUBTOTAL D	11,05

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	21,65
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	3,25
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	24,90

RUBRO : SUB-BASE CLASE 3

UNIDAD : M3

Equipo			
Descripción	Horas-Equipo	Costo/Hora	Subtotal
RODILLO COMPACTADOR	0,02	28,03	0,56
MOTONIVELADORA	0,02	28,03	0,56
TANQUERO	0,02	28,03	0,56
SUBTOTAL A			1,68

Mano de Obra				
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Sal.Real/Hora	Subtotal
AYUDANTE	EO E2	0,06	2,44	0,15
PEÓN	I	0,08	2,44	0,20
CHOFER LICENCIA "E"	TE C3	0,02	3,68	0,07
O.E.P.	G-1	0,02	2,56	0,05
SUBTOTAL B				0,47

Material				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Subtotal
SUB-BASE CLASE 3	M3	1,30	5,60	7,28
SUBTOTAL C				7,28

Transporte				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Transp.	Subtotal
SUB-BASE CLASE 3	M3	1,30	8,50	11,05
SUBTOTAL D				11,05

COSTO DIRECTO (E) => A + B + C + D = E	20,48
COSTO INDIRECTO (F) => 15.00 %	3,07
PRECIO UNITARIO (G) => E + F = G	23,55

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La construcción de la superestructura de un puente de hormigón es más económica que la construcción de la superestructura de un puente de acero con tablero de hormigón para la luz seleccionada (20m) diseñados con las mismas características, debido al costo de la materia prima para la fabricación de los elementos estructurales. Aunque el encofrado y los tiempos de fraguado para la alternativa con vigas de hormigón armado haga que el tiempo de ejecución para la alternativa con vigas de acero resulte más corto, el problema de accesibilidad hacia el sitio de implantación hace que la alternativa de hormigón armado sea una buena solución.
- El acero utilizado en puentes es importado, razón por la cual pueden haber retrasos en la construcción y el costo elevado del material, en cambio para los puentes de hormigón, el material principal de esta mezcla (cemento) es un material que se produce en el país.
- Las alternativas de diseño seleccionadas cumplen con todos los requerimientos necesarios y satisfacen todos los problemas que se presentan en la actualidad en un puente, además de proporcionar una estructura estable.
- El puente de acero necesita de mantenimiento periódico por el desgaste de la pintura, a diferencia del puente de hormigón que no necesita mantenimiento.
- Del estudio hidráulico para este proyecto, se recomienda la limpieza del cauce 50 m. tanto aguas arriba como aguas abajo de eje del puente, lo que busca garantizar un efectivo drenaje del agua en época de crecidas.
- El puente de acero permite un rápido montaje lo que reduce el número de semanas de trabajo en campo, en el puente de hormigón armado se necesita

un tiempo para el armado del encofrado, y el tiempo de fraguado de 28 días para que este alcance su resistencia nominal.

- El tiempo de construcción de un puente de hormigón armado resulta más prolongado que un puente con superestructura de acero, debido al tiempo de encofrado y fraguado del hormigón.
- La reducción en el peso de la superestructura es el efecto más importante en los puentes de acero.
- Al momento de plantear la configuración geométrica mediante los criterios de prediseño que se mencionan en el capítulo 3.3.3.2, es necesario leer también las recomendaciones del estudio de suelos donde dice que las dimensiones de la zapata debe estar en una relación ancho/largo máxima de 2/1.
- Para el suelo de relleno sobre el estribo se toma el valor del ángulo de fricción interno igual a 35° debido a que es un suelo granular compactado el que se utiliza para dar estabilidad al estribo.
- El diseño de la subestructura para ambas alternativas resulta la misma, debido a que el acero mínimo a flexión es el que predomina en el diseño de la cimentación y esto se debe a que las dimensiones de la zapata son más grandes que las mínimas requeridas según los criterios de prediseño, por recomendaciones del estudio de suelo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

PONCE Freddy; (1988); "Diseño de puentes de hormigón armado"; Quito – Ecuador; EPN; Facultad de Ingeniería Civil.

CASTRO Marco; (2000); "Introducción al diseño hidráulico de puentes"; Quito – Ecuador; EPN; Facultad de ingeniería civil.

ESPINOZA C. Jorge; (2001); "Curso de programación y control de obras"; Quito – Ecuador; EPN; Facultad de Ingeniería Civil.

CHEN W- F, Duan L.; (2000); "Bridge Engineering Handbook"; Ed. Boca Raton; Florida -EE.UU.

BELLIDO DE LUNA José; (2002); "Manual de Diseño de Puentes", Universidad Central de Chile; Santiago - Chile.

SOTELO Ávila Gilberto; (1997); "Hidráulica General Volumen I – Fundamentos"; México - México.

KROCHIN Sviatoslav; (1978); "Diseño Hidráulico"; Ed. MIR; Moscú – Rusia.

JUÁREZ Badillo E. y RICO Rodríguez A.; (1992); "Mecánica de Suelos".

AMERICAN Association of state highway and transportation officials; "Especificaciones Aashto para el diseño de puentes por el método LRFD."

Cámara de la construcción de Quito; "Manual de costos en la construcción"; Quito – Ecuador.

ACI 318 – 95; "Reglamento para las construcciones de concreto estructural".

MINISTERIO de Transporte y Obras Públicas; mtop - 001-f 2002;
“Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes”; Quito –
Ecuador.

ANEXOS

ANEXO N° 1

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

ANEXO N° 2

IMPLANTACIÓN

ANEXO N° 3

**PLANOS ESTRUCTURALES DE LAS ALTERNATIVAS
PROPUESTAS**

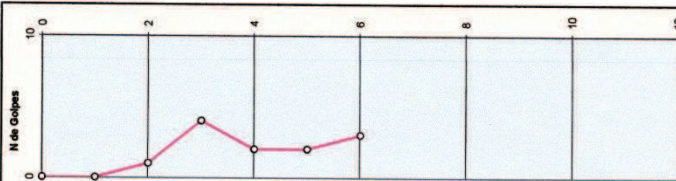
ANEXO N° 4

TABLAS Y GRÁFICOS DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS

Log 1

Reporte 121-23

PROFUND. (m)	MUESTREO		SIMB.	DESCRIPCION DEL ESTRATO	TAMANO PARTICULAS			LIMITES ATTERBERG			C (H/cm)	φ	SUCS	
	ID.	TIPO			N	W %	#4	#200	LL	LP				IP
0,0														
1,0	P1-1	☒	0	97	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD; LIGERO MAL OLORES; COLOR VERDOSO; SATURADO; CON ESTRUCTURA MUY BLANDA			100	90	117	71	48	1,3	MH
2,0		☒	1		IDEM CON GRAVAS DE 1"								1,3	
3,0	P1-3	☒	4	226	TURBA; CON MADERA EN DESCOMPOSICIÓN; COLOR NEGRO; SATURADO; CON ESTRUCTURA MUY BLANDA			100	100	91	-	-	1,4	PT
4,0		☒	2		IDEM, CON GRAVAS								1,4	
5,0	P1-5	☒	2	293	IDEM, CON GRAVAS			95	70	62	-	-	1,4	PT
6,0		☒	3		IDEM, CON GRAVAS								1,4	
7,0														
8,0														
9,0														
10,0														
11,0														
12,0														



LOG DE PERFORACION **PP-1**

OBRA: PUENTE - VALLE DEL SADE COTA DE LA BOCA: -1,00

UBICACION: MARGEN DERECHA FECHA INICIO: 24-02-2012

PROF. SONDEO: 6,00 m FECHA TERMINO: 24-02-2012

NIVEL FREATICO: NO

MUESTREO: CORDONADO ALTERADO SHELBY BLOQUE
 ARENA ARCILLA LIMO TURBA

Log 2

Reporte 121-23

PROFUND. (m)	MUESTREO		DESCRIPCION DEL ESTRATO	TAMANO PARTICULAS		LIMITES ATTERBERG			C (K/cm ²)	φ	SUCS	N de golpes
	ID.	TIPO		N	W %	SIME.	#4	#200				
0,0												0
1,0												10
2,0	P2-2	☒	ARENA CON LIMOS DE ALTA PLASTICIDAD, DE GRANO GRUESO, CON GRAVAS; COLOR AMARILLO ANARANJADO; SATURADO; CON ESTRUCTURA SEMISUELTA	14	95	66	52	48	80	50	30	1,7
3,0		☒	IDEM, CON GRAVAS Y GRUMOS DE LUTITAS; COLOR VERDE OSCURO; CON ESTRUCTURA SEMIDENSA	21								2
4,0	P2-4	☒	IDEM, CON ESTRUCTURA DENSA	R	38	62	51	46	69	45	24	1,8
5,0			IDEM, MUY HUMEDO, CON GRUMOS DE LUTITA									4
6,0												6
7,0												8
8,0												10
9,0												12
10,0												
11,0												
12,0												

LOG DE PERFORACION **PP-2**

OBRA: PUENTE - VALLE DEL SADE

UBICACION: MARGEN IZQUIERDA

PROF. SONDEO: 4,00 m

NIVEL FREATICO: NO

Grava

Arena

Arcilla

Limo

Turba

o○○○○○ MUESTREO: ALTERADO

..... SHELBY


▨▨▨▨▨ BLOQUE

▨▨▨▨▨

COTA DE LA BOCA: +2,0

FECHA INICIO: 24-02-2012

FECHA TERMINO: 24-02-2012



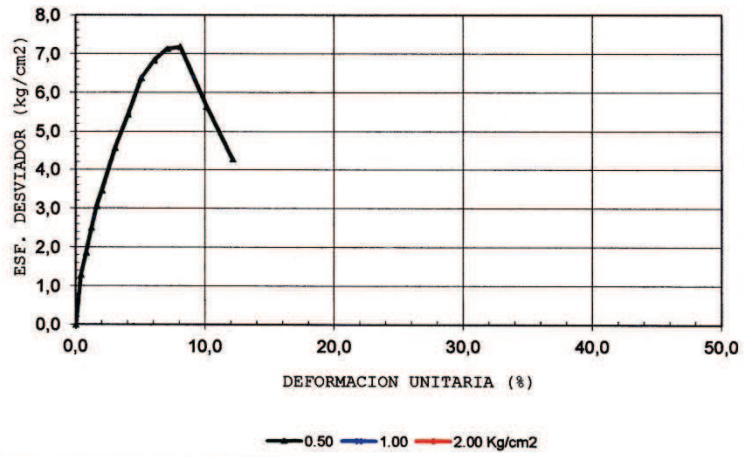
PROYECTO: PUENTE VALLE DEL SADE

LOCALIZACION:	QUININDE	COMPRESION SIMPLE
SONDEO No.:	1	
MUESTRA No.:	M1	
PROFUNDIDAD (m):	SUPERFICIAL	FECHA Febrero 2012

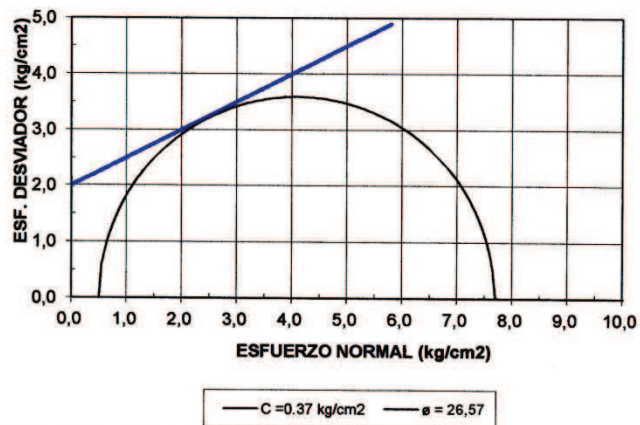
ESPECIMEN No.:	1	2	3
DIAMETRO cm	3,78 3,80 3,75		
ALTURA cm	7,41		
AREA cm ²	11,20		
VOLUMEN cm ³	83,01		
PESO INICIAL gr	154,56		
PESO HUMEDO gr	154,56		
PESO SECO gr	96,62		
HUMEDAD INIC. %	59,96		
P. UNIT. gr/cm ³	1,86		
P. U. SECO gr/cm ³	1,16		

Constante de Anillo			0,909								
Pres. Celda (Kg/cm ²)			0,50								
L.Dial	Deform.	Area	L.Dial	Carga	Esf.	L.Dial	Carga	Esf.	L.Dial	Carga	Esf.
Deform	Unitaria	Corregid	Esf.		Desv.	Esf.		Desv.	Esf.		Desv.
0.01 mm	%	cm ²	DIV.	Kg	Kg/cm ²	DIV.	Kg	Kg/cm ²	DIV.	Kg	Kg/cm ²
0	0,00	11,20	0	0,00	0,00						
10	0,40	11,22	16	14,54	1,30						
20	0,81	11,23	23	20,91	1,86						
30	1,21	11,25	31	28,18	2,51						
40	1,62	11,26	38	34,54	3,07						
50	2,02	11,28	43	39,09	3,47						
75	3,04	11,32	57	51,81	4,58						
100	4,05	11,36	68	61,81	5,44						
125	5,06	11,39	80	72,72	6,38						
150	6,07	11,43	86	78,17	6,84						
175	7,09	11,47	90	81,81	7,13						
200	8,10	11,51	91	82,72	7,18						
250	10,12	11,59	72	65,45	5,65						
300	12,15	11,67	55	50,00	4,28						
350	14,17	11,76		0,00	0,00						
400	16,19	11,84		0,00	0,00						
450	18,22	11,93		0,00	0,00						
500	20,24	12,01		0,00	0,00						
600	24,29	12,19		0,00	0,00						
700	28,34	12,37		0,00	0,00						
800	32,39	12,56		0,00	0,00						
900	36,44	12,75		0,00	0,00						
1000	40,49	12,95		0,00	0,00						
1200	48,58	13,37		0,00	0,00						
ESF. DESVIADOR: Kg/cm ²			7,18								
ESF. PRINCIPAL: Kg/cm ²			7,68								

ESF. DEF. - PUENTE VALLE DEL SADE - M1



CIRCULOS DE MOHR - PUENTE VALLE DEL SADE - M1

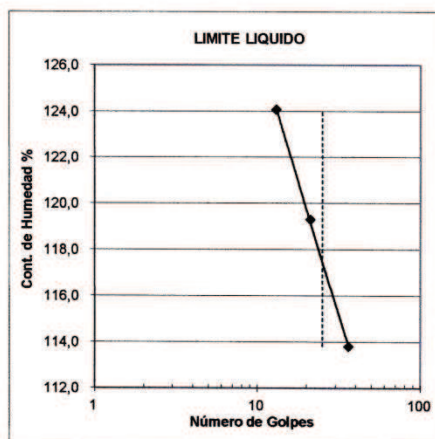


Reporte No.121-23

PROYECTO: VALLE DEL SADE - PUENTE

UBICACION:	QUININDÉ	CLASIFICACION DE SUELOS
PERFORACION:	PP - 1	
MUESTRA No:	P1 - 1	
PROF.(m):	1,00 - 1,45	FECHA: feb-12

	GOLPES	PESO HUMEDCO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO TARA (gr)	CONT. DE HUMEDAD (%)	PROMEDIO O VALOR
1.CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL		30,26	18,75	6,82	96,48	97,14
		24,54	15,62	6,50	97,81	
2.LIMITE LIQUIDO	36	24,38	17,13	10,76	113,81	117,51
	21	27,56	18,29	10,52	119,31	
	13	30,64	19,15	9,89	124,08	
3.LIMITE PLASTICO		12,97	11,58	9,61	70,56	71,18
		12,55	11,20	9,32	71,81	



4.DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

PESO INICIAL: (gr) 60,3

PESO PARA CALCULO:(gr) 30,59

TAMIZ No.	PESO RET ACUM(gr)	% RETENIDO	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,00	0	100
No. 10	0,00	0	100
No. 40	0,00	0	100
No.200	3,10	10	90

RESUMEN

5.TIPOS DE SUELO

GRAVA	0
ARENA	10
FINOS	90

LL:	#####
LP:	71,18
IP:	46,33

SUCS:	MH
AASHTO:	
IG:	

Reporte 121-23

PROYECTO: VALLE DEL SADE - PUENTE

UBICACION:	QUININDÉ	CLASIFICACION DE SUELOS
PERFORACION:	PP - 1	
MUESTRA No:	P1 - 3	
PROF.(m):	3.00 - 3.45	FECHA: ene-12

	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO TARA (gr)	CONTENIDO HUMEDAD (%)	PROMEDIO O VALOR
1.CONTENIDO DE HUMEDAD	18,86 20,00	9,81 10,70	5,84 6,56	227,96 224,64	226,30
2.LIMITE LIQUIDO	NO PLASTICO				
3.LIMITE PLASTICO	NO PLASTICO				

4.DISTRIBUCION GRANULOMETRICA			
PESO INICIAL: (gr)		32,36	
PESO PARA CALCULO:(gr)		9,92	
TAMIZ No.	PESO RET ACUM(gr)	% RETENIDO	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,00	0	100
No. 10	0,00	0	100
No. 40	0,00	0	100
No.200	0,90	9	91

RESUMEN

5.TIPOS DE SUELO	
GRAVA	0
ARENA	9
FINOS	91

SUCS:	PT
AASHTO:	
IG:	

Reporte 121-23

PROYECTO: VALLE DEL SADE - PUENTE

UBICACION:	QUININDÉ	CLASIFICACION DE SUELOS
PERFORACION:	PP - 1	
MUESTRA No:	P1 - 5	
PROF.(m):	5.00 - 5.45	FECHA: ene-12

	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO TARA (gr)	CONTENIDO HUMEDAD (%)	PROMEDIO O VALOR
1.CONTENIDO DE HUMEDAD	24,64 23,46	10,33 10,30	5,46 5,80	293,84 292,44	293,14
2.LIMITE LIQUIDO	NO PLASTICO				
3.LIMITE PLASTICO	NO PLASTICO				

4.DISTRIBUCION GRANULOMETRICA			
PESO INICIAL: (gr)		57,43	
PESO PARA CALCULO:(gr)		14,61	
TAMIZ No.	PESO RET ACUM(gr)	% RETENIDO	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,80	5	95
No. 10	2,50	17	83
No. 40	4,40	30	70
No.200	5,60	38	62

RESUMEN

5.TIPOS DE SUELO	
GRAVA	5
ARENA	33
FINOS	62

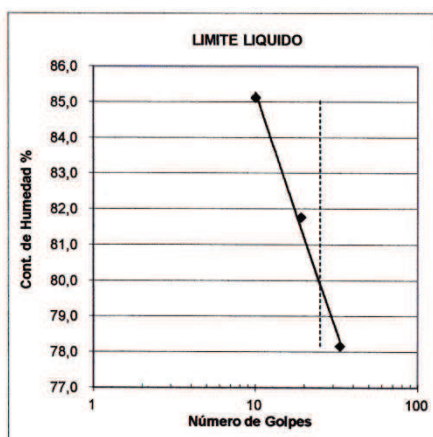
SUCS:	PT
AASHTO:	
IG:	

Reporte No.121-23

PROYECTO: VALLE DEL SADE - PUENTE

UBICACION:	QUININDÉ	CLASIFICACION DE SUELOS
PERFORACION:	PP - 2	
MUESTRA No:	P2 - 2	
PROF.(m):	2,00 - 2,45	FECHA: feb-12

	GOLPES	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO TARA (gr)	CONT. DE HUMEDAD (%)	PROMEDIO O VALOR
1.CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL		43,44	22,00	6,99	142,84	94,62
		34,32	25,66	7,00	46,41	
2.LIMITE LIQUIDO	33	26,03	19,12	10,28	78,17	79,92
	19	28,39	20,09	9,94	81,77	
	10	25,73	19,09	11,29	85,13	
3.LIMITE PLASTICO		13,28	12,01	9,51	50,80	49,89
		12,48	11,28	8,83	48,98	



4.DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

PESO INICIAL: (gr)	82,5		
PESO PARA CALCULO:(gr)	42,39		
TAMIZ No.	PESO RET ACUM(gr)	% RETENIDO	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	4,60	11	89
No. 4	14,50	34	66
No. 10	18,20	43	57
No. 40	20,20	48	52
No.200	22,70	54	46

5.TIPOS DE SUELO

GRAVA	34
ARENA	19
FINOS	46

RESUMEN

LL:	79,92
LP:	49,89
IP:	30,03

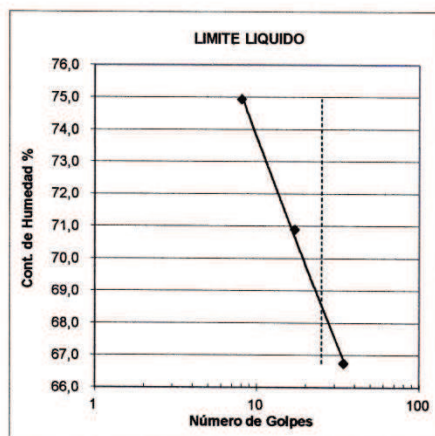
SUCS:	SM
AASHTO:	
IG:	

Reporte No.121-23

PROYECTO: VALLE DEL SADE - PUENTE

UBICACION:	QUININDÉ	CLASIFICACION DE SUELOS
PERFORACION:	PP - 2	
MUESTRA No:	P2 - 4	
PROF.(m):	4,00 - 4,45	

	GOLPES	PESO HUMEDCO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO TARA (gr)	CONT. DE HUMEDAD (%)	PROMEDIO O VALOR
1.CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL		30,34	23,62	5,92	37,97	37,59
		31,38	24,43	5,75	37,21	
2.LIMITE LIQUIDO	34	27,90	20,47	9,34	66,76	68,57
	17	26,49	19,74	10,22	70,90	
	8	25,63	19,05	10,27	74,94	
3.LIMITE PLASTICO		13,42	12,18	9,45	45,42	45,10
		13,15	11,95	9,27	44,78	

**4.DISTRIBUCION GRANULOMETRICA**

PESO INICIAL: (gr)		75,8	
PESO PARA CALCULO:(gr)		55,09	
TAMIZ No.	PESO RET ACUM(gr)	% RETENIDO	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	7,10	13	87
3/8"	12,14	22	78
No. 4	21,20	38	62
No. 10	25,20	46	54
No. 40	27,20	49	51
No.200	29,70	54	46

RESUMEN

5.TIPOS DE SUELO	
GRAVA	38
ARENA	15
FINOS	46

LL:	68,57
LP:	45,10
IP:	23,47

SUCS:	SM
AASHTO:	
IG:	

ANEXO N° 5

FOTOGRAFÍAS DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN

ESTADO ACTUAL DEL ACCESO VIAL Y EL PUENTE TIPO BAILEY



ELABORACIÓN: Jonathan Rivas Castro

VISTA DEL CAUCE DEL RÍO AGUAS ABAJO



ELABORACIÓN: Jonathan Rivas Castro

VISTA DEL CAUCE DEL RÍO AGUAS ARRIBA



ELABORACIÓN: Jonathan Rivas Castro

ESTADO ACTUAL DE LAS BASES DEL PUENTE TIPO BAILEY



ELABORACIÓN: Jonathan Rivas Castro