

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO PROFESIONAL

“ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN”

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

CULQUI HUAMÁN JAIRO ALEXANDER

CAJAMARCA - PERÚ

2013

DEDICATORIA

A mis queridos padres María y Walter, con inmensa gratitud por su dedicación y esfuerzo, hicieron posible la culminación de mi carrera.

A mis hermanos Erika, Álvaro y Marisol y a mi tío Leónidas, quienes me apoyaron desinteresadamente.

Jairo Alexander

AGRADECIMIENTO

Mi más sincero agradecimiento a mis padres, hermanos y familiares, así también a mis amigos que me apoyaron para alcanzar mis objetivos.

A los ingenieros asesores y jurados por su valioso apoyo y orientación para realizar el presente proyecto: Dra. Ing. Rosa Llique Mondragón, Ing. Miguel Mosqueira Moreno, Ing. Luis Ramírez Vázquez, Ing. Andrés León Chávez, Ing. José Marchena Araujo y al Ing. Raúl Valera Guerra.

A la Municipalidad Distrital de San Juan, por brindarme todas las facilidades durante la realización del presente proyecto.

A la plana docente de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, por la enseñanza brindada en las Aulas Universitarias

El Autor.

RESUMEN



RESUMEN

En el presente trabajo, se desarrolló el análisis y diseño estructural de un puente carrozable, ubicado en el distrito de San Juan, consta de un solo tramo y tiene una longitud entre apoyos de 25 metros, está diseñado para soportar la carga de un camión HL-93. La superestructura es de tipo mixta, conformada por un tablero de concreto armado de 20 cm. de espesor y 2 vigas de acero tipo *plate girder*, la subestructura por estribos de concreto armado y estará cimentado sobre un suelo de 20 ton/m² de capacidad portante.

La estructuración y predimensionamiento estructural, está basado en las Normas AASHTO LRFD (Diseño por factores), el Manual de Diseño de Puentes y la Norma E.060 de Concreto Armado.

Para el análisis y diseño estructural del tablero se utilizó el programa SAP2000, también se utilizó el programa CSI BRIDGE para el diseño de las 2 vigas principales, las vigas diafragma centrales y apoyo, entre otros.

El costo del proyecto asciende: Ochocientos Setenticinco Mil Ciento Cincuentiocho y 30/100 Nuevos Soles incluido I.G.V.

ÍNDICE GENERAL



ÍNDICE GENERAL

CAPITULO I – INTRODUCCIÓN

pág.		
1.1	Introducción.....	2
1.2	Objetivos.....	3
1.3	Antecedentes.....	3
1.4	Alcances.....	3
1.5	Características Locales.....	3
1.6	Justificación.....	4

CAPITULO II – REVISIÓN LITERARIA

2.1	Consideraciones Generales.....	7
2.2	Estudios Preliminares.....	7
2.3	Estudio Geológico y de Mecánica de Suelos.....	10
2.4	Estudio Hidrológico.....	28
2.5	Diseño Estructural en Puentes	51
2.6	Superestructura.....	62
2.7	Apoyos.....	107
2.8	Subestructura.....	115
2.9	Impacto ambiental.....	123

CAPITULO III – RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES

3.1	Recursos Humanos.....	125
3.2	Recursos Materiales.....	125

CAPITULO IV – METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO

4.1	Consideraciones Generales.....	131
4.2	Estudios Preliminares.....	131
4.2.1	Reconocimiento de la Zona en Estudio.....	131
4.2.2	Levantamiento Topográfico.....	132
4.2.3	Estudio de Tráfico.....	134



4.3	Estudio Geológico y de Mecánica de Suelos.....	135
4.3.1	Estudio Geológico.....	135
4.3.2	Estudio de Mecánica de Suelos.....	136
4.3.3	Estudio de Canteras.....	140
4.3.4	Diseño de Mezclas.....	140
4.4	Estudio Hidrológico.....	140
4.4.1	Delimitación de la Cuenca y Parámetros Geomorfológicos.....	140
4.4.2	Análisis de Tormentas.....	142
4.3.3	Cálculo del Caudal de Diseño.....	154
4.4.4	Cálculo del Tirante "Y".....	154
4.4.5	Cálculo del Tirante de Diseño "YO".....	156
4.4.6	Cálculo de la Profundidad de Socavación.....	156
4.4.7	Planteamiento de Drenaje Superficial.....	159
4.5	Diseño Geométrico.....	161
4.5.1	Determinación de la Luz del Puente.....	161
4.5.2	Altura del Puente.....	161
4.5.3	Diseño Geométrico de la Calzada.....	161
4.5.4	Datos Geométricos para el Diseño.....	162
4.6	Superestructura.....	163
4.6.1	Diseño de la Loza.....	163
4.6.2	Diseño de las Vigas Laterales.....	169
4.6.3	Diseño de los Diafragmas.....	205
4.6.4	Diseño de la Baranda.....	213
4.6.5	Diseño de las Veredas.....	216
4.6.6	Diseño de las Conexiones Atornilladas.....	218
4.7	Apoyos.....	221
4.7	Diseño del Apoyo Móvil y Fijo.....	221
4.8	Diseño de la Soldadura.....	225
4.8	Diseño de la Soldadura.....	225
4.9	Subestructura.....	229
4.5.1	Diseño de Estribos.....	229



4.10	Estudio de Impacto Ambiental (EIA).....	243
4.10.1	Definición del Proyecto en General.....	243
4.10.2	Descripción del Ambiente.....	243
4.10.3	Identificación y Valoración de Impactos.....	245
4.10.4	Programa de Medidas Preventivas y Correctivas.....	246
4.10.5	Programa de Vigilancia y Control Ambiental.....	248

CAPITULO V – RESULTADOS

Resultados.....	249	
5.1	Levantamiento Topográfico.....	250
5.2	Estudio de Tránsito.....	250
5.3	Estudio Geológico y de Mecánica de Suelos.....	250
5.4	Estudio Hidrológico e Hidráulico.....	252
5.5	Diseño del Puente-Superestructura.....	253
5.6	Diseño de las Conexiones.....	255
5.7	Diseño de los Apoyos.....	250
5.8	Diseño de la Subestructura del Puente.....	256
5.5	Impacto Ambiental.....	257

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.....	259
Recomendaciones.....	260

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía.....	262
-------------------	-----

ANEXOS

Expediente Técnico

ANEXO	Memoria Descriptiva.....	264
ANEXO	Especificaciones Técnicas.....	268
ANEXO	Metrados.....	303
ANEXO	Presupuesto.....	323
ANEXO	Costo Hora Hombre.....	325
ANEXO	Análisis de Costos Unitarios.....	331



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN"



ANEXO Gastos Generales.....	348
ANEXO Planos.....	352
ANEXO A Estudios Preliminares.....	353
ANEXO B Estudio de Mecánica de Suelos.....	363
ANEXO C Estudio de Canteras.....	378
ANEXO D Estudio Hidrológico.....	380
ANEXO E Estudio de Impacto Ambiental.....	383
Fotografías.....	387
Programas de Cómputo.....	390
Otros.....	391

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se desarrolla a pedido de la Municipalidad Distrital de San Juan. Este documento contiene la información del diseño de un puente carrozable de tipo sección compuesta, vigas metálicas tipo I y un tablero de concreto armado, el cual cubrirá una luz de metros 25.00 metros. Las normas utilizadas para este proyecto se basan, en la AASHTO LRFD (Diseño por factores), el Manual de Diseño de Puentes y la Norma E.060 de Concreto Armado.

El proyecto que se desarrolla se enfoca en el diseño de un puente carrozable, el cual servirá para permitir el tránsito pesado de manera adecuada y segura. En el lugar donde se emplazará el puente existe un puente de tipo colgante, el cual se encuentra en mal estado, poniendo en riesgo la integridad física de las personas que transitan por la zona y hacen uso de este, por tal motivo se determinó que es necesario realizar el estudio.

Este proyecto está dividido en cinco partes. El Capítulo I, presenta la determinación del objetivo general y los objetivos específicos, además se presenta los antecedentes y alcances del proyecto.

En el Capítulo II se plantea la fundamentación y bases teóricas necesarias, para poder determinar la estructura del documento que se presenta.

El Capítulo III se presenta los recursos humanos y materiales utilizados, para la realización del proyecto.

Por otro lado, en el Capítulo IV se establece la metodología que es aplicada en proceso de la realización del proyecto, considerando las técnicas de procesamiento y diseño, además se realizó un análisis de los datos obtenidos del proceso.

En el Capítulo V se establecen los resultados y la discusión de los mismos, presentándolos en función a los objetivos establecidos previamente.

Finalmente, las conclusiones y recomendaciones del caso que corresponden a las determinaciones de los objetivos planteados.

Este trabajo incluye anexos, que soportan el detalle de las actividades relacionadas al levantamiento de la información.



1.2 OBJETIVOS

a. OBJETIVO GENERAL

- Logar desarrollar, el diseño y análisis estructural del puente carrozable "San Juan", el cual impulsara el desarrollo del Distrito de San Juan y sus caseríos colindantes desde un punto estratégico como son las vías de comunicación

b. OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Contar con una vía de acceso rápida, al distrito de San Juan y sus colindantes.
- Facilitar el comercio de los diferentes productos agrícolas, ganaderos y forestales, así como también incrementar el turismo, dando seguridad a los visitantes y pobladores de esta zona.
- Proporcionar una estructura vial optima, segura, resistente y económica a la zona.
- Proporcionar el expediente técnico y especificaciones técnicas para un futuro financiamiento.

1.3. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

En la actualidad la zona en estudio, cuenta con un puente colgante, el cual se encuentra en mal estado, por la antigüedad de su construcción y por el poco mantenimiento que esta estructura recibe por parte de las autoridades. Los vehículos que transitan hacia los caseríos aledaños de Ogoris, Conga, Viznaga y viceversa tienen que trasladarse distancias mayores, para poder cruzar la quebrada. Con este proyecto de ingeniería, San Juan tendrá una vía de acceso más rápida, disminuyendo los tiempos de viaje.

1.4. ALCANCES

Se diseñara completamente las estructuras de un puente de sección mixta de 25 m de luz libre, teniendo en cuenta las características, geotécnicas, hidrológicas y de tránsito del lugar, permitiendo que esta vía no se interrumpa en tiempos de lluvia, beneficiando a las comunidades cercanas.

1.5. CARACTERÍSTICAS LOCALES

a. UBICACIÓN:

- Departamento : Cajamarca.
- Provincia : Cajamarca.
- Distrito : San Juan



El lugar del proyecto se encuentra ubicado a una distancia aproximada de 1.00 km del distrito de San Juan, siguiendo la ruta Panamericana Norte – Cajamarca, a la altura del Km. 833+500.00. Ubicado en las coordenadas UTM: 9197967.83 (Norte) y 776758.66 (Este).

b. LÍMITES:

- Este : Distrito de Jesús.
- Norte : Cajamarca.
- Oeste : Distrito de Magdalena.
- Sur : Distrito de la Asunción.

c. TOPOGRAFÍA

El área en estudio presenta una topografía, ondulada en la margen izquierda y derecha de la quebrada.

d. ALTITUD

El proyecto se encuentra entre las altitudes de 2311.00 m.s.n.m.

e. TEMPERATURA

Respecto a la temperatura máxima, según SENAMHI fluctúa entre los 22 y 23 grados.

f. PLUVIOSIDAD

La precipitación es de 816.10 mm por año (según SENAMHI), las mayores precipitaciones se dan en época de lluvias (Diciembre –Abril), con mayor intensidad en los meses de febrero y marzo.

g. ACCESIBILIDAD

El lugar en estudio se puede visitar a través de la carretera de la Panamericana Norte, que se dirige a la costa, la cual se encuentra en buenas condiciones para el tránsito, que conduce desde la ciudad de Cajamarca hasta el distrito de San Juan.

1.6. JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto denominado "Estudio del Puente Carrozable San Juan", el cual está ubicado sobre la quebrada del mismo nombre, se justifica por que tendrá un beneficio socio-económico. Además debido a la proyección del distrito se hace necesario su estudio y ejecución, para comunicar a los caseríos de Ogoriz, Conga y Viznaga. Además de reducir el tiempo de viaje y por lo



tanto los costos de transporte, los cuales beneficiarían a los pobladores y visitantes ocasionando un impacto socio económico positivo.

Se espera que el presente documento contribuya a desarrollar ideas para aplicarse en futuras obras y abra pauta a la creatividad de los ingenieros que se interesan por el tema.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE

LITERATURA



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, es indispensable realizar los estudios básicos, que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que, concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias, plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales y ejecutables.

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límites que se especifican, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y servicialidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

(Wolf, P, 1997)

2.2. ESTUDIOS PRELIMINARES

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que le caracterizan a la zona, antes de definir el emplazamiento del puente. El emplazamiento deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas, y escoger la mejor respuesta, dentro las limitaciones y variaciones del comportamiento de los cambios naturales provocados por la naturaleza.

Debe igualmente especificar el nivel de los estudios básicos y los datos específicos que deben ser obtenidos.

(Wolf, P, 1997)

a) RECONOCIMIENTO DE LA ZONA DE ESTUDIO

En todo proyecto de ingeniería, el primer paso para iniciar el estudio es el reconocimiento de la zona donde se ejecutaran el proyecto, con la finalidad de efectuar una evaluación global de las condiciones naturales del lugar y ver su factibilidad de ejecución. Además los estudios de campo deben efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida, al estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área de su emplazamiento.

(Wolf, P, 1997)

b) TOPOGRAFÍA

La topografía, es una ciencia que estudia el conjunto de procedimientos, para determinar las posiciones relativas, de los puntos sobre la superficie de la tierra y



debajo de la misma, mediante la combinación de las medidas según los tres elementos del espacio: distancia, elevación y dirección. La topografía explica los procedimientos y operaciones de trabajo de campo, los métodos de cálculo o procesamiento de datos y la representación del terreno en un plano o dibujo topográfico a escala.

(Wolf, P, 1997)

c) **LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

El procedimiento a seguir en los levantamientos topográficos, comprende dos etapas fundamentales:

1. El trabajo de campo, que es la recopilación de los datos. Esta recopilación fundamentalmente, consiste en medir ángulos horizontales y/o verticales y distancias horizontales o verticales.
2. Trabajo de gabinete, consiste en procesar los datos obtenidos con un software, además hacer uso de cartas y mapas.

(Wolf, P, 1997)

- **Poligonales o redes de apoyo**

Una poligonal es una sucesión de líneas quebradas, conectadas entre sí en los vértices. Para determinar la posición de los vértices de una poligonal en un sistema de coordenadas rectangulares planas, es necesario medir el ángulo horizontal en cada uno de los vértices y la distancia horizontal entre vértices consecutivos.

El uso de poligonales es uno de los procedimientos topográficos más comunes. Se usan generalmente para establecer puntos de control y puntos de apoyo para el levantamiento de detalles y elaboración de planos, para el replanteo de proyectos y para el control de ejecución de obras.

En forma general, las poligonales pueden ser clasificadas en:

- **Poligonal abierta.**

Sus extremos no tienden a cerrarse se utiliza para camino, carreteras, canales y ríos.

- **Poligonal cerrada.**

Comienza en un punto dado recorre un circuito y finalmente vuelve al punto de partida.

(Wolf, P, 1997)



Cuadro 2.01 Clasificación de la Topografía del Terreno.

Ángulo respecto a la horizontal del terreno	Tipo de topografía
0° a 10°	Llana
10° a 20°	Ondulada
20° a 30°	Accidentada
Mayor a 30	Montañosa

FUENTE: Wolf, P, 1997

Cuadro 2.02 Selección de la Equidistancia para Curvas de Nivel.

Escala del plano	Tipo de topografía	Equidistancia
Grande 1/1 000 o menor	Llana	0.10 a 0.25
	Ondulada	0.25 a 0.50
	Accidentada	0.50 a 1.00
Mediana 1/1 000 a 1/10 000	Llana	0.25, 0.50, 1.00
	Ondulada	0.50, 1.00, 2.00
	Accidentada	2.00, 5.00
Pequeña 1/10 000 o mayor	Llana	0.50, 1.00, 2.00
	Ondulada	2.00, 5.00
	Accidentada	5.00, 10.00, 20.00
	Montañosa	10.00, 20.00, 50.00

FUENTE: Wolf, P, 1997

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo, que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información, de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia, para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, será documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

(Wolf, P, 1997)



2.2.1. ESTUDIOS DE TRÁFICO

Cuando la magnitud envergadura de la obra así lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico, correspondiente al volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

2.2.1.1. Conteo de Tráfico

Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia. Se colocará personal clasificado, provisto de formatos de campo donde anotarán la información acumulada por cada rango horario

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERU, 2003)

2.2.1.2. Clasificación y Tabulación de la Información

Se deberán adjuntar cuadros, indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERU, 2003)

2.2.1.3. Análisis y Consistencia de la Información

Esto se llevará a cabo comparando con estadísticas existente, a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERU, 2003)

2.2.1.4. Tráfico actual

Se deberá obtener, el Índice medio diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERU, 2003)

2.2.1.5. Documentación

- Resultados de clasificación por tipo de vehículo para cada estación y por sentido.
- Resultados de vehículos totales, para cada estación y por sentido.
- Índice medio diario (I.M.D) por estación y sentido.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERU, 2003)

2.3. ESTUDIOS GEOLÓGICO Y MECÁNICA DE SUELOS

2.3.1. ESTUDIO GEOLÓGICO

En los proyectos de ingeniería civil resulta imprescindible la investigación geológica; específicamente en el trazado de una nueva vía, para rentabilizar en



tiempo y costo económico de las inversiones, que se hacen por parte de las distintas administraciones (estatales y/o privadas). En la elección del trazado de una obra vial tienen un peso decisivo las características geológicas del terreno. En este sentido, es importante detectar los principales problemas geológicos que se pudieran presentar y en consecuencia definir soluciones en el ámbito de la ingeniería civil, adaptando el proyecto a las características geológicas singulares de cada caso. Los mapas geológicos aportan una importante información sobre las características del terreno y sirven de base para la realización de una cartografía geotécnica de detalle.

(González de Vallejo, 2002)

2.3.1.1. Con el estudio geológico se buscará:

- Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.
- Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

2.3.1.2. Clasificación de las rocas

a) Rocas ígneas

Las rocas ígneas, son aquellas formadas por la cristalización de minerales al enfriarse un fundido. En su génesis intervienen, entonces los procesos de fusión parcial que originan el material fundido, así como los procesos de cristalización. Como las rocas sedimentarias, las rocas ígneas tienen su desarrollo en distintos ambientes caracterizados por temperaturas, presiones y composiciones químicas específicas.

(Tolson, 2005)

b) Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias, son formadas sobre la superficie de la tierra por materiales acarreados por la gravedad, por algún fluido (aire o agua) o bien precipitados de soluciones acuosas o por seres vivos. En todos estos casos la gravedad juega un papel importante. Por este motivo, las rocas sedimentarias suelen acumularse en depresiones sobre la superficie terrestre, a las cuales denominamos cuencas.

c) Rocas metamórficas

Se forman por procesos de recristalización de rocas pre-existentes. Esta recristalización es debida a cambios en las condiciones de presión y temperatura en las cuales se encuentran las rocas. Las rocas metamórficas



frecuentemente se desarrollan en ambientes donde la presión no es igual en todas direcciones. Al contrario, la norma es que la presión sea dirigida, lo cual causa que las rocas sean acortadas en unas direcciones y alargadas en otras.

(Tolson, 2005).

2.3.2. ESTUDIO DE SUELOS

2.3.2.1. Mecánica de Suelos:

Para definir la mecánica de suelos, habría que recurrir al mismo Terzaghi, quien en su libro *Theoretical Soil Mechanics* dice: "La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica, a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica".

Es la disciplina que se ocupa de las propiedades, comportamiento y utilización del suelo como material estructural, de tal manera que las deformaciones y resistencia del suelo ofrezcan seguridad, durabilidad y estabilidad a las estructuras.

(Tolson, 2005).

2.3.2.2. Suelo.

Desde el punto de vista de la ingeniería, el suelo es el sustrato físico sobre el que se realizan las obras, del que importan las propiedades físico-químicas, especialmente las propiedades mecánicas. Desde el punto de vista ingenieril se diferencia del término roca, al considerarse específicamente bajo este término un sustrato, formado por elementos que pueden ser separados sin un aporte significativamente alto de energía.

(Braja, M. 2001)

2.3.2.3. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas en los suelos.

Fases de un suelo.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo; la líquida por el agua (libre específicamente), aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presente otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos.

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de sólo dos fases, la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

Muchos suelos contienen, además, materia orgánica en diversas formas y cantidades; en las turbas, estas materias predominan y consisten en residuos vegetales parcialmente descompuestos.

Aunque el contenido de materia orgánica y las capas absorbidas son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, no es preciso considerarlo en la medición de pesos y volúmenes relativos de las tres fases principales.

(Braja, M. 2001)

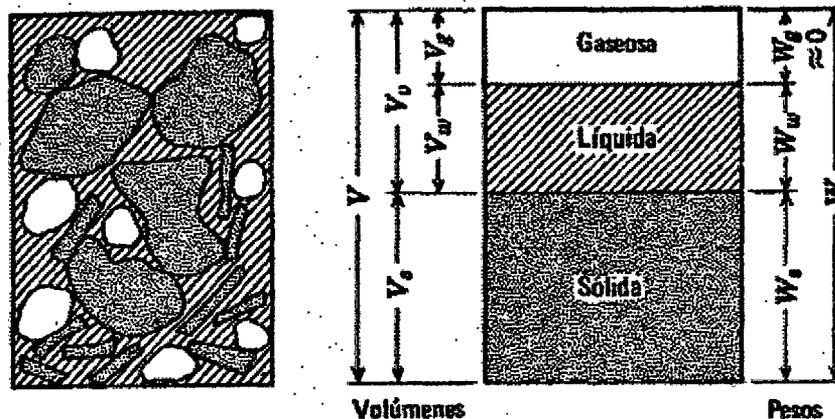


Grafico 2.01 Fases de la muestra de un suelo

(Braja, M. 2001)

El significado de los símbolos es el siguiente:

- V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).
- V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).
- V_v = Volumen de vacíos de la muestra de suelos (volumen de vacíos).
- V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de líquidos).
- V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).
- W_m = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa).
- W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (peso de sólidos).
- W_w = Peso de la fase líquida contenida en la muestra (peso de líquidos).
- W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra (peso de aire).



2.3.2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Es posible determinar las relaciones gravimétricas y volumétricas, mediante métodos realmente sencillos y de gran importancia en la mecánica de suelos, ya que son necesarios, para la correcta aplicación de las distintas teorías que brindan significado y sentido físico de las distintas propiedades mecánicas del suelo.

Los ensayos generales más comunes son:

a) Densidad Húmeda

El peso volumétrico en estado natural del suelo o peso específico de la masa del suelo, es la relación entre el peso del mismo y el volumen que ocupa.

$$D_h = \frac{W_m}{V_m} \dots \dots \dots (\text{Ec.-01})$$

Dónde:

W_m : Es la masa del suelo

V_m : Es el volumen total de la muestra de suelo

El procedimiento de laboratorio que se utiliza para la determinar el peso específico, fue mediante un labrado de muestras del suelo, en forma de cilindros, para determinar el volumen que ocupa.

(Braja, M. 2001)

b) Contenido de Humedad

Se conoce como contenido de agua o humedad de los suelos, a la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida.

La cantidad de agua se obtiene mediante la diferencia del suelo en estado natural y el suelo secado al horno.

Suele expresarse como porcentaje.

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \dots \dots \dots (\text{Ec.-02})$$

Dónde:

W_s : Peso del suelo seco

W_w : Peso del suelo contenida en la muestra de suelo.

(Braja, M. 2001)



c) **Peso Específico**

Es la relación entre el peso y el volumen de las partículas de la muestra del suelo. Los ensayos se realizan según el tipo de material: grava gruesa o piedra, arena gruesa y/o grava.

Peso específico de grava gruesa o piedra

Se define como:

$$\gamma_s = \frac{(W_{aire})}{(W_{aire}) - (W_{sumer})} \dots \dots \dots (Ec.-03)$$

Dónde:

W_{aire}: Peso de la piedra en el aire.

W_{sumer}: Peso de la piedra sumergida en el agua.

Peso específico de arena gruesa y grava

Se define como:

$$\gamma_s = \frac{(W_s)}{(V_f) - (V_i)} \dots \dots \dots (Ec.-04)$$

Dónde:

W_s: Muestra seca.

V_i: Volumen de la probeta.

V_f: Muestra seca en la probeta.

Peso específico de materia fino γ_s :

El peso específico relativo se define como el peso específico del suelo, con respecto al peso específico del agua a 4°C, destilada y sujeta a presión atmosférica

Se define como:

$$\gamma_s = \frac{(W_s)}{(W_s) + (W_{fw}) - (W_{fws})} \dots \dots \dots (Ec.-05)$$

Dónde:

W_s: Peso muestra seca.

W_{fw}: Peso de la fiola mas agua.

W_{fws}: Peso de la fiola mas agua más muestra.

(Juárez, Rico. 2004)



Peso específico de la muestra de suelo compuesta de partículas finas y gruesas

Se determina con la siguiente expresión

$$\gamma_s = \frac{1}{\frac{R1}{100\gamma1} + \frac{R2}{100\gamma2}} \dots\dots\dots (\text{Ec.-06})$$

Dónde:

Ys prom: Promedio ponderado del peso específico del suelo compuesto de partículas mayores y menores que la malla N°4.

R1: Porcentaje de partículas de suelo retenidas en la malla N°4.

R2: Porcentaje de partículas de suelo que pasan la malla N°4.

Y1: Peso específico de las partículas de suelo retenidas en la malla N°4.

Y2: Peso específico de las partículas de suelo que pasan la malla N°4.

d) Granulometría en suelos.

Los análisis granulométricos se realizaran mediante ensayos en laboratorio, con tamices de diferentes enumeraciones, dependiendo de la separación de los cuadros de la malla. Los granos que pasan o se queden en el tamiz tienen sus características ya determinadas. Para el ensayo o el análisis de granos gruesos será muy recomendado el método del Tamiz; pero cuando se trata de granos finos este no es muy preciso, porque se le es más difícil a la muestra pasar por una maya tan fina; Debido a esto el análisis granulométrico de granos finos será bueno utilizar otro método.

Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos, con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica.

El coeficiente de uniformidad se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots (\text{Ec.-07})$$

Dónde:

D₆₀: Tamaño tal, que el 60% en peso del suelo sea igual o menor.

D₃₀: Tamaño tal, que el 30% en peso del suelo sea igual o menor.



D_{10} : Llamado por Hazen, diámetro efectivo, es el tamaño total que sea igual o mayor que el diez por ciento en peso, del suelo.

Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Coefficiente de Curvatura: Como dato complementario, se define el coeficiente de curvatura del suelo por la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \dots \dots \dots \text{(Ec.-08)}$$

e) Plasticidad

Al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo no resulta suficiente decir que un suelo plástico puede deformarse y remodelarse sin agrietamiento, pues una arena fina y húmeda tienen esas características, en el sentido más amplio de la palabra; hay entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena en cuestión una importante diferencia: el volumen de la arcilla permanece constante durante la deformación, mientras que el de la arena varía; además la arena se desmorona en deformación rápida.

En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad, como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. Esta definición logra circunscribir la propiedad a las arcillas en ciertas circunstancias.

(Alva, J. 2009)

Estados de Consistencia o Límites de Plasticidad.

Para medir la plasticidad de las arcillas, se han desarrollado varios criterios de los cuales solo abordaremos el propuesto por ATTERBERG, el cual menciona:

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico y por lo tanto puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia.

- Estado líquido, con las propiedades y apariencias de una suspensión.
- Estado Semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- Estado Plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- Estado Semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye su volumen al estar sujeto ha secado.
- Estado Sólido, en que el volumen de suelo no varía con el secado.



Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas debe hacerse en forma puramente convencional. ATTERBERG, estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de límites de consistencia.

Cuadro 2.03 Estados de consistencia

Sólido	Semisólido	Plástico	Semilíquido	Líquido
IL < 0		0 ≤ IL ≤ 1	IL > 1	
No plástico		Plástico	Líquido viscoso	

IL = (ω - LP) / IP (Ec.-09)

Límite Líquido (LL). Se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje, con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambio del estado líquido al estado plástico.

Es el contenido de agua que tenga la muestra cuando se cierre la ranura al fondo de la copa de Casagrande, dándole un número de 25 golpes.

Limite Plástico (LP). Se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje, con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual suelo cohesivo pasa de un estado semisólido a un estado plástico.

Dónde:

L.P = (Pmh - Pms) / Pms x 100 (Ec.-10)

L.P.: Humedad correspondiente al Límite plástico en %.

Pmh: Peso de los filamentos húmedos (gr).

Pms: Peso de los filamentos secos en gramos (gr).

Índice de Plasticidad

Se denomina índice de plasticidad o índice plástico (IP), a la diferencia numérica entre el límite líquido y plástico, e indica el margen de humedad dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

Cuando un suelo arcilloso de mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido, si el suelo se seca gradualmente este puede fluir gradualmente, se comportara como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su cantidad de agua.

Los contenidos de humedad y los puntos de transición de unos estados a otros se denominan Límites de Atterberg.

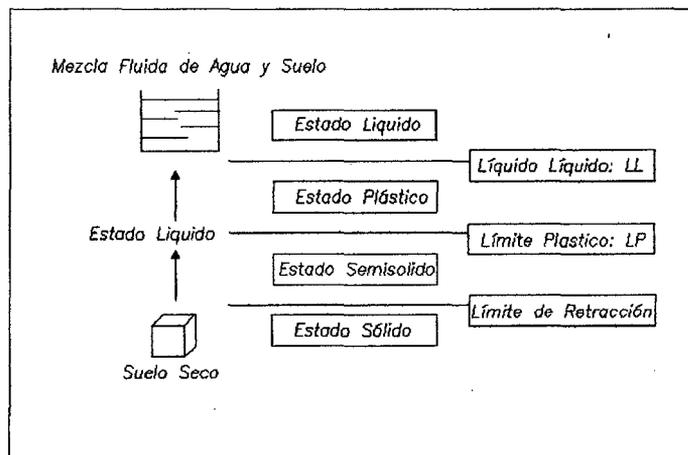


Gráfico 2.02 Estados del Suelo

Dónde:

$$IP = LL - LP \dots \dots \dots (\text{Ec.- } 11)$$

LL: Límite líquido.
LP: Límite plástico.

(Alva, J. 2009)

f) CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la mecánica de suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según el tamaño de sus partículas, así como de sus propiedades mecánicas por ser estas últimas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles. A la vez esta base debe ser preponderantemente cualitativa, puesto que un sistema que incluye relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas resultaría, sin duda, excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica; además un sistema útil debe servir para normar el criterio técnico.

(Braja, M. 2001)



Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Cuadro 2.04 Sistema de Clasificación de los Suelos Método SUCS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)				
DIVISIÓN PRINCIPAL.	SÍMBOLO	CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN
		% QUE PASA EL TAMIZ 200:	REQUISITOS SUPLEMENTARIOS	
GRANO GRUESO: Más del 50% en peso mayor que el tamiz 200 (0,074mm). SUELOS GRAVOSOS: Más del 50% de la fracción gruesa > tamiz No. 4 (4.76 mm)	GW	0 - 5%*	$D_{60}/D_{10} > 4$ $D_{30}^2 / (D_{60} \cdot D_{10}) = 1-3$	Grava bien graduada, Grava arenosa.
	GP		Cuando no se cumplen las condiciones para GW.	Gravas mal graduadas o discontinuas, gravas arenosas.
	GM	≥ 12*	IP < 4 o Bajo la línea A	Gravas limosas o limo arenosas
	GC		IP > 7 y Sobre la línea A	Gravas arcillosas o arcillo - arenosas.

Cuadro 2.05 Sistema de Clasificación de los Suelos Método SUCS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)				
DIVISIÓN PRINCIPAL.	SÍMBOLO	CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN
		% QUE PASA EL TAMIZ 200:	REQUISITOS SUPLEMENTARIOS	
Más del 50% en peso mayor que el tamiz 200 (0,074mm). SUELOS ARENOSOS: Más del 50% de la fracción gruesa < tamiz No. 4.	SW	0 - 5*	$D_{60}/D_{10} > 4$ $D_{30}^2 / (D_{60} \cdot D_{10}) = 1-3$	Arenas bien graduadas, Arenas gravosas.
	SP		Cuando no se cumplen las condiciones para SW.	Arenas uniformes o con graduación discontinua. Arenas gravosas
	SM	≥ 12*	IP < 4 o Bajo la línea A	Arenas limosas, Arenas limosas - gravosas.
	SC		IP > 7 y Sobre la línea A	Arenas arcillosas, Arenas arcillosas - gravosas.



Cuadro 2.06 Sistema de Clasificación de los Suelos Método SUCS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)				
División Principal.	Símbolo.	Criterios de Clasificación		Descripción
		Requisitos Suplementarios		
GRANO FINO: Más del 50% en peso menor que el tamiz 200 (0,074mm). BAJA COMPRESIBILIDAD: L.L. < 50	ML	Bajo la línea A. L.L. < 50		Limos , arenas muy finas, arenas finas limosas o arcillosas, Limos micáceos.
	CL	Sobre la línea A. L.L. < 50		Arcillas de baja plasticidad, arcillas Arenosas o Limosas.
	OL	Bajo la línea A. L.L. < 50. Olor o color a sustancia orgánica.		Limos orgánicos y arcillas de baja plasticidad.

Cuadro 2.07 Sistema de Clasificación de los Suelos Método SUCS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)				
DIVISIÓN PRINCIPAL.	SIMBOLO	CRITERIOS DECLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN
		REQUISITOS SUPLEMENTARIOS		
GRANO FINO: Más del 50% en peso menor que el tamiz 200 (0,074mm). ALTA COMPRESIBILIDAD: L.L. > 50	MH	Bajo la línea A. L.L. > 50.		Limos micáceos. Limos de diatomeas. Cenizas volcánicas.
	CH	Sobre la línea A. L.L. > 50.		Arcillas muy plásticas. Arcillas arenosas.
	OH	Bajo la línea A. L.L. > 50. Olor o color a sustancia orgánica.		Limos orgánicos. Arcillas de alta plasticidad.
SUELOS CON MATERIA ORGÁNICA FIBROSA	Pt	Materia orgánica fibrosa; se carboniza, quema o se pone incandescente		Turba. Turbas arenosas. Turbas arcillosas.

FUENTE: BRAJA, M. 2001

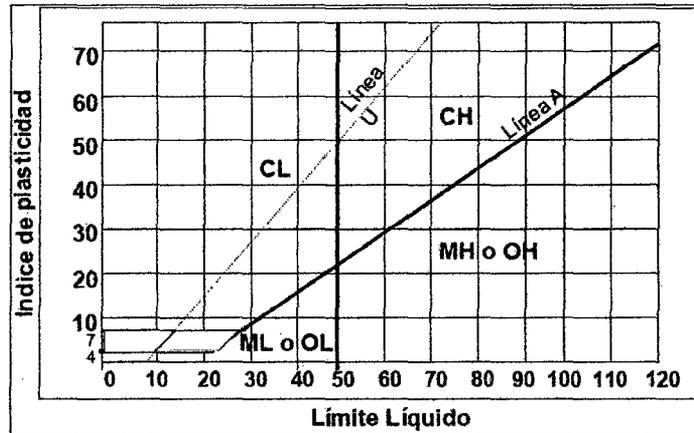


Gráfico 2.03 Carta de Plasticidad para clasificación de suelos de partículas finas

Línea A=0.73 (L-20)..... (Ec- 12)

Línea U=0.73 (L-8)..... (Ec- 13)

2.3.2.5. TEORÍA DE CAPACIDAD PORTANTE DE CARGA DE TERZAGHI

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa, para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta una cimentación es superficial si la profundidad, D_f de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.

(Braja, M. 2001)

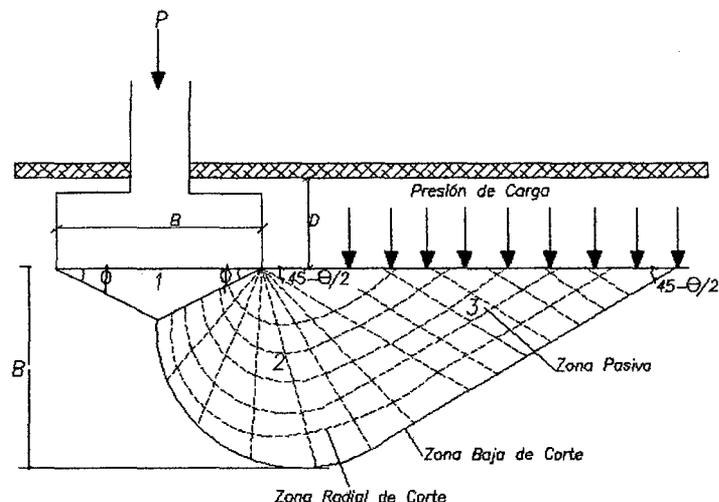


Gráfico 2.04 Capacidad de Carga



Para cimentaciones que exhiben la falla local por corte en suelos: Terzaghi sugirió modificaciones

qu = c'N'c + γDfN'q + 0.5γBN'γ Cimentación cuadrada..... (Ec-14)

Dónde:

- qu : Capacidad de carga límite en tn/m² o Kg/cm²
C : Cohesión del suelos en tn/m² o Kg/cm²
γ : Peso volumétrico del suelo en tn/m³o Kg/cm³
Df : Profundidad de desplante de la cimentación
B : Dimensión menor de la zapata.
N'c, N'q, N'γ : Factores de capacidad de carga modificada.

COHESIÓN

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina suelos no cohesivos.

Cuadro 2.08 VALORES DE LA DENSIDAD APARENTE PARA SUELOS GRANULARES

Table with 3 columns: Descripción, n %, γd gr/cm3. Rows include: Arena limpia y uniforme, Arena Limosa, Arena micácea, Limo inorgánico, Arena fina a gruesa, Arena Limosa y grava.

Valores de n y γd para suelos granulares

Fuente: Peter W. Wicke.

a) ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

El ángulo de rozamiento tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la



pendiente de una muestra de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas pero en un material sin cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño de la muestra el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno.

Cuadro 2.09 Ángulo de fricción Ø de diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)

Table with 3 columns: Materiales en Interface, Ángulo de fricción, δ (°), and Cohesión. Rows include concrete on various foundations, rock, gravel, sand, and clay with their respective friction angles and cohesion values.

FUENTE: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por El Método LRFD (2007)

b) FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Con base a los estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi se usara las siguientes fórmulas para hallar dichos factores.

Nq = tan^2(45 + phi/2) * e^(pi*tan(phi)) (Ec.-15)

Nc = (Nq - 1) * cot(phi) (Ec.-16)

Ngamma = (Nq + 1) * tan(phi) (Ec.- 17)

Dónde:

Ø : Ángulo de fricción interna

FUENTE: Braja, M. 2001



Cuadro 2.10 Cuadro Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi

N'_c, N'_q, N'_γ

\emptyset	N'_c	N'_q	N'_γ	\emptyset	N'_c	N'_q	N'_γ
0.00	5.70	1.00	0.00	26.00	15.23	6.05	2.59
1.00	5.90	1.07	0.01	27.00	16.30	6.54	2.88
2.00	6.10	1.14	0.02	28.00	17.13	7.07	3.29
3.00	6.30	1.22	0.04	29.00	18.03	7.66	3.76
4.00	6.51	1.30	0.06	30.00	18.99	8.31	4.39
5.00	6.74	1.39	0.07	31.00	20.03	9.03	4.83
6.00	6.97	1.49	0.10	32.00	21.16	9.82	5.51
7.00	7.22	1.59	0.13	33.00	22.39	10.69	6.32
8.00	7.47	1.70	0.16	34.00	23.72	11.67	7.22
9.00	7.74	1.82	0.20	35.00	25.18	12.75	8.35
10.00	8.02	1.94	0.24	36.00	26.77	13.97	9.41
11.00	8.32	2.08	0.30	37.00	28.51	15.32	10.90
12.00	8.63	2.22	0.35	38.00	30.43	16.85	12.75
13.00	8.96	2.38	0.42	39.00	32.53	18.56	14.71
14.00	9.31	2.55	0.48	40.00	34.87	20.50	17.22
15.00	9.67	2.73	0.57	41.00	37.45	22.70	19.75
16.00	10.06	2.92	0.67	42.00	40.33	25.21	22.50
17.00	10.47	3.13	0.76	43.00	43.54	28.06	26.25
18.00	10.90	3.36	0.88	44.00	47.13	31.34	30.40
19.00	11.36	3.61	1.03	45.00	51.17	35.11	36.00
20.00	11.85	3.88	1.12	46.00	55.73	39.48	41.70
21.00	12.37	4.17	1.35	47.00	60.91	44.45	49.30
22.00	12.92	4.48	1.55	48.00	66.80	50.46	59.25
23.00	13.51	4.82	1.74	49.00	73.55	57.41	71.45
24.00	14.14	5.20	1.97	50.00	81.31	65.60	85.75
25.00	14.80	5.60	2.25				

FUENTE: Braja, M. 2001

2.3.2.6. CARGA ADMISIBLE

Es conocido también como presión de trabajo, presión de diseño o presión admisible.

$$\text{Carga admisible (qadm)} = \frac{q_u}{F_s} \dots\dots (Ec-18)$$

Dónde:

- q adm : Carga admisible (kg/cm2)
- qu : Capacidad de carga (kg/cm2)
- Fs : Factor de seguridad



2.3.2.7. FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad (2 a 4) debe reflejar no sólo la incertidumbre en el análisis de capacidad portante, sino la observación teórica y práctica que el asentamiento no es excesivo. No debe usarse sin estimar el asentamiento. Se presenta la forma de determinar q .

Los factores de seguridad mínimo que deberán tener las cimentaciones son las siguientes:

- Para cargas estáticas: 3.00
- Para la sollicitación máxima de sismo o de viento (la que sea más desfavorable): 2.50.

(R.N.E., Norma E.0.50 Suelos y Cimentaciones-2009)

2.3.3. ESTUDIO Y UBICACIÓN DE CANTERAS:

Se deberá ubicar las canteras para analizar clasificar y seleccionar las fuentes de materiales que garanticen los volúmenes de explotación necesarios para la plena ejecución de las actividades propuestas. El estudio de canteras debe incluir entre otros aspectos:

- Ubicación.
- Accesibilidad.
- Área de explotación (referenciada topográficamente).
- Usos propuestos.

Los puntos básicos en el estudio de una cantera, que luego regulan su explotación, son: calidad, cubicación, economía e impacto ambiental.

Para la ubicación de canteras se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Fácil accesibilidad y que pueda explotar por los procedimientos más eficientes y menos costosos.
- Distancias mínimas de acarreo de material a la obra.
- Su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región.

2.3.3.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

a) ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

MÓDULO DE FINURA

Teóricamente el módulo de finura se puede definir como el indicador del grosor predominante, en el conjunto de partículas del agregado.



Así como el módulo de finura puede considerarse como el tamaño promedio ponderado, pero que no representa la distribución de las partículas.

Es preciso mencionar que el módulo de finura está en relación inversa tanto a las áreas superficiales como al valor lubricante del agregado: por lo que la demanda de agua por área superficial será menor mientras mayor sea el módulo de finura.

Para el Agregado Fino

$$M.F = \frac{\% \text{ Ret.Acum.}(N^{\circ}4, N^{\circ}8, N^{\circ}16, N^{\circ}30, N^{\circ}50, N^{\circ}100)}{100} \dots\dots (Ec-19)$$

Para el Agregado Grueso

$$M.F = \frac{\% \text{ Ret.Acum.}(3, 1 \frac{1}{2}, 3/4, 3/8, N^{\circ}4, N^{\circ}8, N^{\circ}16, N^{\circ}30, N^{\circ}50, N^{\circ}100)}{100} \dots\dots (Ec-20)$$

(Lezama, J. 1996)

b) RESISTENCIA A LA ABRASIÓN

ENSAYO DE DESGASTE POR ABRASIÓN

Este método operativo está basado en las Normas ASTM-C-131, AASHTO-T-96 y ASTM-535, usando la Máquina los Ángeles y consiste en determinar el desgaste por abrasión del agregado grueso, previa selección del material a emplear por medio un juego de tamices aprobados.

$$D\% = \frac{\text{Peso Inicial} - \text{Peso Final}}{\text{Peso Inicial}} \times 100 \dots\dots (Ec-21)$$

Dónde:

Peso Inicial: Peso de la muestra lavada y secada en el horno, antes del ensayo.

Peso Final: Peso de la muestra que queda retenida en la malla, N° 12 después del ensayo.

Cuadro 2.11 Carga Abrasiva para Máquina los Ángeles

Granulometría	Nº de esferas	Peso de carga (gr)
A	12	5000± 25
B	11	4584± 25
C	8	3330± 20
D	6	2500± 15

FUENTE: MANUAL DE ENSAYOS DE LABORATORIO EM 2000 V-I (MTC)



Cuadro 2.12 Granulometría de la Muestra de Agregado para Ensayo

Malla	(mm)	Malla	(mm)	A	B	C	D
1 1/2"	37.5	1"	-25	1250± 25			
1"	25	3/4"	-19	1250± 25			
3/4"	19	1/2"	-12.5	1250± 10			
1/2"	12	3/8"	-9.5	1250± 10			
3/8"	9.5	1 1/4"	-6.3		2500± 10	2500± 10	
1 1/4"	6.3	Nº4	-4.75		2500± 10	2500± 10	
Nº4	4.75	Nº8	-2.36				5000± 10
TOTALES				5000± 10	5000± 10	5000± 10	5000± 10

FUENTE: MANUAL DE ENSAYOS DE LABORATORIO EM 2000 V-I (MTC)

2.4. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

2.4.1. HIDRÁULICA

Es una rama de la física y la ingeniería, que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos. Todo esto depende de las fuerzas que se interponen con la masa y empuje de la misma.

Su aplicación está dada en la determinación de las secciones hidráulicas de las obras de drenaje.

Todo esto y muchas aplicaciones más hacen que el especialista en hidrología, sea un personaje importante en todo equipo multidisciplinario que enfrenta problemas de ingeniería civil en general y problemas de carácter ambiental.

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. MTC –PERU, 2008)

2.4.2. HIDRÁULICA EN EL SITIO DE UN PUENTE

El estrechamiento del cauce por un puente resulta en luces más pequeñas que reducen costos de construcción, pero por otro lado produce una pérdida de energía cinética del flujo que ocasiona socavaciones excesivas en los apoyos del puente. El incremento de energía potencial aguas arriba del puente ocasiona velocidades mayores en el estrechamiento aumentando la capacidad de transporte del flujo. La mayor capacidad de transporte en socavación del fondo en el estrechamiento y en las cercanías. A medida que la socavación continua, el área hidráulica debajo del puente aumenta, y la velocidad y la resistencia del flujo decrecen resultando en una reducción en el remanso

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. MTC –PERU, 2008)



2.4.3. HIDROLOGÍA

IMPORTANCIA DE LA HIDROLOGÍA

Para efectuar estos estudios hidráulicos se utilizan frecuentemente modelos matemáticos, que representan el comportamiento de toda la cuenca en estudio. El correcto conocimiento del comportamiento hidrológico de un río, arroyo, o de un lago es fundamental para poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; así como para realizar un correcto diseño de las obras de infraestructura vial.

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. MTC –PERU, 2008)

2.4.3.1. DEFINICIONES:

a) SISTEMA HIDROLÓGICO

Es el conjunto de procesos (físicos, químicos y/o biológicos) que actuando sobre una o más variables de entrada los transforman en una o más variables de salida. Este conjunto de elementos interactuantes están íntimamente relacionados entre sí formando un todo unificado.

(Ortiz, O. 1994)

b) CUENCA

Es un sistema abierto y complejo, cuyos elementos biofísicos, sociales y económicos se encuentran en estrecha interrelación. Abierto porque intercambia flujos (materia y energía), además posee influencias a través de sus fronteras con otros ecosistemas.

(Ortiz, O. 1994)

c) CUENCA HIDROGRÁFICA

Es el área de terreno donde las aguas de escorrentía se distribuyen en una red natural de drenaje, confluyendo luego hacia un colector común o curso principal. El límite o frontera de la cuenca hidrográfica se conoce como “Divortio Aquarum” o divisoria de aguas y el punto más bajo o de total confluencia es el punto emisor.

(Ortiz, O. 1994)

2.4.3.2. CARACTERÍSTICAS FIOGRÁFICAS

Para definir las características fisiográficas de una cuenca, se requiere información cartográfica de la zona de estudio y conocimientos de topografía. En hidrología superficial existe una relación muy estrecha entre variables y parámetros, relaciones que muchas veces solucionan problemas referentes a la carencia de datos hidrológicos en la zona de estudio.



2.4.4. DELIMITACIÓN DE LA MICROCUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

2.4.4.1. DELIMITACIÓN DE LA MICROCUENCA

La delimitación de una cuenca se, hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel o carta nacional siguiendo las líneas del Divortio Aquarum, la cual es una línea imaginaria que divide las líneas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación que en cada sistema de corriente, fluye hasta el punto de salida de la cuenca. El parte aguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamada estación de aforo.

(Villón, M. 2002.)

2.4.4.2. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.

Los parámetros geomorfológicos más importantes y necesarios para el diseño de una obra hidráulica, y que además definen la fisiografía de la cuenca son:

a) ÁREA DE LA CUENCA (A)

Es quizá el parámetro más importante, influyendo directamente en la cantidad de agua que ella puede producir y consecuentemente en la magnitud de los caudales. Es la proyección horizontal de la superficie de la misma.

(Ortiz, O. 1994)

b) PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es la longitud de la curva cerrada correspondiente al Divortio Aquarum, se expresa generalmente en Km.

c) COEFICIENTE DE COMPACIDAD (COEFICIENTE DE GRAVELIUS) (Kc)

La forma de la cuenca se caracteriza con el índice o coeficiente de compacidad Kc se debe a Gravelius, y es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que la cuenca. Cualquier caso, el coeficiente será mayor que la unidad, tanto más próximo a ella cuanto la cuenca se aproxime más a la forma circular, pudiendo alcanzar valores próximos a 3 en cuencas muy alargadas.

(Ortiz, O. 1994)

$$Kc = \frac{\text{Perímetro de la cuenca}}{\text{Perímetro del círculo de igual área}} \dots\dots (Ec-22)$$

$$Kc = 0.2821 \times P \times A^{-1/2} \dots\dots (Ec-23)$$



Dónde:

- $K_c \rightarrow [1.0 - 1.25]$ la forma de la cuenca es CASI REDONDEADA a OVAL REDONDEADA.
- $K_c \rightarrow [1.25 - 1.5]$ la forma de la cuenca es OVAL REDONDEADA a OVAL OBLONGA.
- $K_c \rightarrow [1.5- 1.75]$ la forma de la cuenca es OVAL OBLONGA a RECTANGULAR OBLONGA.
- $K_c > 2$ la cuenca es ALARGADA.

d) COEFICIENTE DE FORMA O FACTOR DE FORMA (F).

Está dado por el valor del ancho promedio de la cuenca entre la longitud del cauce principal (referido al ramal de mayor longitud). El factor de forma es adimensional.

$$F = B/L = A/L^2 \dots\dots (Ec-24)$$

Dónde:

- A: Es el área de la cuenca.
- L: Longitud del cauce principal.
- B: Ancho promedio de la cuenca. Se obtiene dividiendo el área de la cuenca por la longitud del curso principal.

(Ortiz, O. 1994)

e) PENDIENTE DEL CURSO PRINCIPAL (S)

La pendiente del curso principal al igual que la geometría, juega un papel muy importante en el tiempo de equilibrio o de concentración, y por tanto es de especial interés en la estimación de máximas crecientes en un determinado punto del cauce.

En general, la pendiente del cauce principal varía a lo largo de toda su longitud, siendo necesario usar un método adecuado para estimar una pendiente representativa. Para salvar este inconveniente se han desarrollado métodos basados en el uso del perfil longitudinal del río o relieve y considerando una pendiente equivalente mediante la siguiente expresión:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i^2}{S_i}\right)^{1/2}} \right]^2 \dots\dots (Ec-25)$$

Dónde:

L_i = Longitud de cada tramo de pendiente S_i .



n = Número de tramos en que se ha dividido el perfil del cauce.

S_i = Pendiente de cada tramo.

(Ortiz, O. 1994)

f) TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T_c)

Es el tiempo requerido por una gota, para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración, se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración T_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Según Kirpich podemos estimarlo de la manera siguiente:

$$T_c = 0.02 * L^{0.77} * S^{-0.385} \dots\dots (Ec-26)$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración en min.

L : Longitud del máximo recorrido del agua, en m.

S : Pendiente del máximo recorrido m/m.

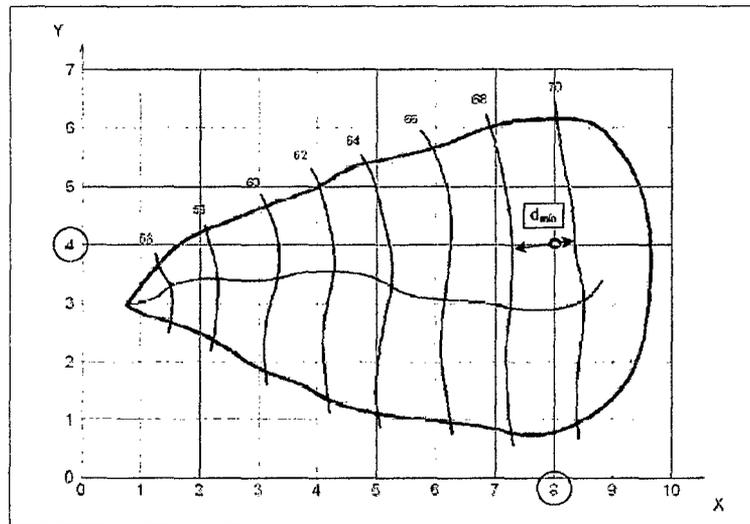
(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008.)

g) PENDIENTE DE LA CUENCA

Tiene estrecha relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al caudal de la corriente, afecta notablemente a la relación lluvia y escurrimiento, pues reduce el tiempo de concentración y acorta el período de infiltración.

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto del cauce. Se utilizará el criterio de Nash.

(Delgado, P.2010)

**Gráfico 2.05 Grilla de análisis y el cálculo de la pendiente de la cuenca según Nash**

$$S_i = \frac{D}{d_i} \dots \dots \dots \text{(Ec-27)}$$

Dónde:

S_i : Pendiente en un punto intersección de la malla

D : Equidistancia entre curvas de nivel

d_i : Distancia mínima de un punto intersección de la malla entre curvas de nivel

$$S = \frac{\sum S_i}{n} \dots \dots \dots \text{(Ec-28)}$$

Dónde:

S : Pendiente media de la cuenca.

n : Número total de intersecciones y tangencias detectadas.

(Delgado, P.2010)

h) ALTITUD MEDIA

Es el parámetro ponderado de las altitudes de la cuenca obtenidas en la carta o mapa topográfico. En cuencas andinas este parámetro está relacionado con la magnitud de la lámina de precipitación. La altura o elevación media de la cuenca tiene importancia principalmente en zonas montañosas, pues nos da una idea de la climatología de la región, basándonos en un patrón general climático de la zona. La elevación promedio está referida al nivel del mar.

$$H = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i \times A_i \dots \dots \dots \text{(Ec-29)}$$



Dónde:

H: Altitud media (m.s.n.m.)

Hi: Altura correspondiente al área acumulada Ai encima de la curva.

A: Área de la cuenca

N: Número de áreas parciales.

(Ortiz, O. 1994)

2.4.5. ANÁLISIS DE TORMENTAS

Se conoce como tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas, por lo tanto una tormenta puede durar desde pocos minutos hasta varias horas y aun días, pudiendo abarcar desde pequeñas extensiones de terreno hasta vastas regiones. Se caracterizan por descargar grandes cantidades de agua en cortos periodos de tiempo. Como consecuencia de las tormentas, se producen crecidas en los ríos su estudio es vital en la etapa de diseño de obras civiles, con el fin de asegurar su funcionabilidad y vida útil.

En base a la utilidad que presentan para el diseño se distinguen tres elementos:

a) LA INTENSIDAD

Es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo, se expresa en mm/h.

$$Pd = P_{24} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots\dots (Ec-30)$$

Dónde:

Pd: Precipitación total en mm.

D: Duración en min.

P24: Precipitación máxima en 24 horas en mm.

$$I = \frac{Pd}{T} \dots\dots (Ec-31)$$

Dónde:

Pd: Precipitación total en mm.

T: Tiempo en horas.

b) TRANSPOSICIÓN DE INTENSIDADES

$$I_2 = I_1 \times \frac{(H \text{ media})}{H_1} \dots\dots (Ec-32)$$

Dónde:



- I2: Intensidad de la microcuenca en estudio.
- I1: Intensidad de la estación Weberbauer.
- Hmedia: Altitud media de la microcuenca en estudio.
- H1: Altitud de la estación Weberbauer.

(Ven Te Chow, 1994.)

c) DURACIÓN

Es el tiempo transcurrido entre el comienzo la finalización de la tormenta y es expresada en minutos u horas.

d) FRECUENCIA

Se refiere al número de veces que una tormenta de características similares puede repetirse dentro de un lapso de tiempo más o menos largo que generalmente, es tomada en años.

2.4.6. DATOS DE DISEÑO

a) PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV)

$$F(x) = e^{(-e^{-(n(1-b))})} \dots \dots (Ec-33)$$

La estimación de los parámetros de a y b se obtienen teniendo en cuenta la cantidad de datos muestrales.

$$a = 1.2825 / \text{Desv. Estándar} \dots \dots (Ec-34)$$

$$b = \text{Promedio} - (0.45 \times \text{Desv. Estándar}) \dots \dots (Ec-35)$$

Cuadro 2.13 Valores críticos de “Do” estadísticos Smirnov – Kolmogorov, para varios valores de N y valores de significación

Tamaño Muestral	Nivel de Significación			
	0.2	0.1	0.05	0.01
N	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29



35	0.18	0.20	0.22	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23

FUENTE: Hidrología, Estadística, Máximo Villón B. Pag. 108

b) RIESGO DE FALLA (J)

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

Representa el peligro a la probabilidad de que el gasto de diseño, sea superado por otro evento de magnitudes mayores.

(Ven Te Chow, 1994.)

$$J = 1 - P^N \dots\dots (Ec-36)$$

Cuadro 2.14 VALORES RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE

Tipo de Obra	Riesgo de Falla (%)
Puentes	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel de longitud)	64
Subdrenes	72
Defensas ribereñas	22

FUENTE: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008.



c) TIEMPO O PERIODO DE RETORNO (Tr)

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

Es el tiempo transcurrido para un evento de magnitud dada se repita en promedio.

$$Tr = \frac{1}{1-p} \dots\dots (Ec-37)$$

Expresamos el tiempo de retorno en función el riesgo de falla.

$$Tr = \frac{1}{1-(1-p)^{1/N}} \dots\dots (Ec-38)$$

(Ven Te Chow, 1994.)

Cuadro 2.15 Valores de Periodo de Retorno T (Años)

Riesgo admisible	Vida Útil de las Obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144

FUENTE: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008.

d) VIDA ECONÓMICA O VIDA ÚTIL (N)

Se define como el tiempo ideal durante el cual las estructuras e instalaciones funcionan al 100% de eficiencia.



2.4.7. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)

El coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa del método racional. Su uso implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo que no es cierto en realidad. La proporción de la lluvia total que alcanzarán los drenajes de tormenta dependerá del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características del encharcamiento de la superficie. Superficies impermeables como pavimentos, o techos de los edificios producirán una escorrentía de casi el ciento por ciento después de que la superficie ha sido totalmente mojada, independiente de la pendiente. En la cuadro 2.12 se dan algunos coeficientes escogidos para diferentes tipos de superficies.

Cuadro 2.16 Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Cobertura Vegetal	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		Pronunciada >50%	Alta >20%	Media >5%	Suave > 1%	Despreciable < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.65	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.55	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.35	0.20	0.15
Hierba, Grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.25	0.10

FUENTE: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008.

2.4.8. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PROBABLE

$$Q \text{ total Máximo Probable} = Q \text{ Líquido} + Q \text{ Sólido} \dots \dots \dots \text{ (Ec-39)}$$

2.4.8.1. CAUDAL LÍQUIDO (Q)

Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coeficiente de escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, A<10 Km2. Considerar que la duración de P es igual a t:



La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0.278CIA \dots\dots (Ec-40)$$

Dónde:

- Q: Gasto máximo de escorrentía directa. (m3/s).
- I: Intensidad máxima de diseño para el tiempo de concentración del área receptora (mm/h).
- C: Coeficiente de escorrentía que representa la fracción de lluvia que se transforma en flujo directo (teóricamente varía de 0 a 1) Ver cuadro 2.16.
- A: Área de la cuenca (Km2).

Puede decirse que el coeficiente de escorrentía "C" incluye explícitamente la naturaleza de la cuenca y el estado de la misma.

(Ven Te Chow, 1994.)

2.4.8.2. CAUDAL SÓLIDO

SCHOKLITSCH publicó una fórmula para el cálculo del gasto sólido fluvial (arena) basándose en mediciones hechas por GILBERT, además de las propias.

GASTO SÓLIDO

$$t_f = 2500 \times S^{3/2} \times (q - q_o) \text{ (kg/s/m)} \dots\dots (Ec-41)$$

GASTO SÓLIDO CRÍTICO

$$q_o = 0.26 \times \left(\frac{Y_s - Y}{Y}\right)^{5/3} \times \frac{d^{3/2}}{S^{7/6}} \text{ (m3/seg-m)} \dots\dots (Ec-42)$$

GASTO UNITARIO

$$q = \frac{Q}{B} \text{ (m3/seg-m)} \dots\dots (Ec-43)$$

CAUDAL SÓLIDO

$$Q_s = \left(\frac{t_f}{Y_s}\right) \times B \dots\dots (Ec-44)$$

Dónde:

- tf: Gasto sólido específico en kg/s/m
- S: Pendiente del cauce principal (m/m)
- qo: Gasto crítico específico.

- q: Caudal unitario aguas arriba del puente (m³/seg-m)
- d: D₄₀ correspondiente al 40 % en la curva granulométrica (m).
- γ_s: Peso específico del sedimento del lecho (kg/m³).
- γ: Peso específico del agua (kg/m³).
- B: Ancho del río (m).
- Q_s: Caudal sólido (m³/seg)

2.4.8.3. TIRANTE "y" EN LA SECCIÓN HIDRÁULICA

Para la obtención del tirante (y), se empleara la fórmula de Manning; la cual se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots (Ec-45)$$

Dónde:

- Q: Caudal de diseño (m³/s)
- A: Área de la sección transversal m²
- R: Radio hidráulico (m)
- b: Ancho de la solera en (m)
- S: Pendiente del río (%)
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

(Ven Te Chow, 1994.)

Asumiremos una sección trapezoidal (Gráfico 2.06), por ser la que más se asemeja el lugar donde se proyecta el puente

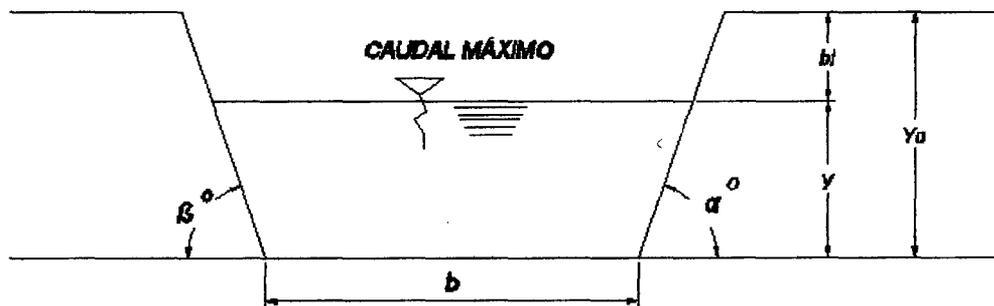


Gráfico 2.06 Esquema de la sección transversal del cauce.

Del gráfico anterior obtenemos las siguientes fórmulas:

Área de la sección:

$$A = b \times y + \frac{y^2}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{y^2}{\operatorname{tg} \beta} \dots\dots (Ec-46)$$



Perímetro mojado

$$Pm = b + \frac{y}{\text{sen}\alpha} + \frac{y}{\text{sen}\beta} \dots\dots (Ec-47)$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{Pm} \dots\dots (Ec-48)$$

Luego de aproximaciones sucesivas en la Ecuación 46, se calcula el tirante "y".

Cuadro 2.17 Valores de "n" dados por HORTON para ser usadas en la fórmula de Manning.

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)
Tubos de barro para drenaje	0.014
Superficie de cemento pulido	0.012
Tubería de concreto	0.015
Canales revestidos con concreto	0.014
Superficie de mampostería por cemento	0.02
Acueductos semicirculares, metálicos lisos	0.012
Acueductos semicirculares, metálicos corrugados	0.025
Canales de tierra, alineados y uniformes	0.025
Canales en roca, lisos y uniformes	0.033
Canales en roca, con saliente sinuosos	0.04
Canales gradados en tierra	0.0275
Canales con lecho Pedroso y bordes de tierra enyerbados	0.035
Canales con plantilla de tierra y taludes ásperos	0.033
Corrientes naturales limpias, bordes rectos, sin hendiduras ni charcos profundos	0.030
Corrientes naturales igual al anterior, pero con algo de hierba y piedra	0.035
Corrientes naturales igual al anterior, pero menos profundas con secciones pedregosas	0.055
Ríos con tramos lentos, cauce enyerbado con charcos profundos	0.070

FUENTE: Ven Te Chow, 1994.

2.4.8.4. TIRANTE DE DISEÑO

Gálibo o Altura libre (bl)

El gálibo se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado. El objetivo del gálibo



es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobreelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

Por tanto, el diseño de los puentes exige la consideración de un gálibo conveniente para dar paso no sólo al flujo (líquido y sólido) sino también a los materiales flotantes.

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.
- En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un gálibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.

El tirante de diseño es la suma del tirante máximo "y", más el borde libre.

$$Y_o = y + bl \dots \dots \dots \text{ (Ec.- 49)}$$

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC - PERU. 2008)

2.4.9. SOCAVACIÓN:

La socavación es un fenómeno hidrodinámico, que es la causa más frecuente de falla, que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas.

El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se produce en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río.

(Juárez, E. 1985)

2.4.9.1. SOCAVACIÓN GENERAL

Ocurre cuando una avenida ($Q_{\text{máx}}$) genera una variación en el nivel del lecho del río. Puede haber fenómenos de agradación o socavación.

Los fenómenos de socavación son en general son muy peligrosos y tienen que ser tomados en cuenta para definir las profundidades de cimentación de los pilares y estribos de un puente.

Es el descenso temporal del fondo de un río producido por una creciente o avenida.

Se debe al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido de la corriente originado por su mayor velocidad.



Rocha, A. (1999)

2.4.9.2. SOCAVACIÓN LOCAL

Los procesos de erosión local, se originan por movimientos vórticos que ocurren al pie de obstáculos puntuales al flujo en el curso fluvial. Se circunscribe a un lugar determinado, a veces está limitada a una cierta duración.

$$\text{Erosión Total} = \text{Erosión General} + \text{Erosión Local} + \text{Erosión por Contracción}$$

Rocha, A. (1999)

2.4.9.3. PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN GENERAL POR CONTRACCIÓN

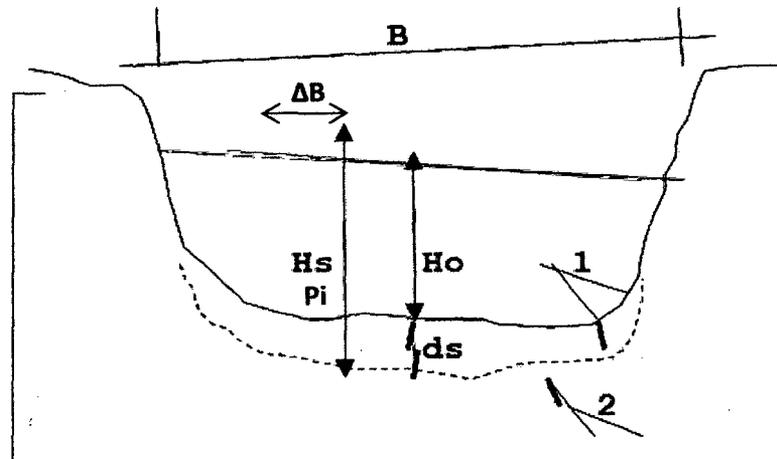
La socavación que se produce en el cauce de un río no puede ser determinada con exactitud sino solo estimado puesto que intervienen diversos factores tales como el caudal, tamaño del material de arrastre, material que conforma el cauce.

MÉTODO DE LISCHT VAN – LEBEDIEV

El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (**Gráfico 2.07**) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

(Juárez, E. 1985)

**Gráfico 2.07 Análisis para la Socavación de Suelos**

Para la determinación de la socavación del cauce utiliza los siguientes parámetros.

2.4.9.4. PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN SUELOS HOMOGÉNEOS

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad esperada. Se llegó a la conclusión que la condición de equilibrio se presenta cuando la velocidad de arrastre de la corriente "Vr" es igual a la velocidad que se necesita para arrastrar el material "Ve".

Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes suelos cohesivos y suelos no cohesivos:

Suelos No Cohesivos:

La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua.

$$Ve = 0.60\gamma d^{1.18}\beta Hs^x \dots \dots \text{en suelos no cohesivos (Ec-50)}$$

Dónde:

- Ve: Velocidad erosiva.
- γd : Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad Hs medida desde la superficie del agua, en ton/m³.
- β : Coeficiente que depende de la frecuencia en que se repite la avenida y cuyo valor está consignado en el Cuadro 2.20.
- X: Exponente variable, en función del peso volumétrico " γd " del material seco en ton/m³, el cual se encuentra consignado en el Cuadro 2.19. En este cuadro se debe indicar el valor de la expresión $1/(1+x)$, que será necesario más adelante, así como el valor del exponente x cuando el material del fondo no es



cohesivo. En este último caso, "x" está en función del diámetro medio de los gramos.

Hs: Tirante considerado cuya profundidad se desea conocer el valor de Ve, se requiere para arrastrar y levantar al material en (metros).

0.6γd^1.18βHs^x = αHo^5/3 / Hs (Ec-51)

De donde

Hs^(1+x) = αHo^5/3 / (0.60γd^1.18β) (Ec-52)

La condición de equilibrio es Ve=Vr.

Hs = [αHo^5/3 / (0.68βγd^0.28)]^(1/(1+x)) (Ec-53)

α = Qd / (Hm^5/3 Beμ) (Ec-54)

Qd: Caudal de diseño en m3/seg

Be: Ancho efectivo de la superficie del agua de la sección. A/y

Hm: Profundidad media en la sección: A/Be

μ: Factor de corrección por contracción del cauce Cuadro 2.18

(Juárez, E. 1985)

PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN:

En los suelos no cohesivos tenemos:

Cuadro 2.18 Coeficiente de contracción μ

Table with 14 columns: VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCIÓN, EN m/seg. and Longitud libre entre dos estribos (10, 13, 16, 18, 21, 25, 30, 42, 52, 63, 106, 124, 200). Rows show values for velocities from 'Menor de 1' to 2.00.



2.50	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
3.00	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
3.50	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
4.00 o mayor	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, E. 1985.

Cuadro 2.19 Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
P. Especifico Yd (Tn/m3)	x	1/(1+x)	dm (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.5	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.4	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.82
1.71	0.3	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

FUENTE: Juárez, E. 1985

Cuadro 2.20 Valores del coeficiente de β

Probabilidad Anual (%) que se presente en el gasto de diseño	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

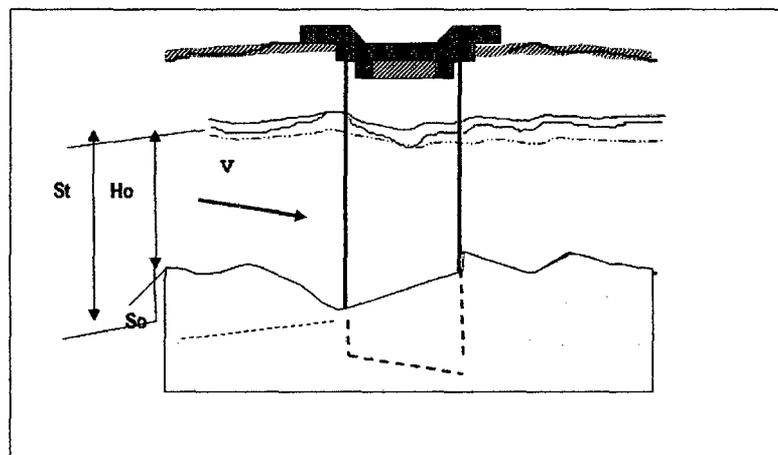
FUENTE: Juárez, E. 1985.

SOCAVACIÓN LOCAL POR EL MÉTODO DE ARTAMONOV

Esta erosión, teóricamente depende del gasto que es interceptado por el estribo relacionado con el gasto total que escurre por el río.

1. Porción del caudal que es interceptado por la estructura al entrar dentro de la corriente $1Q$ o $2Q$ (ver Gráfico 2.09).
2. Talud que tiene los lados del estribo (mH: 1.0V).
3. Angulo entre el eje longitudinal.

El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente está dado por:

**Gráfico 2.08** Análisis para la socavación local

El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente está dado por:

$$H_t = H_0 K_Q K_m h \dots \dots (Ec-55)$$

H_t: Profundidad del pie del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_e: Coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en el Cuadro 2.21.

K_Q: Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente que pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en el Cuadro 2.22.

K_m: Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en el Cuadro 2.23.

h : Tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión.

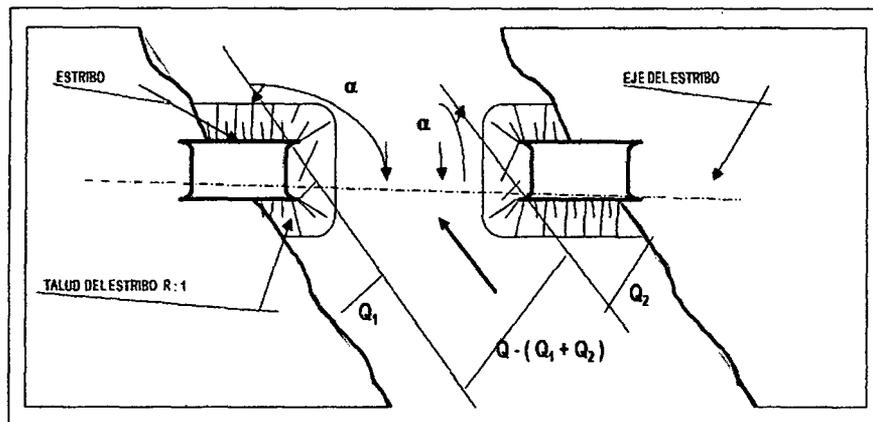


Gráfico 2.09 Intersección del flujo de los estribos Método de Artamonov

Cuadro 2.21 VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO K_e					
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO K_e EN FUNCIÓN DE θ					
θ	30°	60°	90°	120°	150°
K_e	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC- PERU. 2008)



Cuadro 2.22 COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN KQ								
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO KQ EN FUNCIÓN DE Q_1/Q								
Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
KQ	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC- PERU. 2008)

Cuadro 2.23 VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO Km							
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO Km EN FUNCIÓN DE m							
TALUD m	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00	
Km	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50	

mH: 1V

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC- PERU. 2008)

2.4.10. PLANTEAMIENTO DEL DRENAJE SUPERFICIAL

Se buscara en el diseño encauzar y evacuar el agua proveniente de las precipitaciones pluviales que fluyen a lo largo de la superficie del tablero del puente, de manera que no afecte la estructura en cuanto a su durabilidad y transitabilidad.

(Manual de Diseño de Puentes MTC –PERÚ. 2003).

Drenaje de la loza del puente:

Se evitara que las aguas de lluvia se estanquen en la loza y produzcan daños a la estructura para puentes se considera en la losa un bombeo de 1 a 2% y tubería PVC-SAP, con diámetro de 2” cada 5m a cada lado de la losa.

Drenaje de los estribos

Está constituido por drenaje mediante tubería PVC-SAP, con diámetro de 3” cada 3m de distancia en sentido horizontal y cada 2 en sentido vertical.

(Manual de Diseño de Puentes MTC –PERÚ. 2003).

2.4.11. TIPOS DE FLUJO EN CANALES ABIERTOS

El Número de Reynolds y los términos laminar y turbulento no son suficientes para caracterizar todos los tipos de flujo en un canal abierto. Además la viscosidad versus efectos de inercia, la relación entre fuerzas inerciales y fuerzas de gravedad es también importante.

(Robert L. 2006)



a) NÚMERO DE REYNOLDS EN FLUJO EN CANAL ABIERTO

La dimensión característica en el flujo de canales abiertos es el radio hidráulico, R se define como:

$$N_R = \frac{VR}{\nu} \dots\dots (Ec-56)$$

- V : Velocidad promedio del flujo.
- R : Radio hidráulico
- ν : Viscosidad cinemática del fluido

(Robert L. 2006)

La evidencia experimental muestra que en canales abiertos, se presenta flujo laminar cuando $N_R < 500$. EL rango desde 500 hasta 2000 es la región de transición. El flujo turbulento normalmente se presenta cuando el $N_R > 2000$.

(Robert L. 2006)

El número de Froude N_F , se define como.

$$N_F = \frac{v}{\sqrt{g y_h}} \dots\dots (Ec-57)$$

b) PROFUNDIDAD HIDRÁULICA

$$y_h = \frac{A}{T} \dots\dots (Ec-58)$$

- A : Área de la sección hidráulica
- T : Es el grosor de la superficie libre del fluido en la parte superior del canal.

Cuando el número de Froude esto es igual a 1.0, esto cuando $v = \sqrt{g y_h}$, el flujo se llama flujo crítico. Cuando $N_F < 1.0$, el flujo es subcrítico y cuando $N_F > 1.0$, el flujo es supercrítico.

Por consiguiente pueden existir los siguientes tipos de flujos:

1. Subcrítico-Laminar. $N_R < 500$, y $N_F < 1.0$.
2. Subcrítico-Laminar. $N_R > 2000$, y $N_F < 1.0$.
3. Supercrítico-Turbulento. $N_R > 2000$, y $N_F > 1.0$.
4. Supercrítico-Laminar. $N_R < 500$, y $N_F > 1.0$.

Además, los flujos pueden estar en regiones en transición. Sin embargo, tales flujos son inestables y muy difíciles de caracterizar.

(Robert L. 2006)



2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL EN PUENTES

El diseño estructural de un puente deberá realizarse acorde con las disposiciones del Manual de diseño Puentes de la DGCF del MTC o la última versión de las especificaciones del AASHTO del LRFD del Bridge Design Specifications.

Todos los cálculos necesarios para la determinar las solicitaciones de los desplazamientos y la verificación de los estados límites, en cada uno de los componentes del puente, deben ser presentados bajo una secuencia ordenada y con un desarrollo tal que fácilmente puedan ser entendidos, interpretados y verificados. En lo posible deben ser iniciados con un sistema estructural adoptado, indicando dimensiones, condiciones de apoyo y cargas consideradas.

SOFWARE PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

SAP 2000

El nombre del SAP ha sido sinónimo de "El Estado del Arte en Métodos Avanzados de Análisis de Estructuras" desde su introducción hace 30 años. SAP2000 mantiene su tradición ofreciendo una interface muy sofisticada, intuitiva y versátil, la cual se ha potenciado con dispositivos, herramientas únicas y ayudas en el análisis y diseño de gran aplicabilidad para los ingenieros y proyectistas que trabajan en el desarrollo de proyectos de transporte, infraestructura, industria, deportes y otros.

SAP2000 ha demostrado ser el programa de estructuras de uso general, con mayor integración, productividad y uso práctico, existente en el mercado actual. Esta interface intuitiva permite crear modelos estructurales de forma rápida e intuitiva sin demora en el proceso de aprendizaje del software.

CSI BRIDGE

CSI BRIDGE se ha integrado para crear lo último en herramientas de ingeniería computarizada permite el modelado, análisis y diseño de estructuras de puentes.

Los modelos de puentes se definen paramétricamente, utilizando términos que son familiares para los ingenieros que se dedican al diseño de puentes como: carriles de diseño, rodamientos, pilares, inclinaciones, bisagras y postensado. El software crea columna vertebral, usando elementos tipo Shell o modelos de objetos tipo sólidos que se actualizan automáticamente cuando se cambian los parámetros de definición de puente. CSI BRIDGE permite el diseño rápido y fácil de los puentes de acero y hormigón.

El modelador paramétrico permite al usuario construir modelos de puentes simples o complejos y para realizar cambios de manera eficiente, mientras se mantiene el control total sobre el proceso de diseño. Los carriles y los vehículos se pueden definir de forma rápida e incluyen efectos de ancho. Completamente integrado en el paquete de diseño CSI BRIDGE es el poder del motor de análisis motor de análisis

SAPFire ®, incluye etapas de la construcción. Además, se incluye con las combinaciones de carga del diseño AASHTO LRFD en forma automatizada.

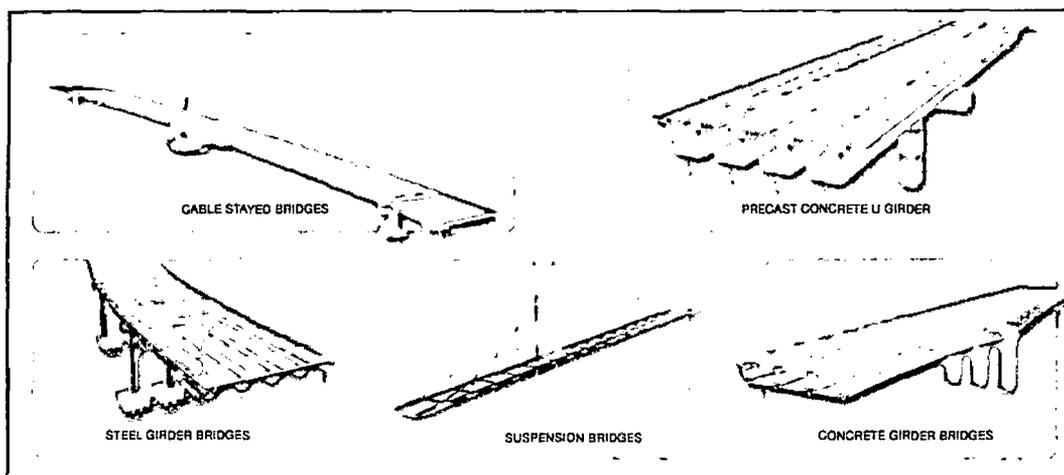


Gráfico 2.10 Tipos de puentes que pueden modelar con CSI BRIDGE

CSI BRIDGE permite a los usuarios aplicar fácilmente las cargas o asignar restricciones / soportes en diferentes direcciones del puente. CSI BRIDGE informa en los resultados del análisis en ejes locales, por lo que es fácil de interpretar.

CSI BRIDGE permite a los usuarios revisar los resultados del análisis gráficamente pulsando sobre los distintos miembros o articulaciones, para generar informes de salida. Los informes de salida pueden estar limitadas por áreas seleccionadas gráficamente o por grupos pre-definidos, por el caso de carga / combinación. Los resultados se pueden imprimir, exportar a excel o base de datos de acceso, así como la generación de dibujos dxf.

2.5.1. CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES

NOCIONES GENERALES

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos y poder trasladarse de una zona a otra. El objeto de cruzar una vía de comunicación con un puente, es el de evitar accidentes y facilitar el tránsito de viajeros, animales y mercancías.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.1.1. CARGAS PERMANENTES

CARGAS PERMANENTES: DC, DW y EV

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las



cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto.

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.1.2. CARGAS VARIABLES O TRANSITORIAS LL y PL

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y supresiones.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

a) CARGAS VIVAS DE VEHÍCULOS

Número de vías

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de $w/3,60$ donde w es el ancho libre de la calzada, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

CARGAS VIVAS DE DISEÑO

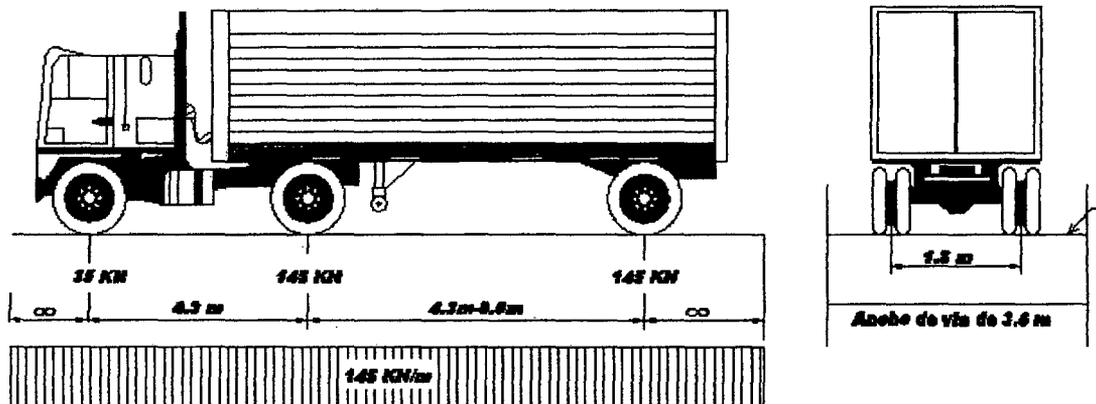
La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de:

Camión de diseño más la carga distribuida o tándem de diseño más carga distribuida eligiendo aquella, que produzca el efecto más desfavorable de los dos casos mencionados.

TIPOS DE CARGA VIVA POR EL AASHTO LRFD

Camión de Diseño (KL-93K):

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la **Gráfico 2.11**, la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos más la sobrecarga distribuida.

**Gráfico 2.11 Características del Camión de Diseño**

FUENTE: Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003

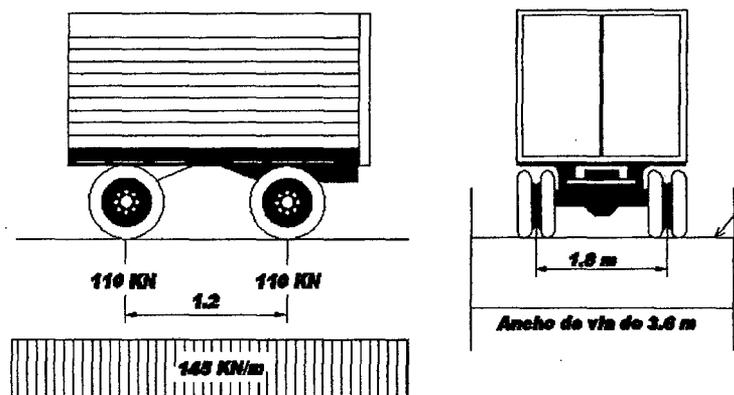
Sobrecarga Distribuida

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

Tándem de Diseño (HL-93M):

El Tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la **Gráfico 2.12**

**Gráfico 2.12 Características del Tándem de diseño HL-93M.**



MODIFICACIÓN POR NÚMERO DE VÍAS CARGADAS

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente.

Cuadro 2.24 Factores de modificación número de vías cargadas

Número de Vías Cargadas	Factor
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ó más	0,65

FUENTE: AASHTO LRFD, 3 RA ED., 2007

UBICACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

Posición de las cargas en dirección longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

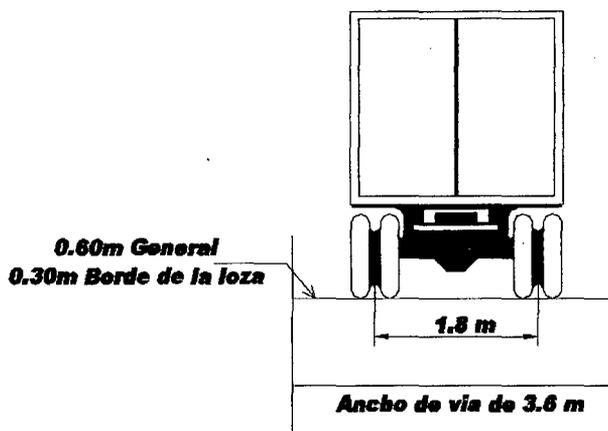
Posición de las cargas en dirección transversal

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberán colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

**Gráfico 2.13 Posición de la carga móvil HL-93 en dirección transversal****Fatiga**

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, pero con una distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) e incluyendo los efectos dinámicos.

Cuadro 2.25 Factor por incremento de la carga viva por efectos dinámicos

Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos	
Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

FUENTE: Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003

a) CARGAS DE VIENTO: WL y WS**PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS**

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño, diferente para las combinaciones de cargas que, no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal.

Presiones horizontales sobre la estructura

Las presiones de viento serán calculadas mediante la expresión:

$$P = P_B \left(\frac{V_z}{100} \right)^2 \dots\dots (Ec,- 59)$$

- P = p Presión del viento (kN/m²)
 V_z = Velocidad del viento (km/h) a la altura z .
 P_B = Presión básica correspondiente a una velocidad de 100 km/h, dada en la tabla 2.4.3.10.2 (kN/m²).

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

Cuadro 2.26 Presiones básicas correspondientes a una velocidad de 100 km/h

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

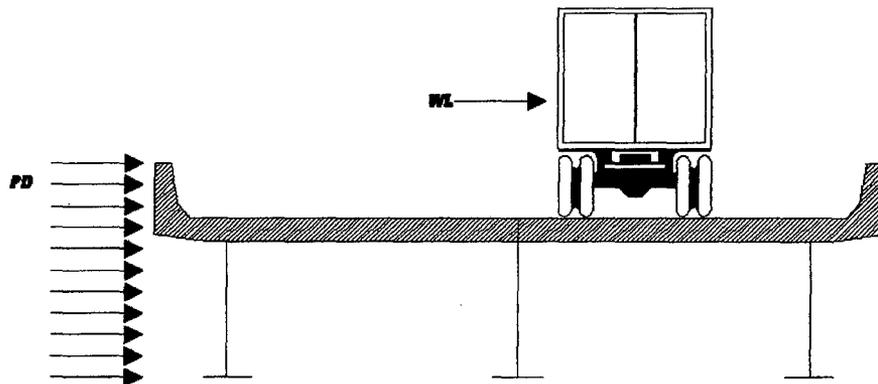


Gráfico 2.14 Carga de viento ejercida sobre la superestructura del puente

Presión vertical del viento:

Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los Estados Límite que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en los puntos correspondientes a un cuarto del ancho del tablero horizontal especificados.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.1.3. ESTADOS LÍMITE

La ductilidad, la redundancia y la importancia operacional son aspectos significantes que afectan el margen de seguridad de los puentes. Los dos primeros



aspectos relacionan directamente a la resistencia física, el último aspecto se refiere a las consecuencias que ocurren cuando un puente está fuera de servicio. Como se ve, estos aspectos referentes a las cargas son arbitrarias. Sin embargo, esto constituye un primer esfuerzo de codificación.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

a) Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

b) Estados Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga debiera asegurar limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

c) Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.1.4. DUCTILIDAD

El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados Límites de Resistencia y Evento Extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.



Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es no menor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de las componentes adyacentes pueden suponerse que los requerimientos de ductilidad son satisfechos.

Se puede aceptar el uso de aparatos disipadores de energía para proveer ductilidad.

Valores de n_D para el Estado Límite de Resistencia:

- $n_D = 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles.
- $n_D = 0.95$ para componentes y conexiones dúctiles.

Valores de n_D para los demás Estados Límite:

- $n_D = 1.0$

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.1.5. REDUNDANCIA

Deberán usarse rutas múltiples de carga y estructuras continuas a menos que se tengan razones convincentes de lo contrario.

Aquellos elementos y componentes cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos y componentes cuya falla no se espera que produzca colapso del puente no serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R = 1.05$ para miembros no redundantes

$n_R = 0.95$ para miembros redundantes

Para los demás estados límite:

$n_R = 1.00$

Para cada combinación de carga y estado límite, la clasificación de redundancia de los miembros, es decir si son redundantes o no redundantes, estará basado en la contribución de los miembros a la seguridad del puente.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.1.6. IMPORTANCIA OPERATIVA

Este artículo será aplicado solamente a los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo. El propietario puede declarar si un puente, una conexión o una componente estructural, tiene importancia operativa. Si un puente es considerado de importancia



operativa, n_i será tomado como no menor de 1.05. En otros casos n_i puede ser tomado como no menor de 0.95.

La clasificación referente a importancia operativa deberá tomar en cuenta los requerimientos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Las cuales dan algunas guías de la importancia de las categorías seleccionadas debido a que están relacionadas al diseño por sismo.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.5.2. COMBINACIONES DE CARGAS EN PUENTES

Se especifican los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño de puentes nuevos. Las previsiones de carga pueden ser aplicadas también con fines de evaluación estructural de los puentes existentes.

2.5.2.1. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Las componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación (Ec-60) para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

Para el estado límite de servicio y el estado límite de evento extremo, los factores de resistencia serán tomados como ecuación (Ec-64) Todos los estados límite serán considerados de igual importancia.

La carga total factorizada será calculada como:

$$n \sum \gamma_i \phi_i \leq \phi R_n = R_r \quad \dots\dots (Ec-60)$$

Para el cual:

$$n = n_D \times n_R \times n_i > 0.95 \dots\dots (Ec-61)$$

Dónde:

- γ_i = Factor de carga (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los efectos de fuerza).
- ϕ = Factor de resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a la resistencia nominal de acuerdo al material y/o elemento).
- n = Factor que relaciona a la ductilidad, redundancia e importancia operativa
- n_D = Factor que se refiere a la ductilidad.
- n_R = Factor que se refiere a la redundancia.
- n_i = Factor que se refiere a la importancia operacional
- ϕ_i = Efectos de fuerza
- R_n = Resistencia nominal
- R_r = Resistencia factorizada: ϕR_n

(Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)



Cuadro 2.27 Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20						
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00			
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20						
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
FATIGA - Solamente LL, IM y CE		0.75											

FUENTE: (Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

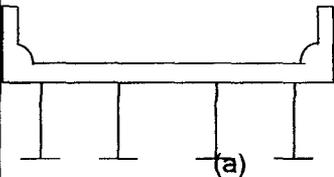
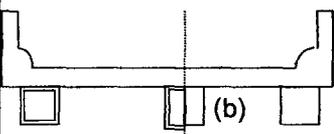
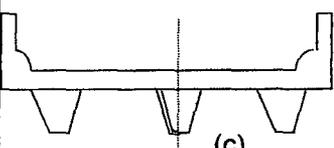
Cuadro 2.28 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia Abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra	* Activa	1.50
	* En reposo.	1.35
EV : Presión vertical de tierra	* Estabilidad global	1.35
	* Estructuras de Retención	1.35
	* Estructuras Rígidas Empotradas	1.30
	* Pórticos Rígidos	1.35
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

FUENTE: (Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.6. SUPERESTRUCTURA

Cuadro 2.29 Superestructura de tablero común referidos en los artículos.

Componentes de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Vigas de acero	Losas de concreto colocados en sitio, losas de concreto prefabricados, emparrillado de acero, paneles encolados / clavados, madera esforzada	
Cajones cerrados de concreto prefabricados o de acero	Losas de concreto vaciados en sitio	
Cajones abiertos de concreto prefabricados o de acero	Losas de concreto colocados en sitio, losas de tablero de concreto prefabricado.	

FUENTE: (Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

PREDIMENSIONAMIENTO

El Cuadro 2.24 contiene las profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante que también aparecían en ediciones anteriores de las Especificaciones Normalizadas para Puentes Carreteros de AASHTO.

Cuadro 2.30 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo tableros) (cuando se tienen elementos de profundidad variable, los valores pueden ser ajustados para tomar en cuenta el cambio de rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.)	
Material	Tipo	Tramo Simple	Tramo Continuo
	Espesor total de vigas	0.040L	0.032L



Acero	compuestas		
	espesor de la viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Puntales	0.100L	0.100L

L: Luz libre del Puente.

FUENTE: (Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003)

2.6.1. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS VIVAS Y VIGAS DE PISO

MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS LONGITUDINALES PARA VIGAS EXTERIORES

El factor de distribución para obtener el momento flector debido a carga viva para vigas exteriores puede ser determinado como se especifica en el Cuadro 2.27. La distancia, será tomada como positiva si la viga exterior está dentro del tablero (de la cara interior de la baranda de tráfico) y negativo si está fuera de la curva de barrera de tráfico.

Cuadro 2.31 Distribución de carga viva por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipos de Superestructura	Aplicable a secciones transversales de la tabla: 2.6.4.2.2.1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de Diseño Cargados
Tablero de concreto, parcialmente o totalmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T.	a, e, k i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$G = e \cdot g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$

FUENTE: Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003

MÉTODOS DEL FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CORTE PARA VIGAS EXTERIORES

Factores de distribución para vigas exteriores

Cuadro 2.32 Distribución de carga viva por carril para corte en vigas exteriores

Tipos de Superestructura	Aplicable a secciones transversales de tabla 2.6.4.2.2.1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados
Tablero de concreto sobre vigas de acero o madera	a,l	Regla de la palanca	Regla de la palanca

FUENTE: Manual de Diseño de Puentes MTC-PERÚ.2003

2.6.2. PUENTES DE ESTRUCTURA COMPUESTA

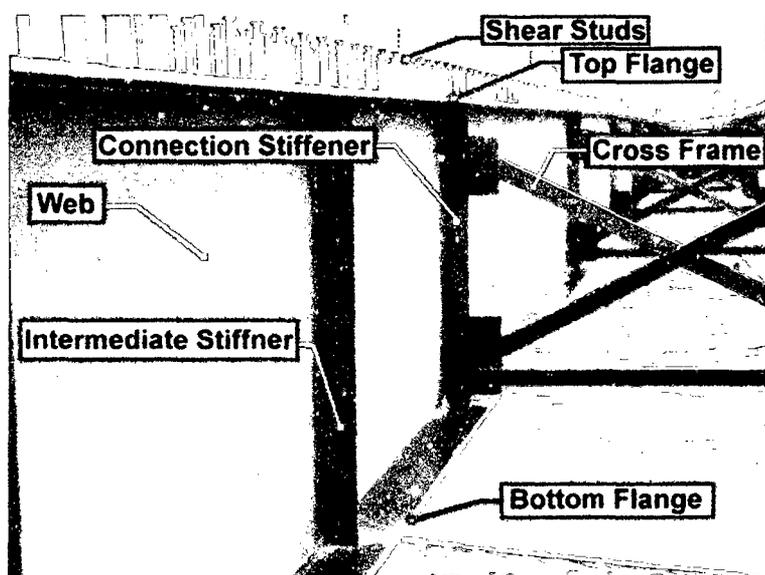


Gráfico 2.15 Elementos que conforman la superestructura del puente tipo *Plate Girder*.

DISEÑO DE SECCIONES COMPUESTAS EN PUENTES

Los puentes de losa en sección compuesta con vigas soldadas se considera que se comportan bien en los sismos.

- En USA la implicancia es en el sentido de utilizarlos más frecuentemente en zonas con actividad sísmica importante.
- Este argumento reconoce el hecho que muy pocos han colapsado en los sismos en USA en contraste con el comportamiento de los puentes de concreto

En los últimos años a raíz de los sismos de Loma Prieta (89) Northridge (94) y Kobe (95) se reconoce que los puentes de superestructura de acero son susceptibles a daños bajo sismos de baja y moderada intensidad y aparentan ser más frágiles que los puentes de concreto si no están propiamente diseñados.

Los daños típicos incluyen a vigas que se “salen” de sus apoyos y presentan fallas en sus conexiones, aparatos de asiento, arriostres transversales y juntas de expansión.

- En muy pocos casos en Kobe por ejemplo han fallado las vigas longitudinales, debido en algunos casos a la falla de sus apoyos por ejemplo.

El mejoramiento en el comportamiento sísmico de los puentes de acero se garantiza con adecuadas recomendaciones de diseño tanto para las subestructuras como para las superestructuras. Se requiere una mejor comprensión del flujo de fuerzas así como de la capacidad individual de los componentes del sistema estructural.

(University of Nevada, Reno)

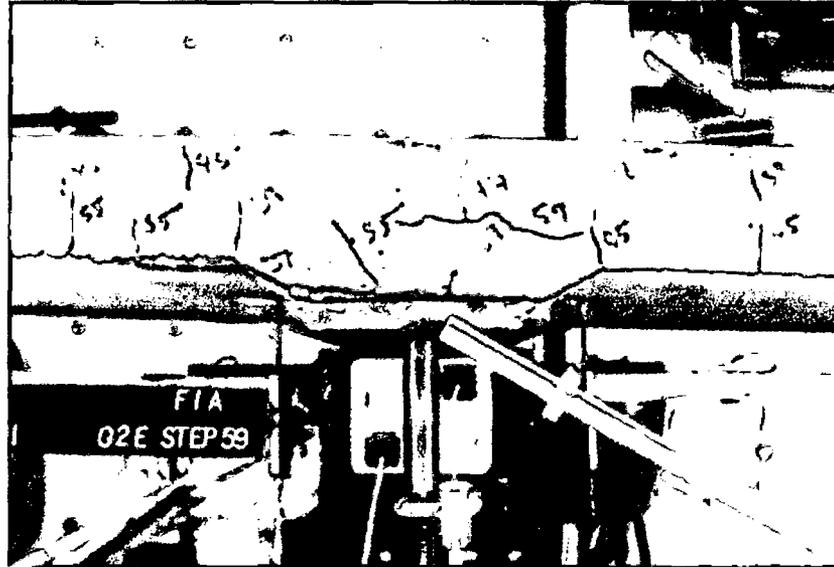


Gráfico 2.16 Comportamiento de la losa de un puente de sección compuesta.

Distribución de esfuerzos en la sección plastificada

La resistencia máxima en flexión de una sección compuesta se determina considerando que la viga de acero está completamente plastificada, en tensión o compresión, dependiendo de la posición del eje neutro plástico, y que los esfuerzos en el área comprimida de concreto son uniformes, iguales a $0.85 f'_c$; se desprecian los esfuerzos de tensión en el concreto. En esas condiciones, la fuerza de compresión C en la losa toma el menor de los valores siguientes:

$$C = A_a F_y \dots \text{(Ec- 62)}$$

$$C = 0.85 f'_c A_c \dots \text{(Ec- 63)}$$

$$C = \Sigma Q_n \dots \text{(Ec- 64)}$$

A_a es el área de la sección transversal del perfil de acero, A_c el área total de concreto correspondiente al ancho efectivo, F_y el esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil, f'_c la resistencia especificada del concreto en compresión, y ΣQ_n la suma de las resistencias nominales al cortante de los conectores colocados entre el punto de momento flexionante positivo máximo y el de momento nulo, a uno y otro lado del primero.



CAPACIDAD POR MOMENTO DE LAS SECCIONES COMPUESTAS.

La resistencia nominal por flexión de una viga compuesta en la región de momento positivo puede determinarse por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por la de los conectores de cortante.

(Bárceñas, A. 2005)

EJE NEUTRO EN LA LOSA DE CONCRETO.

Los esfuerzos de compresión en la losa de concreto tienen una pequeña variación entre el eje neutro plástico y la parte superior de la losa. Sin embargo, para simplificar los cálculos estos esfuerzos se suponen con un valor constante igual a $0.85 f'_c$ sobre un área de profundidad “a” y un ancho “be”. Esta distribución se escoge para proporcionar un bloque de esfuerzos que tenga la misma compresión total C y el mismo centro de gravedad para la fuerza total que el que se tienen en la losa real. As es igual al área de la sección transversal del perfil.

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \times f'_c \times be} \dots \text{ (Ec- 65).}$$

EJE NEUTRO EN EL PATÍN SUPERIOR DE LA VIGA DE ACERO.

Si se calcula “a” cómo se describió previamente y es mayor que el espesor t de la losa, el eje neutro plástico (ENP) quedará en la sección de acero. Si esto ocurre, será necesario determinar si el ENP recae dentro del patín o debajo de él. Supongamos que se encuentra en la base del patín. La fuerza de compresión total C es igual a $0.85 f'_c \times be \times t + A_f F_y$ en donde A_f es el área del patín y la fuerza total de tensión es $T = F_y (A_s - A_f)$. Si $C > T$, el ENP estará en el patín. Si $C < T$, el ENP quedará por debajo del patín. Suponiendo que el ENP ésta en el patín, podemos encontrar su posición igualando C con T como sigue:

$$0.85 f'_c b_e t + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y} \dots \text{ (Ec-66)}$$

En donde \bar{y} da la posición del ENP en la parte superior del patín. De ésta ecuación se obtiene:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2 F_y b_f} \dots \text{ (Ec-67)}$$

La capacidad por momento plástico o nominal de la sección puede determinarse con la expresión que sigue y a siendo referencia a la figura siguiente. Al tomar momentos respecto al ENP se obtiene.

$$M_p = M_n = 0.85 f'_c b_e t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) \dots \text{ (Ec-68)}$$

(Bárceñas, A. 2005)

ACCIÓN COMPUESTA

Cuando no se toman medidas para transmitir fuerzas cortantes entre la losa de concreto y la viga de acero en la que se apoya, los dos elementos trabajan por separado. Como las deflexiones de losa y viga son iguales, una parte de la carga es resistida por la primera; sin embargo, la diferencia entre momentos de inercia y módulos de elasticidad es tan grande que la carga soportada por la losa es muy pequeña, y suele despreciarse.

2.6.2.1. ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA

El ancho efectivo de la losa del tablero del puente, se determina reemplazando en las siguientes expresiones, y escogiendo el menor de los valores obtenidos.

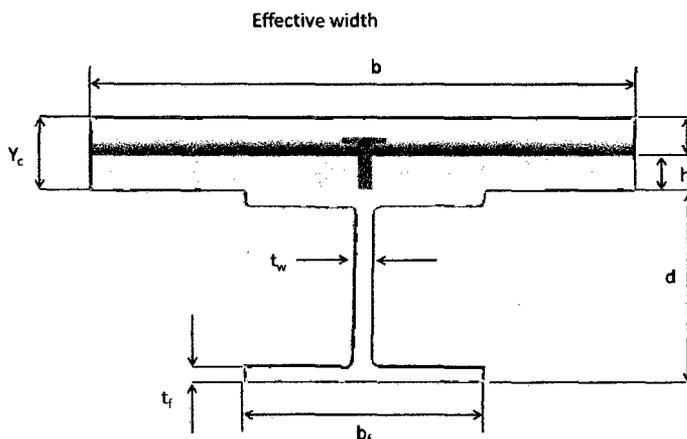


Gráfico 2.17 Ancho Efectivo de la Sección Compuesta

- $1/4L$... (Ec-69)
- $12t_s + \max(t_w, 1/4b_f)$... (Ec-70)
- S ... (Ec-71)

Dónde:

- L: Luz efectiva del puente mm.
- t_s : Espesor de la losa mm.
- t_w : Espesor del alma mm.
- b_f : Ancho del patín (ala) superior de la trabe mm.
- S: Distancia promedio entre vigas mm.



2.6.3. DISEÑO DE LA LOSA

APLICACIONES AASHTO LRFD EN EL DISEÑO DE LOZAS

Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm.

Luz principal perpendicular al tráfico:

Para calcular el momento en el voladizo

- $E_v = 1140 + 0.833X$ mm ... (Ec-72)

Para calcular el momentos negativos

- $-M = 1220 + 0.25S$ mm... (Ec-73).

Para calcular el momentos positivos.

- $+M = 660 + 0.55S$ mm ... (Ec-74).

Dónde:

- S = Separación de los elementos de apoyo (mm).
- P = Carga de eje 14.54 ton. (Carga más pesada del camión de diseño, no se usa carga distribuida).
- +M = Momento positivo.
- -M = Momento negativo.

DISEÑO DE LA LOSA EN CONCRETO ARMADO

Módulo de elasticidad y módulo de corte del concreto

$$E = 0.043 \times \gamma^{1.5} \times \sqrt{f'c} \text{ Mpa ... (Ec-75).}$$

Dónde:

- E: Módulo de elasticidad del concreto
- γ : Peso específico del concreto
- $f'c$: Resistencia especificada del concreto

CÁLCULO DEL ACERO TRANSVERSAL DEL TABLERO DEL PUENTE

Cuantía balanceada

$$\rho_b = \beta * 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \right) \dots \text{(Ec-76)}$$



Cuantía máxima:

$$\text{Máx} = 0.50 \cdot p_b \dots \text{ (Ec-77)}$$

Cuantía mecánica inicial

$$w = \rho_{\text{máx}} \cdot \frac{f_y}{f_c} \dots \text{ (Ec-78)}$$

Momento Resistente de la Sección

$$M_n = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot w \cdot (1 - 0.59w) \times 10^5 \dots \text{ (Ec-79)}$$

Ecuaciones de Diseño

$$K_w = \frac{M_u \times 10^5}{0.85 \phi \times f_c \times b \cdot d^2} \dots \text{ (Ec-80)}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2k_w} \dots \text{ (Ec-81)}$$

$$A_s = \frac{0.85 \phi \times f_c \times b \times a}{f_y} \dots \text{ (Ec-82)}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \cdot b \cdot h \dots \text{ (Ec-83)}$$

$$A_s \text{ máx} = \rho_{\text{máx}} \cdot b \cdot d \dots \text{ (Ec-84)}$$

Diseño para el acero longitudinal

$$\%A_s - d = \frac{1750}{\sqrt{S}} \dots \text{ (Ec-85)}$$

$$A_{sL} = \%A_s d + A_s \frac{A_{s \text{ mín}}}{2} \dots \text{ (Ec-86)}$$

Longitud de anclaje de y empalmes

Veredas:

$$L_d = \frac{0.06 \times A_v \times f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 30 \dots \text{ (Ec-87)}$$

En la loza:

$$L_d = \frac{f_s \times d_b}{4\mu} \dots \text{ (Ec-88)}$$

$$\mu = \frac{2.3 \times \sqrt{f_c}}{d_b} \dots \text{ (Ec-89)}$$

Dónde:

Av: Área de la varilla.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

fc: Resistencia del concreto a la compresión.

db: Diámetro de la varilla.

fs: Esfuerzo del acero a flexión

f'c: Resistencia del acero a compresión

(RNE. NORMA 0.60 CONCRETO ARMADO)

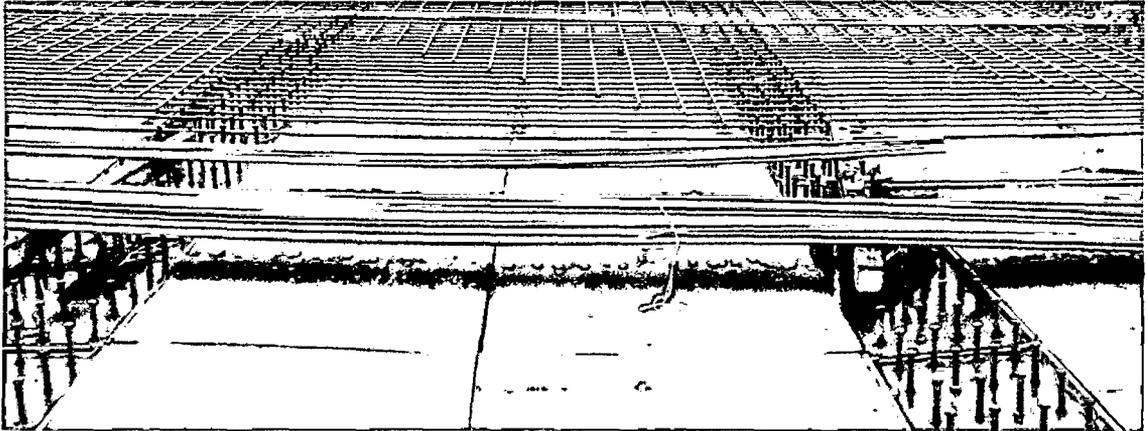


Gráfico 2.18 Distribución de los aceros en la losa del puente de sección compuesta.

EMPALMES

La longitud de las varillas de acero es de 9.00m y la longitud total de la losa es mayor en el sentido longitudinal, entonces será necesario empalmar dichas varillas.

La longitud mínima de empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapes Clases A o B, pero no de menor de 300 mm, donde:

- Empalme por traslape CLASE A.....1.0ld
- Empalme por traslape CLASE B.....1.3ld

Dónde: ld es la longitud de desarrollo

(RNE. NORMA 0.60 CONCRETO ARMADO)

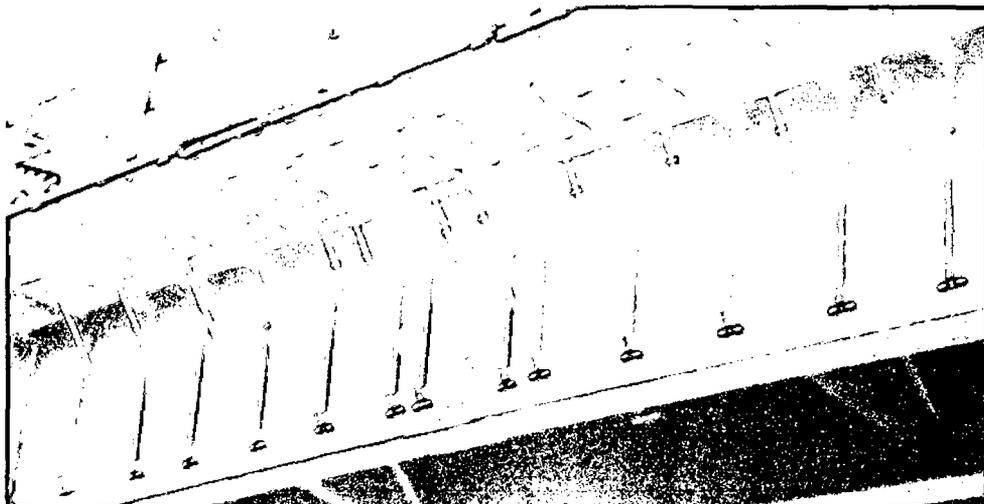


Gráfico 2.19 Encofrado de la losa del puente de sección compuesta.



2.6.4. DISEÑO DE LAS VIGAS METÁLICAS DEL PUENTE

Los aceros estructurales para uso en puentes generalmente tienen requisitos de rendimiento más rigurosos en comparación con los aceros utilizados en los edificios y muchas otras aplicaciones estructurales. Aceros utilizados en puentes se fabrican para resistir diferentes factores que puedan dañar su estructura, por ejemplo: un entorno al aire libre con cambios relativamente grandes de temperatura, se someten a millones de ciclos de carga en viva, y con frecuencia están expuestos a ambientes corrosivos que contienen cloruros. Estos aceros están obligados a cumplir requisitos de resistencia y ductilidad para todas las aplicaciones estructurales. Además, los aceros de puente tienen que proporcionar un servicio adecuado con respecto a la fatiga adicional y el estado límite de fractura. También tienen que proporcionar una mayor resistencia a la corrosión atmosférica en muchas aplicaciones en las que se utilizan sin revestimientos protectores caros. Por estas razones, se requiere que los aceros estructurales para puentes para tener resistencia a la fractura y resistencia a la corrosión que a menudo superan los requisitos estructurales generales.

Existen dos organizaciones que publican las normas para el acero estructural en los EE.UU. La Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) es una organización de estándares voluntarios, sin fines de lucro que desarrolla estándares de calidad, para los productos de acero. Comisión A-1 y subcomité A01.02 tienen la responsabilidad primordial de las normas estructurales de acero, incluidos aceros puente (1). La membresía está compuesta por expertos de la industria, los usuarios finales, el gobierno y el mundo académico para proporcionar un equilibrio de perspectivas. La Asociación Americana de Carreteras Estatales Oficiales del Transporte (AASHTO) publica un volumen separado de normas (2), que también incluye las normas estructurales de acero para aplicaciones del puente. Estas normas son elaboradas por comités compuestos exclusivamente por funcionarios del gobierno responsable de la construcción y el mantenimiento de la red vial. En la mayoría de los casos, las normas AASHTO son muy similares o idénticas a las correspondientes normas de la ASTM. Esto es particularmente cierto para los productos de acero del puente.

(U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration)

CONSTRUCCIÓN COMPUESTAS DE ACERO Y CONCRETO

El término “construcción de puentes basado en vigas compuestas” define un sistema en el cual se logra la interacción de una losa de concreto con una viga de acero por medio de un dispositivo mecánico llamado conector de cortante. La losa de concreto se convierte en el elemento sujeto a compresión de la viga compuesta, mientras que la sección de acero resiste los esfuerzos de tensión.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)



2.6.4.1. LÍMITES DE PROPORCIONALIDAD DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ALMA:

Se deberá verificar límites de proporción de sección transversal de la viga, deberán ser lo suficiente robustas para que cumplan con los límites de proporcionalidad de corte transversal, muchos de los cálculos en esta sección son útiles para posteriores aspectos de diseño. Límites proporcionales, son indicadores de la estabilidad de la sección.

PROPORCIONALIDAD EN EL ALMA

Las almas de las vigas metálicas de los puentes suelen construirse sin refuerzos longitudinales.

Se deberán cumplir con las siguientes expresiones:

- Si tiene rigidizador longitudinal: $\frac{D}{tw} \leq 300$ (Ec-90)
- Si no tiene rigidizador longitudinal: $\frac{D}{tw} \leq 150$ (Ec-91)

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

SECCIONES ARMADAS DE PATÍN ANCHO.

Los requisitos para traveses armados se dan en el capítulo G de las especificaciones AISC. Donde nos hacen referencia a las dimensiones de la viga llamados “LÍMITES DE PROPORCIONALIDAD”.

PROPORCIONALIDAD EN LOS PATINES DE LA VIGA DE ACERO

Las alas de la trabe sometidas a compresión y tensión de la sección no compuesta, deberán cumplir las siguientes expresiones:

- $\frac{bf}{2tf} \leq 12$ (Ec-92)
- $bf \geq \frac{D}{6}$ (Ec-93)
- $tf \geq 1.1tw$ (Ec-94)
- $0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$ (Ec-95)

Dónde:

- bf: Ancho del patín en estudio de la viga.
- tf: Peralte del patín en estudio de la viga.
- D: Peralte de la viga principal.



- lyc: Momento de inercia del patín en compresión de la sección de acero sobre el eje vertical en el plano del alma (in.4)
- lyt: Momento de inercia del patín en tensión de la sección de acero sobre el eje vertical en el plano del alma (in.4)

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

CÁLCULO DE LOS MÓDULOS DE LA SECCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA:

Módulo de sección con respecto al patín superior (Compresión)

$$y_{tf2} = \frac{Ad}{A} \dots \text{(Ec-96)}$$

$$y_{tf1} = h_{viga} - y_{tf2} \dots \text{(Ec - 97)}$$

- h viga: Peralte de la viga.

Módulo de sección con respecto al patín superior (Compresión)

$$S_{topgdr} - f1 = \frac{I_{xx} \text{ (Momento de Inercia)}}{y_{tf1}} \dots \text{(Ec - 98)}$$

- Ixx: Momento de Inercia de la sección se obtiene por el Teorema de Steiner.

Módulo de sección con respecto al patín inferior (Tensión)

$$S_{botgdr} - f1 = \frac{I_{xx} \text{ (Momento de Inercia)}}{y_{tf2}} \dots \text{(Ec - 99)}$$

- Y_{tf2}: Altura del eje neutro de la sección de la viga.
- A: Área de la sección de cada elemento de la viga.
- d: Peralte de cada elemento de la viga.

Dónde:

Se seguirá el mismo procedimiento, para calcular los módulos faltantes de la sección para 3n y n de la sección compuesta de la sección compuesta.

LOS ESFUERZOS MÁXIMOS PARA LA SECCIÓN COMPUESTA

A. Patín superior de la trabe (compresión)

1. Esfuerzo por peso propio del puente (no incluye superficie de desgaste, tampoco barreras).



$$f_{\text{noncomp}} = \frac{-M_{\text{noncompDI}}}{\text{Stopgdr}-f_1} \dots \text{ (Ec-100)}$$

Dónde:

- f_{noncomp} : Esfuerzos del patín superior de la viga por compresión (ksi).
 $M_{\text{noncompDI}}$: Momento proveniente por peso propio de la estructura (kip).
 $\text{Stopgdr}-f_1$: Módulo de sección con respecto al patina superior (Compresión).

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

Esfuerzo para cargas de larga duración incluye (barreras, pavimento)

(BARRERAS)

$$f_{\text{parapeto}} = \frac{-M_{\text{parapeto D2}}}{\text{Stopgdr}-3n} \dots \text{ (Ec-101)}$$

Dónde:

- f_{parapeto} : Esfuerzos del patín superior de la viga por compresión por carga de las barreras (ksi).
- $M_{\text{noncompDI}}$: Momento proveniente de la carga de las barreras (kip).
- $\text{Stopgdr}-3n$: Módulo de sección con respecto al patín superior (Compresión) para cargas de larga duración.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

(PAVIMENTO- SUPERFICIE DE DESGASTE)

$$f_{\text{pavimento}} = \frac{-M_{\text{pavimento DW}}}{\text{Stopgdr}-3n} \dots \text{ (Ec-102)}$$

Dónde:

- $f_{\text{pavimento}}$: Esfuerzos del patín superior de la viga por compresión por carga de la superficie de desgaste (ksi).
- $M_{\text{pavimento DW}}$: Momento proveniente de la carga de la superficie de desgaste (kip).
- $\text{Stopgdr}-3n$: Módulo de sección con respecto al patina Superior (Compresión) para cargas de larga duración.

Esfuerzo para cargas de corta duración incluye (móvil)

(CARGA MOVIL HL-93)

$$f_{LL} = \frac{-MLL}{\text{Stopgdr}-n} \dots \text{ (Ec-103)}$$

Dónde:



- fLL: Esfuerzos del patín superior de la viga por compresión producida por el la carga móvil (ksi).
- MLL: Momento proveniente de la carga móvil (kip).
- Stopgdr- n: Módulo de sección con respecto al patín Superior (Compresión) para cargas de corta duración.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

PATÍN INFERIOR DE LA TRABE (TRACCIÓN)

Para calcular los esfuerzos en la sección de la viga, para cargas de corta y larga duración en el patín inferior sometido a tracción, se hará el mismo procedimiento que en el caso anterior, pero se tendrá que dividir los momentos entre su módulo de sección con respecto al patín inferior sujeto a tracción.

LÍMITES DE PROPORCIONALIDAD DE LA SECCIÓN

Primera Comprobación: Deberá cumplir la siguiente condición:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9... \text{ (Ec-104)}$$

- I_{yc} : Momento de Inercia del patín superior.
- I_y : Momento de Inercia sección de la viga no compuesta.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

Segunda Comprobación: Se refiere a las proporciones de la esbeltez del alma. Para una sección sin refuerzos longitudinales el alma debe estar dimensionada de tal manera que cumpla con la siguiente condición:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \leq 200... \text{ (Ec-105)}$$

Para el cálculo efectivo de la sección compuesta:

$$D_c = \text{Depth} - t_{topfl}... \text{ (Ec-106)}$$

$$\text{Depth}_{comp} = \frac{-f_{topgdr}}{f_{botgdr} - f_{topgdr}} \times \text{Depth}_{gdr}... \text{ (Ec-107)}$$

- f_{botgdr} : Esfuerzos por Momento positivo Factorizado por Estado Límite de Resistencia (ksi).
- f_{topgdr} : Esfuerzos por Momento negativo Factorizado por estado Límite de Resistencia (ksi).
- t_{topfl} : Peralte del patín superior (in).

- dweb: Peralte del patín superior (in).
- tbotfl: Peralte del patín inferior (in).
- E: Módulo de elasticidad del acero (ksi)
- f'c: Resistencia del concreto.
- tw: Espesor del alma de la viga (in)

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

Las proporciones de las dimensiones de los patines de la trabe en tensión (inferiores) deben cumplir:

$$\frac{bf}{2*tf} \leq 12... \text{ (Ec-108)}$$

- bfi: Ancho del patín inferior.
- tfi: Peralte del patín inferior.

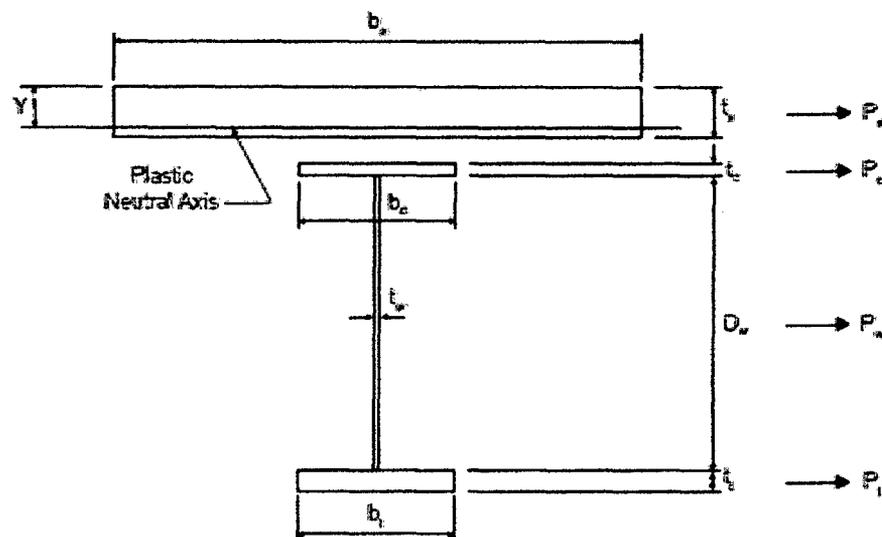


Gráfico 2.20 Centro plástico de una viga de sección compuesta

CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO (REGIÓN MOMENTO POSITIVO)

Por flexión positiva este tipo de sección pertenece al caso N° 03 con una losa de concreto (AASHTO LRFD). Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_r + P_{rl}... \text{ (Ec-109)}$$

Calculo del Eje Neutro

$$\bar{Y} = t_s \left(\frac{P_c + P_w + P_r}{P_s}\right)... \text{ (Ec-110)}$$



Para secciones compuestas el Momento Plástico M_p , se debe analizar como el primer momento de las fuerzas alrededor del eje neutro plástico

Tensión en el patín inferior

$$P_t = F_{yt} \times b_{fi} \times t_{fi} \dots \text{ (Ec-111)}$$

Dónde:

- P_t : Tensión en el patín inferior de la sección compuesta (ksi)
- b_{fi} : Ancho del patín inferior de la sección compuesta (in).
- t_{fi} : Peralte del patín inferior de la sección compuesta (in).
- F_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero del patín inferior de la sección compuesta (kip).

Tensión en el alma

$$P_w = F_{yw} \times h_w \times t_w \dots \text{ (Ec-112)}$$

- P_w : Tensión en el alma de la viga de la sección compuesta (ksi)
- t_w : Espesor del alma de la viga de la sección compuesta (in).
- h_w : Peralte del alma de la viga de la sección compuesta (in).
- F_{yw} : Esfuerzo de fluencia del Acero del alma de la viga de la sección compuesta (kip).

Compresión en el patín superior

$$P_c = F_{yt} \times b_{fs} \times t_{fs} \dots \text{ (Ec-113)}$$

- P_c : Compresión en el patín superior de la viga de la sección compuesta (ksi)
- b_{fs} : Ancho del patín superior de la viga de la sección compuesta (in).
- h_w : Peralte del patín superior de la viga de la sección compuesta (in).
- F_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero del patín superior de la viga de la sección compuesta (kip).

(AASHTO LRFD, 3 RA ED., 2005)

Compresión en la en la loza del tablero del puente

$$P_s = 0.85 \times F_c \times b_s \times t_s \dots \text{ (Ec-114)}$$

- P_s : Compresión en la loza del tablero de la sección compuesta (ksi)
- b_s : Ancho efectivo de la loza de la sección compuesta (in).
- t_s : Peralte de la loza de la sección compuesta (in).
- f'_c : Resistencia especificada del concreto de la sección compuesta (kip).



Verificamos la ubicación del eje neutro plástico.

$$Y = (ts) \left(\frac{Pc+Pw+Pt}{Ps} \right) \dots \text{(Ec-115)}$$

$$Pt + Pw + Pc \dots \text{(Ec-116)}$$

Comprobamos que la posición del eje neutro plástico, calculado anteriormente, da como resultado una condición de equilibrio en el que no hay fuerza axial.

$$\text{Compresión} = 0.85 \times fc \times bs \times Y \dots \text{(Ec-117)}$$

EL MOMENTO PLÁSTICO

El momento plástico, M_p , se debe analizar cómo sigue: donde

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot Ps}{2 \cdot ts} + (Pc \cdot dc + Pw \cdot dw + Pt \cdot dt) \dots \text{(Ec-118)}$$

$$dc = \left(\frac{-tc}{2} \right) + 3.5in + ts - Y \dots \text{(Ec-119)}$$

$$dw = \left(\frac{Dw}{2} \right) + 3.5in + ts - Y \dots \text{(Ec-120)}$$

$$dt = \left(\frac{tt}{2} \right) + Dw + 3.5in + ts - Y \dots \text{(Ec-121)}$$

Dónde

- tc : Peralte de patín superior (in).
- ts : Peralte de la loza del tablero de concreto del puente (in).
- Dw : Peralte del alma de la viga de la sección compuesta (in).
- tt : Peralte del patín inferior de la viga (in).
- Y : Ubicación del eje neutro de la sección compuesta.
- d : Es la distancia desde la fuerza del elemento con respecto al eje neutro plástico:

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

VERIFICACIÓN SI LA SECCIÓN DE LA VIGA ES COMPACTA

Si la sección es compacta tendrá que cumplirse la siguiente relación:

$$2Dc/tw \leq 3.76 \sqrt{(E/Fyc)} \dots \text{(Ec - 122)}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN POR EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

EN EL PATÍN INFERIOR

$$M_n = 1.3 \times R_h \times M_y \dots \text{(Ec - 123)}$$



$$FY = \frac{MD1}{SNC} + \frac{MD2}{SLT} + \frac{MAD}{SST} \dots \text{(Ec-124)}$$

$$MAD = \left[SST * \left(fy - \frac{MD1}{SNC} - \frac{MD2}{SLT} \right) \right] * \left(\frac{1 ft}{12 in} \right) \dots \text{(Ec-125)}$$

$$Mybot - top = MD1 + MD2 + MAD \dots \text{(Ec-126)}$$

- MD1: Momento por peso propio por los elementos que conforman el puente factorizados.
- MD2: Momento por peso de las barreras y superficie de desgaste factorizados.
- SNC: Módulo de sección con respecto al patín Inferior (Tensión) Viga sola.
- SLT: Módulo de sección con respecto al patín Inferior (Tensión) 3n.
- SST: Módulo de sección con respecto al patín Inferior (Tensión) n.
- Rh: Factor híbrido.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

EN EL PATÍN SUPERIOR:

Para calcular el momento por el estado límite de resistencia para el patín superior, se sigue el mismo procedimiento para el caso anterior.

De los dos casos mencionados anteriormente, se escogerá el valor mínimo de los dos:

$$My = \min(Mybot, Mytop) \dots \text{(Ec-127)}$$

Para obtener el valor del Momento Nominal Resistente de la sección se utiliza la siguiente expresión:

$$Mn = 1.3 * Rh * My \dots \text{(Ec-128)}$$

El momento nominal también puede ser calculado usando la siguiente expresión:

$$Mn = \frac{5 * Mp - 0.85 My}{4} + \frac{0.85 My - Mp}{4} * \left(\frac{Dp}{D'} \right) \dots \text{(Ec-129)}$$

$$D' = \beta * \frac{(d + ts + th)}{7.5} \dots \text{(Ec-130)}$$

Dónde:

- β: Valor 1.00 para acero de 50ksi.
- d: Peralte total de la viga en (in).
- ts: Espesor de la loza del tablero del puente (in).
- th: Peralte de la silleta de la loza (in).



Además se tiene que verificar que se cumpla la siguiente condición:

$$D' \leq D_p \leq 5 * D' \dots \text{ (Ec-131)}$$

Para el diseño se tendrá que escoger el menor los dos valores obtenidos en las Ecuaciones 128 y 129.

Se debe verificar el requerimiento por ductilidad:

$$\frac{D_p}{D'} \leq 5 \dots \text{ (Ec-132)}$$

Dónde:

- $D_p = Y$: Ubicación del momento plástico en la sección compuesta.
- D' : Valor obtenido en la ecuación (Ec-130)

El Momento Resistente a la flexión es calculado como sigue:

$$M_r = \phi_f * M_n \dots \text{ (Ec-133)}$$

La Resistencia a flexión Positiva en esta Sección de Diseño se calcula:

$$\sum n_i * \gamma_i * M_i \leq M_r \dots \text{ (Ec-134)}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN PARA EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA EN LA REGIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO POSITIVO

Por el Estado Límite de Fatiga se comprobara las conexiones de la soldadura de los refuerzos transversales intermedios de la viga.

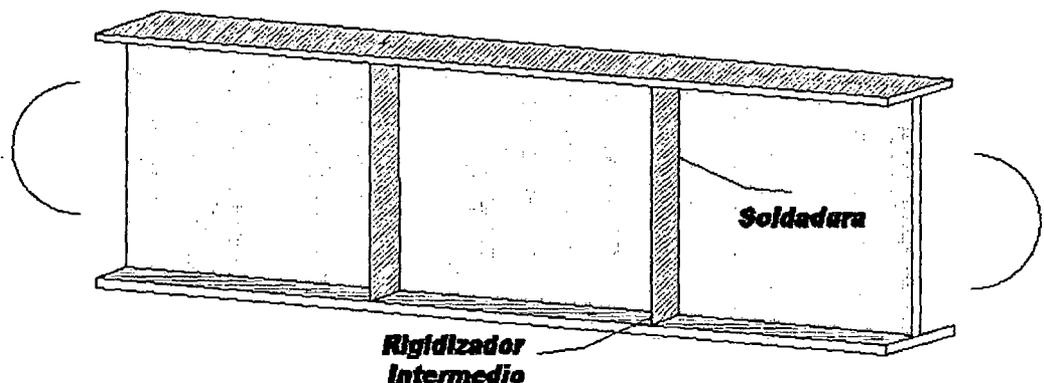


Gráfico 2.21 Detalle de carga inducida por fatiga



LA RESISTENCIA NOMINAL POR FATIGA:

Se deberá cumplir la siguiente relación

fbotgdr ≤ ΔFn... (Ec-135)

(ΔF)n = (A/N)^1/3 ≥ 1/2 (ΔF)TH... (Ec-136)

N = (365) x (75) x n x (ADTT) SL... (Ec-137)

(ΔF)n = máx [(A/N)^1/3, 1/2 (ΔF)TH]... (Ec-138)

Dónde:

- A: Constante por categoría del puente. (Cuadro 2.33) (ksi).
• N: Número de camiones por día en una dirección, en el periodo de diseño.
• ADTT: Tránsito promedio diario en el periodo de diseño.
• n°: Factor por ciclos del camión (Cuadro 2.34).
• ΔFHT: Constante de amplitud por fatiga (Cuadro 2.35).

Cuadro 2.33 CONSTANTE "A" POR CATEGORÍA DE DETALLE

Table with 2 columns: Detalles de categoría, Constante A 10^9 (ksi^3). Rows include categories A through E' with corresponding constant values.

FUENTE: AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007

Cuadro 2.34 CONSTANTE N, POR CICLOS DEL CAMIÓN DE DISEÑO

Table with 3 columns: MIEMBROS LONGITUDINALES, LONGITUD DEL TRAMO DEL PUENTE (>12000 mm, ≤12000 mm). Row for Tramo Simple shows constant values of 1.00.

FUENTE: AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007



Cuadro 2.35 CONSTANTE POR AMPLITUD POR FATIGA

DETALLE DE CATEGORIA	CONSTANTE DE AMPLITUD (ksi)
A	23.9
B	16.0
B'	12.0
C	4.2
C'	12.0
D	7.0
E	4.5
E'	2.6

FUENTE: AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007

DISEÑO POR FLEXIÓN POR ESTADO DE SERVICIO II PARA LA REGIÓN DEL MOMENTO POSITIVO

La viga debe ser revisada por el Estado Límite de Servicio por deformación permanente. Esta comprobación tiene por objeto evitar las deflexiones permanentes debido a las cargas esperadas de tráfico.

Se aplican para patines de acero de secciones compuestas las cuales deberán cumplir:

$$ff \leq 0.95Fyf... \text{ (Ec-139)}$$

- f_{topgdr} : Esfuerzo por flexión del patín superior factorizado por el Estado Límite de Servicio II.
- f_{botgdr} : Esfuerzo por flexión del patín superior factorizado por el Estado Límite de Servicio II.

También comprobaremos la deflexión por el paso de la sobrecarga vehicular (Camión de diseño HL-93)

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{800}... \text{ (Ec-140)}$$

- L: Longitud del puente (in).

DISEÑO POR FLEXIÓN -CHEQUEO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

La constructibilidad también deberá ser comprobada antes del endurecimiento de la loza de concreto, cuando la viga no se comporta como una sección no compuesta.



La investigación de la constructibilidad de la viga comienza, con la verificación de esbeltez del patín superior (compresión) de la sección no compacta:

EN EL PATÍN SUPERIOR:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 \dots \text{(Ec-141)}$$

Además:

$$L_b \leq L_p = 1.76 * rt * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \dots \text{(Ec-142)}$$

Cargas durante la construcción no compuesta

- Depthcomp: Peralte de la sección no compuesta (in).
- ttopfl: Peralte del patín superior de la viga (in).

$$D_c = \text{Depthcomp} - t_{topfl} \dots \text{(Ec - 143)}$$

Momento de inercia de la sección:

$$I_t = \frac{tc * bc^3}{12} + \frac{D_c * tw^3}{12} \dots \text{(Ec-144)}$$

Área de la sección:

$$A_t = (tc * bc) + \left(\frac{D_c}{3} * tw\right) \dots \text{(Ec-145)}$$

- I_t : Momento de inercia de la sección (in⁴).
- bc : Ancho del patín superior de la viga en (in).
- tw : Espesor del alma de la viga (in).

Radio de giro de la sección:

$$rt = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} \dots \text{(Ec-146)}$$

Separación máxima entre vigas longitudinales (L_p):

$$L_p = 1.76 * rt * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} \dots \text{(Ec-147)}$$

E_s : Módulo de elasticidad del acero estructural de la viga (ksi).

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (ksi).

Se debe cumplir la siguiente relación para verificar el diseño del puente

$$L_b \leq L_p \dots \text{(Ec-148)}$$

L_p : Separación máxima entre vigas diafragma (ft).

Lb: Separación máxima entre vigas diafragma propuesta por el diseñador (ft).

CHEQUEO POR TORSIÓN LATERAL

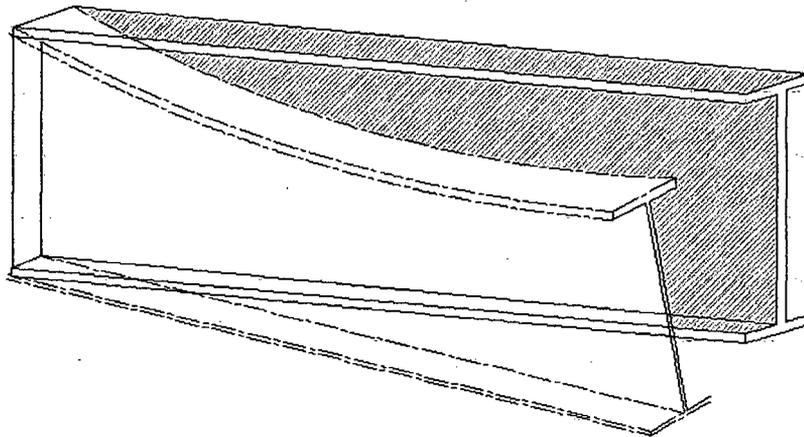


Gráfico 2.22 Pandeo lateral por torsión

La resistencia nominal del patín en compresión:

$$F_n = R_b * R_h * F_{cr} \dots (Ec - 149)$$

$$\frac{2 * D_c}{t_w} \leq \lambda * \sqrt{\frac{E}{f_c}} \dots (Ec-150)$$

$$D_c = \text{Depthcomp} - t_{topfl} \dots (Ec-151)$$

- Depthcomp: Peralte de la sección no compuesta (in).
- t_{topfl}: Peralte del patín superior de la viga (in).
- t_w: Espesor del alma de la viga (in).
- λ: 6.733
- E: Módulo de elasticidad del acero (ksi).
- f_c: Resistencia especificada del concreto (ksi).

Por lo tanto:

- R_b: 1.00

Como la sección de la viga es homogénea entonces:

- R_h: 1.00

La resistencia crítica del patín en compresión por pandeo local F_{cr} se obtiene como sigue:



$$F_{cr} = \frac{1.904 * E}{\left(\frac{bf.}{2 * tf}\right)^2 * \sqrt{\frac{2 * Dc}{tw}}} \dots \dots \dots (Ec-152)$$

Para el diseño se deberá cumplir con las siguientes expresiones:

$$F_{cr} = \min \left(\frac{1.904 * E}{\left(\frac{bf.}{2 * tf}\right)^2 * \sqrt{\frac{2 * Dc}{tw}}}, F_{yc} \right) \dots (Ec-153)$$

Dónde:

- bf : Ancho del patín superior (in).
- tf: Peralte del patín superior de la viga (in).
- tw: Espesor del alma de la viga (in).
- E: Modulo de Elasticidad del acero (ksi)..

Capacidad por corte vertical.

En el diseño por corte la siguiente expresión debe ser satisfecha.

$$V_u \leq \phi V_n \dots (Ec-154)$$

Para traveses sin rigidizador longitudinal se debe cumplir:

$$V_n = V_{cr} = CV_p \dots (Ec-155)$$

Revisamos:

$$\frac{D}{tw} \geq 1.12 * \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \dots (Ec-156)$$

Dado que no hemos usado refuerzos longitudinales:

- $k = 5$ Puesto que no hay refuerzos longitudinales.
- $E = 29000 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad del acero estructural.
- $F_{yw} = 50 \text{ ksi}$ Esfuerzo de fluencia del acero del alma.

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} * \left(\frac{kE}{F_{yw}}\right) \dots (Ec-157)$$

$$V_p = 0.58 * F_{yw} * D * tw \dots (Ec-158)$$

- D= Peralte de la viga in.
- tw= Espesor del alma de la viga in.

$$V_n = C * V_p \dots (Ec-159)$$

RIGIDIZADORES

El alma de perfiles laminados tienen proporciones que pueden llegar a fallar por tensión de fluencia de flexión y la tensión de fluencia cortante sin pandeo, para

evitar el pandeo sus almas se debe reforzar con rigidizadores. Tanto los rigidizadores transversales y longitudinales se puede utilizar para mejorar la resistencia de las almas. Usando rigidizadores transversales se puede aumentar la resistencia al esfuerzo cortante longitudinal también la resistencia al pandeo por flexión del alma.

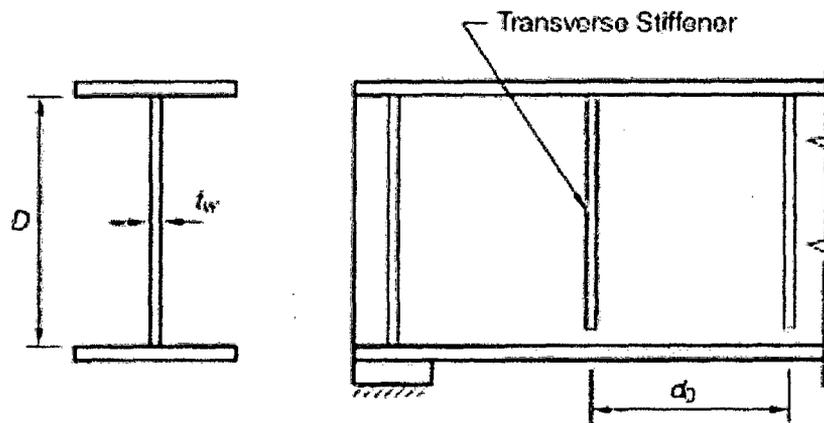


Gráfico 2.23 Ubicación de los rigidizadores en la viga

DISEÑO DE LOS RIGIDIZADORES

ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LOS REFUERZO TRANSVERSALES INTERMEDIOS DE LA VIGA DE ACERO [A6.10.11.1]

Las Especificaciones AASHTO (2007) del LRFD Bridge dan como requisito para cualquier rigidizador transversal que el momento de inercia deberá satisfacer lo siguiente:

- Un área mínima.
- Un momento de Inercia mínimo.
- Una razón ancho espesor máximo.

Los requisitos de esbeltez para rigidizadores transversales intermedios, se resumen en dos expresiones de la AASHTO (2007) LRFD Bridge Especificaciones como límites en el ancho b_t de cada elemento rigidizador a proyectar [A6.10.11.1.2]:

El ancho de cada de la proyección b_t de cada rigidizador deberá cumplir:

Dónde:

$$b \leq 0.48 * t_p * \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \dots \text{ (Ec-160)}$$

t_p : Espesor de la placa del rigidizador (in).



- E: Módulo de elasticidad del acero (ksi).
Fys: Esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador (ksi).

$$\frac{\phi_v * V_n}{A_w} \dots \text{ (Ec-161)}$$

$$V_n = V_u * \phi_v \dots \text{ (Ec-162)}$$

- Vn: El cortante nominal en la viga (kips).
- Vu: Valor del cortante (kips).
- ϕ_v : 1.00.
- Aw: Sección transversal del alma (in²).

(Barker, R. 2007)

Además se deberá cumplir con la Ecuación A-F2-4 del AISC:

$$I_t \geq a * t_w^3 * J \dots \text{ (Ec-163)}$$

Además

$$J = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2.0 \geq 0.5 \dots \text{ (Ec-164)}$$

- It: Momento de inercia requerido mínimo (in³).
a: Separación máxima entre rigidizador (in).
h: Peralte del alma de la viga (in).
tw: Espesor del alma (in).

Se deberá cumplir con las siguientes relaciones

- Distancia mínima = 4tw... (Ec-165)
- Distancia máxima = 6tw... (Ec-166)

(Barker, R. 2007)

RIGIDIZADORES DE APOYO.

Estos se colocan por parejas sobre las almas de las trabes armadas en los extremos no enmarcados y donde se requieran, debido a cargas concentradas; éstos deben estar íntimamente en contacto con los patines cargados y deben extenderse hacia los bordes de éstos tanto como sea posible. Si la carga normal al patín es de tensión, los rigidizadores deben soldarse al patín cargado. Si la carga es de compresión es necesario tener un buen ajuste o contacto entre el patín y los rigidizadores. Para lograr esto, los rigidizadores pueden soldarse al patín.

(Segui, W. 2006)

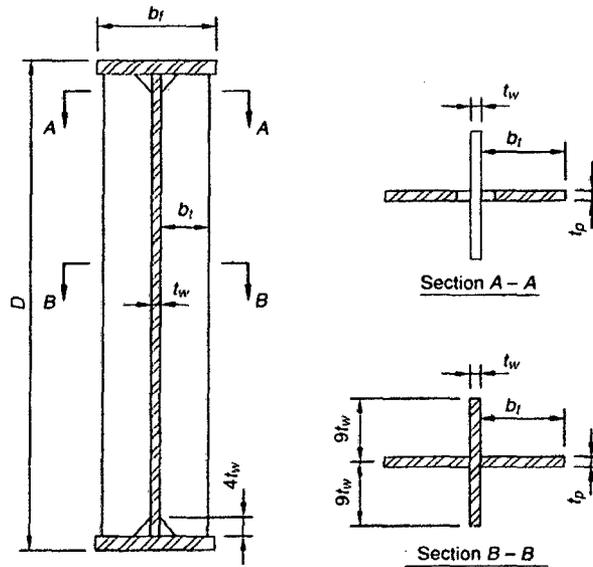


Gráfico 2.24 Detalle del rigidizador de apoyo

El espesor mínimo del rigidizador de apoyo:

$$t \geq \frac{b \cdot \sqrt{F_y}}{95} \dots \text{(Ec-167)}$$

Dónde

- b: Ancho del elemento de refuerzo se proyecta (in).
- Fys: Esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador (ksi).

Resistencia por aplastamiento del rigidizador:

$$\phi R_n = 0.75(1.8F_y * A_{pb}) \dots \text{(Ec-168)}$$

- Rn: Resistencia por aplastamiento del rigidizador
- Ø: 0.90.
- Fys: Esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador (ksi).
- Apb: Longitud del rigidizador proyectado a ambas caras de la viga (in).

Resistencia de diseño:

$$P_n = 0.66^\lambda \times F_y \times A_s \dots \text{(Ec-169)}$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots \text{(Ec-170)}$$

- Fy: Esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador (ksi).
- As: Área de la sección resistente del apoyo (in²).
- E: Módulo de elasticidad del acero (ksi).

K: Valor para hallar la longitud efectiva (Gráfico 2.23).

Además deberá cumplirse:

$$\frac{KL}{r} < 120 \dots \text{(Ec-171)}$$

- L: Altura del rigidizador (in).
- R: Radio de giro.

(Barker, R. 2007)

LONGITUD EFECTIVA

En las especificaciones del AISC-LRFD, la longitud efectiva de una columna se denomina KL, donde K es el factor de longitud efectiva. K es un número por el que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la columna. El valor de K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral.

(Barker, R. 2007)

Cuadro 2.27 VALORES DE K PARA DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS

Table C-C2.1 K Values for Columns						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \dots \text{(Ec-172)}$$

- r: Radio de giro del rigidizador de apoyo.
- I: Momento del Inercia de la sección resistente del apoyo aplicaremos el Teorema de Steiner (in⁴).



- A: Área de la sección transversal del rigidizador de apoyo (in²).

Área de la sección transversal del rigidizador de apoyo:

$$A = 4A_s + t_w(18t_w + e) \dots \text{(Ec-173)}$$

- A_s : Área de la sección transversal de los rigidizadores de apoyo (in²).
- t_w : Espesor del alma de la viga (in).
- e : Separación entre rigidizadores (in).

(AISC, 13 VA ED., 2005)

TRANSMISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE.

Las fuerzas cortantes horizontales entre la losa de concreto y la viga de acero en que se apoya deben ser resistidas de manera que se anule el deslizamiento entre ambas, para que trabajen como una unidad. La adherencia entre el concreto y el acero se pierde, o se reduce drásticamente, por la contracción del primero y las vibraciones producidas por la carga viva; tampoco es confiable la fricción entre los dos materiales. Por ello, han de utilizarse conectores de cortante mecánicos para transmitir la fuerza íntegra. Idealmente, los conectores deberían evitar por completo los deslizamientos entre las dos partes del miembro compuesto, lo que requeriría una unión infinitamente rígida, que no puede obtenerse en la práctica; por fortuna, los pequeños deslizamientos que se presentan en las vigas compuestas reales no afectan su resistencia.

(AISC, 13 VA ED., 2005)

Conectores por cortante

Para desarrollar la resistencia total a la flexión de un elemento compuesto, horizontal cortante debe ser resistida en la interfaz entre la sección de acero y la losa de cubierta de concreto. Para resistir el cortante horizontal en la interface, conectores se sueldan al ala superior de la sección de acero que está embebidos en la losa de la cubierta cuando el concreto se coloca. Estos conectores de corte vienen en varios tipos: cabeza, canales, espirales, estribos inclinados y doblados bares. Sólo la cabeza de soldar espárragos **Gráfico 2.25**.

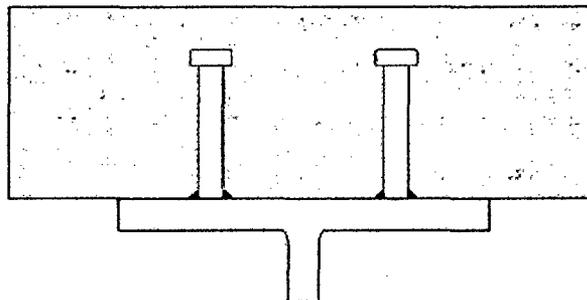


Gráfico 2.25. Ubicación de los conectores de acero entre la losa y la viga de acero



Espaciamiento máximo y mínimo.

La especificación LRFD-I5.6 permite un espaciamiento uniforme de los conectores a cada lado del punto del momento máximo, excepto que el número de conectores situados entre una carga concentrada y el punto más cercano del momento máximo debe ser la necesaria para resistir las solicitaciones impuestas.

Requisitos para los conectores tipo cabeza:

- Diámetro máximo = 25 x espesor del patín del perfil de acero.
- Longitud mínima = 4 x diámetro del conector.
- Separación longitudinal mínima (entre centros) = 6 x diámetro del conector.
- Separación longitudinal máxima (entre centros) = 8 veces el espesor de la loza.
- Separación transversal mínima (entre centros) = 4 x diámetro del conector.
- Recubrimiento mínimo lateral = 1 pulgada (no hay recubrimiento vertical mínimo).

(Barker, R. 2007)

La altura del conector colocado en la cubierta del puente no deberá superar las siguientes condiciones:

$$h = ts/2 + thaunch + tc... \text{ (Ec-174)}$$

- h: Altura del conector metálico (in)
- ts: Peralte de la loza de concreto del puente (in).
- Thaunch: Peralte de la silleta (in).
- tc: Peralte del patín superior de la viga.

Las dimensiones del conector deberá cumplir la siguiente condición:

$$\frac{h}{d} \geq 4... \text{ (Ec-175)}$$

Dónde:

- h: Altura del conector metálico (in).
- d: Diámetro del conector metálico (in).

(Barker, R. 2007)

ESTADO LÍMITE DE FATIGA PARA EL DISEÑO DE CONECTORES

A. Comportamiento de los conectores por fatiga

El paso longitudinal de los conectores por corte basados en el estado Límite de Fatiga se determina como:



$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \dots \text{(Ec-176)}$$

$$V_{sr} = \frac{V_f Q}{I} \dots \text{(Ec-177)}$$

Dónde:

- n: Número de conectores en cada fila.
- Z_r: Resistencia a la fatiga de un solo conector.
- V_{sr}: Rango horizontal por fatiga por cortante por unidad de longitud.
- V_f: Fuerza vertical de corte en la combinación de carga de fatiga.
- Q: Primer momento de inercia de la losa transformado n a corto plazo.
- I: Segundo momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo.

La resistencia al corte de un conector por el estado límite de fatiga es:

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{5.5}{2} d^2 \dots \text{(Ec-178)}$$

$$\alpha = 34.5 - 4.28 \log(N) \dots \text{(Ec-179)}$$

Debiendo cumplir:

$$(ADTT)_{SL} = ADTT \times p \dots \text{(Ec-180)}$$

- Z_r: Resistencia del conector por el estado límite de fatiga.
- N: Número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el periodo de diseño.
- ADTT: Tránsito promedio diario en el periodo de diseño.
- p: Fracción de tráfico de camiones para un carril (cuadro 2.36)
- n°: 1.00.
- d: Diámetro del conector.

Para una vida útil de 75 años:

$$N = (ADTT)_{SL} (365)(75)^{n^\circ} \dots \text{(Ec-181)}$$

Cuadro 2.36 Fracción de Tráfico de Camiones para un Carril.

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o mas	0.80

(AASHTO LRFD, 3 RA ED., 2005)



Dado que el cortante por fatiga varía a lo largo de la longitud del puente, la distribución longitudinal por cortante también varía.

$$V_{sr} = \left(\frac{V_f * Q}{I} \right) \dots \text{ (Ec-182)}$$

Dónde:

$$Q = \left[\frac{bfs + ts}{n} \right] \left(tfs + hw + tfi + \frac{ts}{2} - ytf2 \right) \dots \text{ (Ec-183)}$$

$$ytf2 = \frac{Ad}{A} \dots \text{ (Ec-184)}$$

- ytf2 Relación de las dimensiones de la sección compuesta para cargas de corta duración.
- A: Σ de las áreas de cada elemento de la sección compuesta n.
- d: Diámetro del conector.
- bfs: Ancho efectivo de la loza.
- ts: Espesor de loza.
- tfs: Espesor del ala Superior.
- hw: Altura del Alma.
- tfi: Espesor del Ala Inferior.
- I: Momento de inercia de la sección compuesta para "n".

El número de conectores necesarios:

$$p \leq \frac{ne * Zr}{V_{sr}} \dots \text{ (Ec-185)}$$

Dónde:

- ne: Número de conectores en sentido transversal de la viga.
- Zr: Resistencia del conector por el estado límite de fatiga.

(Barker, R. 2007)

B. Comportamiento de los conectores por resistencia

$$Q_r = \phi_{sc} \times Q_n \dots \text{ (Ec-186)}$$

$$Q_n = 0.5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c \times E_c} \leq A_{sc} \times F_u \dots \text{ (Ec-187)}$$

- ϕ_{sc} : 0.85
- Q_n : Resistencia nominal por cortante de un conector.
- A_{sc} : Sección transversal de esparrago en in².
- f_c : Resistencia especificada del concreto.
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto.
- F_u : Resistencia mínima de los conectores es de 60ksi.



El número de conectores mínimo que se necesita por resistencia será de:

$$n^+ = \frac{P_p}{Q_r} \dots \text{(Ec-188)}$$

Momento Positivo para la sección de la viga:

$$P_p = \text{Min}(P - \text{concreto}, P - \text{acero}) \dots \text{(Ec-189)}$$

Momento Actuante en la Loza de Concreto:

$$P_{\text{concreto}} = 0.85f_c * b_e * t_s \dots \text{(Ec-190)}$$

- b_e : Ancho efectivo del tablero de concreto armado.
- t_s : Espesor del tablero de concreto armado.

Momento Actuante en la viga de acero

$$P_{\text{acero}} = F_y w * D * t_w + F_{ft} * b_{ft} * t_{ft} + F_{fc} * b_{fc} * t_{fc} \dots \text{(Ec-191)}$$

Dónde:

- $F_y w, F_{ft}, F_{fc}$: Módulo de elasticidad del alma y los patines de la viga

(Barker, R. 2007)

Separación de cada conector en el sentido longitudinal de la viga:

$$P = \frac{E_f - E_i}{N_{Esp} - 1} \dots \text{(Ec-192)}$$

- E_f : Estación final del puente.
- E_i : Estación inicial del puente.
- N_{Esp} : Número de conectores en cada fila.

De los dos casos mostrados por fatiga y resistencia en el diseño de los conectores, se usara la separación mínima entre estos.

2.6.5. VIGA DIAFRAGMA O MARCO TRANSVERSAL

Diafragmas o marcos transversales son componentes transversales para transferir cargas laterales como viento o sismo, desde la parte inferior de la viga a la plataforma y desde la cubierta de las alas, para proporcionar estabilidad lateral de un puente de viga y para distribuir las cargas verticales a las vigas longitudinales principales.

Recomendaciones para el diseño de las vigas diafragma:



1. Para vigas o trabes menores de 42 pulg (1066 mm), se usarán diafragmas en forma de L (vigas transversales) con el mayor peralte que sea práctico, y usando conexiones a la viga de doble angular.
2. Para trabes con un peralte mayor de 42 pulg y espaciadas a más de 48 pulg (1 220 mm) centro a centro, se usará un sistema de soporte lateral de marcos transversales en los que el ángulo de las diagonales con la vertical no es mayor de 60°.
3. La separación de los diafragmas o marcos transversales será:
 - 18 pies (5.5 m) para la construcción de puentes de tablero abierto.
 - 12 pies (3.65 m) para puentes de tablero con balasto.

(Barker, R. 2007)

La fuerza del viento se obtiene como sigue:

$$P = P_B \left(\frac{V_z}{100} \right)^2 \dots \text{(Ec-193)}$$

$$F_2 = W = \frac{\gamma \times p_B \times d}{2} \dots \text{(Ec-194)}$$

Dónde

- W = Fuerza del viento por unidad de longitud, aplicado a la viga diafragma.
- p_B = Presión base de viento horizontal (MPa)
- p_B = 0.0024 MPa [A3.8.1.2]
- d = Profundidad de las miembros (mm)
- γ = Factor de carga para el grupo particular combinación de carga de la tabla 3.1 [tabla A3.4.1-1 AISC], para éste caso fuerza aplica III = 1.4

DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA O MARCO TRANSVERSAL CENTRALES

El momento negativo para el perfil de la sección de la viga diafragma se debe obtener con la siguiente expresión:

$$M_w = \frac{W \times L_b^2}{10} \dots \text{(Ec-195)}$$

- L_b = Longitud del elemento en un punto.

El módulo de la sección y la máxima tensión de flexión en el ala inferior se obtienen usando la siguiente expresión.



$$Sf = \frac{1}{6} \times bfi \times tfi... \text{ (Ec-196)}$$

$$f = \frac{Mw}{Sf}... \text{ (Ec-197)}$$

La fuerza máxima del viento horizontal aplicado a cada punto del soporte se determina, usando una separación máxima.

$$Pw = W \times L... \text{ (Ec-198)}$$

- W: Presión del viento
- L: Longitud del elemento.

Los marcos transversales deben estar diseñados para transferir la fuerza lateral a las alas de la trabe armada.

$$F1 = 1.4 \times V \times h_0 - W... \text{ (Ec-199)}$$

Los marcos transversales intermedios son diseñados utilizando arriostramiento tipo X. Con el fin de encontrar las fuerzas que actúan en la sección transversal se el análisis estructural como una armadura.

A partir de este análisis se determina que los perfiles transversales deben estar diseñados para resistir fuerzas de compresión y tracción.

Para comprobar la resistencia a la tracción:

$$Pr = \phi_y \times Fy \times Ag... \text{ (Ec-200)}$$

(Barker, R. 2007)

PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN:

También debemos comprobar la relación de esbeltez de los elementos usados y su límite en tensión [A6.8.4].

$$\frac{L}{r} \leq 240... \text{ (Ec-201)}$$

Dónde:

- L = Longitud del perfil usado como arriostramiento transversal (mm)
- R = Radio mínimo de giro del perfil (mm)

Sin embargo, primero se deberá verificar la limitación ancho / espesor para elementos sometidos a compresión axial.

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{Fy}}... \text{ (Ec-202)}$$

Donde

k = Coeficiente de pandeo



b = Ancho de la sección del perfil (mm)

t = Espesor del perfil (mm)

La resistencia nominal P_r a la compresión se obtiene con la siguiente expresión:

$$P_r = \phi_c \times P_n \dots \text{ (Ec-203)}$$

Donde

- ϕ_c : Factor de resistencia sujeto a compresión axial del acero = 0,90
- P_n : Resistencia a la compresión nominal para miembros no compuestos.

Además:

P_n es dependiente de λ donde:

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots \text{ (Ec-204)}$$

Dónde:

K = Factor de longitud efectiva.

K = 0,75 para uniones atornilladas y soldadas en los dos extremos del perfil de arriostramiento.

L = Longitud del puntal arriostrado (mm)

r_s = Radio de giro con respecto al plano de pandeo (mm)

Si $\lambda < 2,25$; entonces usaremos la siguiente ecuación

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s = \pi r^2 \dots \text{ (Ec-205)}$$

Para comprobar la relación de esbeltez límite del perfil sometido a compresión [A6.9.3]. Para los miembros de refuerzo, la esbeltez límite proporción es:

$$\frac{KL}{r} \leq 140 \dots \text{ (Ec-206)}$$

La fuerza tomada por el diafragma de la cubierta del tablero del puente por cada marco en los apoyos es de aproximadamente:

$$P_{frame} = \left(\frac{(F_1 + F_2) \times L_{ave}}{N^{\circ} \text{ Barras}} \right) \dots \text{ (Ec-207)}$$

La fuerza que debe estar transmitida a través de los rigidizadores sobre el patín o alma inferior de cada viga para el soporte es aproximadamente:

$$P_{gilder} = \left(\frac{(F_1 + F_2) \times L_{ave}}{N^{\circ} \text{ Gilder}} \right) \dots \text{ (Ec-208)}$$

(Barker, R. 2007)



DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA O MARCOS TRANSVERSALES SOBRE APOYOS

Debemos verificar primero la limitación ancho / espesor para elementos sometidos a compresión axial.

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \text{(Ec-209)}$$

Dónde:

- k = Coeficiente de pandeo del perfil.
- b = Ancho del perfil (mm).
- t = Espesor del perfil (mm).

La resistencia nominal P_r a la compresión es el siguiente:

$$P_r = \phi_c \times P_n \dots \text{(Ec-210)}$$

Dónde:

- ϕ_c = Factor de resistencia para la compresión axial del acero = 0,90
- P_n = Resistencia a la compresión nominal para miembros no compuestos

Además:

El valor de " P_n " es dependiente de λ donde:

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots \text{(Ec-211)}$$

Dónde:

K = Factor de longitud efectiva de [A4.6.2.5]

$K = 0,75$ para uniones atornilladas y soldadas en los dos extremos del perfil de arriostramiento.

L = Longitud del perfil arriostrado (mm)

r_s = Radio de giro con respecto al plano de pandeo (mm)

$$\text{Si } \lambda < 2,25; \text{ entonces, } P_n = 0.66^\lambda F_y A_s = \pi r^2 \dots \text{(Ec-212)}$$

Los requisitos para el diseño del marco tipo cruz se encuentran en AASHTO [A6.7.4]. La finalidad de los perfiles de los marcos cruzados es de transmitir todas las fuerzas laterales a los rigidizadores. Todos los marcos cruzados deben cumplir requisitos de esbeltez aceptable.

Además se deberá comprobar la relación de esbeltez límite del perfil sometido a compresión. Para los miembros de refuerzo, la esbeltez límite es:

$$\frac{KL}{r} \leq 140 \dots (\text{Ec-213})$$

DISEÑO DE LA PLACA DE SOPORTE DE LA VIGA DIAFRAGMA

Se diseñara la placa de unión, entre el perfil del marco transversal y el rigidizador de la viga principal, la cual deberá cumplir la siguiente relación:

$$A_g \leq F_d / (\phi * F_y) \dots (\text{Ec-214})$$

Dónde:

- A_g = Área total de la sección requerida
- F_d = Fuerza actuante en la diagonal calculada
- ϕ = Factor de resistencia especificado
- F_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- $APL > A_g$

2.6.6. OTROS

BARANDAS

Las barandas son diseñadas para la seguridad del tránsito vehicular y peatonal.

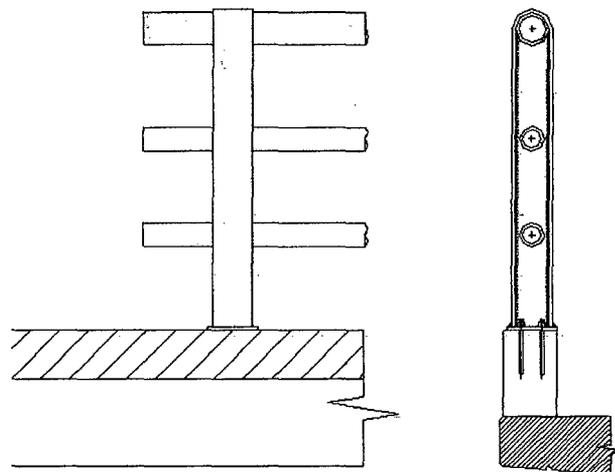


Gráfico 2.26 Baranda Típica en Puentes

Diseño del tubo galvanizado

Serán diseñadas teniendo en cuenta las recomendaciones AASHTO y la norma ACI.

Cargas de diseño

Vertical	:	150 kg/m
Horizontal	:	225 kg/m



En el caso de una baranda de acero se verificará que los esfuerzos actuantes sean menores a los esfuerzos resistentes.

Verificación del poste:

Verificación del Momento:

Momento Actuante:

$$M_a = F_h \times h_f \times s \dots \text{(Ec-215)}$$

Dónde:

- F_h: Fuerza horizontal
- h_f: Altura de la baranda
- s: Espaciamiento entre postes

Calculo del Momento Resistente:

$$M_r = F \times I / Y \dots \text{(Ec-216)}$$

Dónde:

- I : Momento de inercia.

$$I = \frac{\pi}{64} [(D_i + 2e_t)^4 + D_i^4] \dots \text{(Ec-217)}$$

- F : Esfuerzo admisible de la sección.
- Y : Centroide: $(D_i + 2e_t) / 2$
- D_i: Diámetro interior del tubo galvanizado.
- e_t: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación: $M_r > M_a$

Verificación del Cortante

Cortante Actuante

$$V_a = F_h \times s \dots \text{(Ec-218)}$$

Dónde:

- F_h: Fuerza horizontal.
- s : Espaciamiento entre postes.

Cortante Resistente

$$V_r = T \times A / 2 \dots \text{(Ec-219)}$$

Dónde:



A: Área de la sección:

$$A = \frac{\pi}{4} (D_i + 2et)^2 + D_i^2 \dots \text{ (Ec-220)}$$

D_i: Diámetro interior del tubo galvanizado.

et: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación: $V_r > V_a$

VERIFICACIÓN DEL PASAMANO

Momento Actuante:

$$M_a = F_h \times s^2 / 10 \dots \text{ (Ec-221)}$$

Dónde:

- F_h: Fuerza horizontal
- s': Separación entre pasamanos

Momento Resistente

$$M = F \times I / Y \dots \text{ (Ec-222)}$$

Dónde:

- I: Momento de inercia.

$$I = \frac{\pi}{64} [(D_i + 2et)^4 + D_i^4] \dots \text{ (Ec-223)}$$

- F: Esfuerzo admisible a sección.
- Y: Centroide: $(D_i + 2et) / 2$
- D_i: Diámetro interior del tubo galvanizado.
- et: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación: $M_r > M_a$

Verificación del Cortante:

Cortante Actuante

$$V_a = F \times s / 2 \dots \text{ (Ec-224)}$$

Dónde:

- F: Fuerza horizontal
- s: Distancia entre pasamanos

Cortante Resistente

$$V_r = T \times A / 2 \dots \text{ (Ec-225)}$$

Dónde:



A: Área de la sección:

$$A = \frac{\pi}{4} (Di + 2et)^2 + Di^2 \dots \text{ (Ec-226)}$$

T: Esfuerzo admisible al corte

Di: Diámetro interior del tubo galvanizado.

et: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación: $V_r > V_a$

DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

Acero por Flexión

Momento Actuante: $M_u = P_c \times h_c \dots \text{ (Ec-227)}$

Peralte efectivo : $d = B_c - (D_v/2 + r) \dots \text{ (Ec-228)}$

Cálculo del índice de refuerzo:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u \times 10^5}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} \dots \text{ (Ec-229)}$$

Cuantía de acero requerida:

$$p = \frac{w f'_c}{f_y} \dots \text{ (Ec-230)}$$

Área de acero requerida: $A_s = p \times b \times d \dots \text{ (Ec-231)}$

Área de acero mínimo: $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times b \times d \dots \text{ (Ec-232)}$

Espaciamiento: $S_p = \frac{100 \times A_v}{A_s} \dots \text{ (Ec-233)}$

Verificación del espaciamiento: $S_p < 3 \times B_c \dots \text{ (Ec-234)}$

Acero por temperatura en baranda

Cortante actuante: $V = P_c \dots \text{ (Ec-235)}$

Cortante resistente: $V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \dots \text{ (Ec-236)}$

Verificación por corte: $V_c > V \dots \text{ (Ec-237)}$

Área de acero requerida: $A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot B_c \dots \text{ (Ec-238)}$

Espaciamiento $S_p = \frac{100 \times A_v}{A_{st}} \dots \text{ (Ec-239)}$

Dónde:

- ϕ : Factor de reductor de resistencia.
- D_v : Diámetro de la varilla.
- A_v : Área de varilla.



- r: Recubrimiento.
- d: Peralte Efectivo.
- s: Espaciamiento.
- Bc: Ancho del elemento de concreto.

DISEÑO DE VEREDA

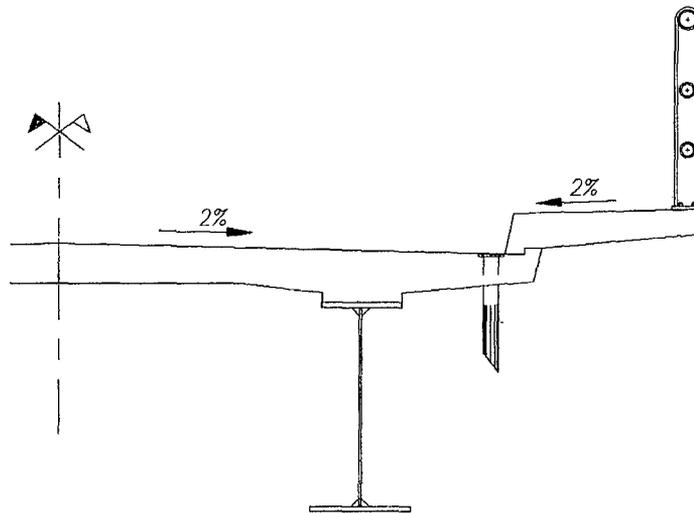


Gráfico 2.27 Ubicación de la Vereda en el Puente.

MOMENTO POR PESO PROPIO

Baranda (Parte concreto) : $F1 = h_c \times B_c \times Y \dots (Ec-240)$

Baranda poste (anclaje = 0.30 m) : $F2 = (h_f + \text{anclaje}) \times P_u / s \dots (Ec-241)$

Baranda pasamano: $F3 = 2 \cdot P_u \dots (Ec-242)$

Vereda: $F4 = e_v \times (L_{vol}) \times Y \dots (Ec-243)$

$MD = (\text{BRAZO} \times F1) + (b_2 \times F2) + (b_3 \times F3) + (b_4 \times F4) \dots (Ec-244)$

MOMENTO POR SOBRECARGA

$ML = (L_{vol} - B_c) \times (s/c) \dots (Ec-245)$

Momento actuante en baranda

$M_u = P_c \times h_c \dots (Ec-246)$

Peralte efectivo: $d = e_v - (D_v/2 + r) \dots (Ec-247)$



Calculó del w :

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \times 10^5}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \dots \text{ (Ec-248)}$$

Cuantía de acero requerida

$$p = \frac{w f'c}{f_y} \dots \text{ (Ec-249)}$$

Área de acero requerida

$$A_s = p \cdot b \cdot d \dots \text{ (Ec-250)}$$

Área de acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times b \times e_v \dots \text{ (Ec-251)}$$

Espaciamiento

$$S_p = \frac{100 \times A_v}{A_{st}} \dots \text{ (Ec-252)}$$

(R.N.E., Norma E0.60 Concreto Armado -2009)

Acero de temperatura en vereda

Área de acero requerida

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times e_v \dots \text{ (Ec-253)}$$

Espaciamiento

$$S_p = \frac{100 \times A_v}{A_{st}} \dots \text{ (Ec-254)}$$

Dónde:

- MD: Momento por carga muerta
- ML: Momento por carga viva
- Pc: Fuerza horizontal en el elemento de concreto
- e_v : Espesor de la vereda
- d_v : Diámetro de la varilla de acero
- h_c : Altura del elemento de concreto
- b_c : Ancho del elemento de concreto
- h_f : Altura de la baranda
- Pu: Peso del tubo galvanizado
- S: Separación entre postes
- e_v : Peralte de la vereda
- Lvol: Longitud del volado
- B: Ancho del bloque comprimido.
- b_1, b_2, b_3, b_4 : Longitud del brazo de palanca para calcular el momento

(R.N.E., Norma E0.60 Concreto Armado -2009)

DISEÑO DE CONEXIONES ATORNILLADAS

Conexiones atornilladas simples

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura.

(Segui, W. 2006)

Tornillos de alta resistencia

Los tornillos de alta resistencia, para juntas estructurales, se tienen en dos grados: ASTM A325 y ASTM A490. Estos tornillos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados, tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios.

Los tornillos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales. Los tornillos A490 son más caros que los tornillos A325, pero, por lo regular, se requiere un número menor de ellos.

Conexiones por cortante: modos de falla

Hay dos amplias categorías de fallas: la falla del sujetador y la de las partes conectadas.

Falla del sujetador

Considerando la junta traslapada de la **Gráfico 2.28**, puede suponerse que la falla del sujetador ocurre como se muestra.

Al área del tornillo será:

$$A_b = \frac{\pi(d)^2}{4} \dots\dots (Ec-255)$$

La resistencia nominal un tornillo será igual:

$$\phi R_n = \phi F_v A_b \dots\dots\dots (Ec-256)$$

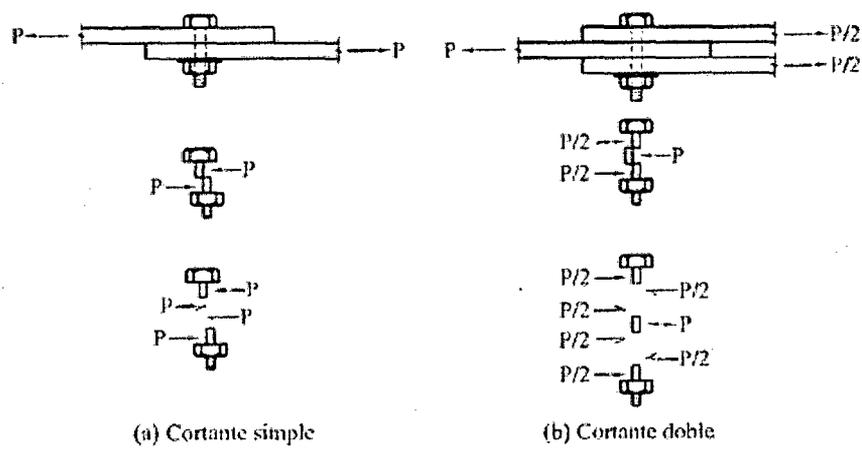


Gráfico 2.28 Modos de falla por cortante de conexiones atornilladas



Resistencia de la unión empernada

La resistencia crítica al deslizamiento para un tornillo se calcula:

$$\phi R_{str} = \phi(1.13\mu T_m x N_b x N_s) \dots\dots\dots (Ec-257)$$

Dónde:

- ϕR_{str} : Resistencia Crítica (kip)
- ϕ : Factor de Resistencia
- μ : Coeficiente medio de deslizamiento para conexiones críticas por deslizamiento.
- N_b : Número de tornillos de la conexión.
- N_s : Número de planos de deslizamiento.

$$N^{\circ} \text{ tornillos} = \frac{P_1}{\phi R_{str}} \dots\dots\dots (Ec-258)$$

P_1 : Fuerza aplicada en la unión atornillada

La tensión sobre el área total se calcula con las siguientes expresiones:

$$\phi t P_n = 0.90 x f_y x A_g \dots\dots\dots (Ec-259)$$

$$A_n = A_g - A_{\text{agujeros}} \dots\dots\dots (Ec-260)$$

Dónde:

- A_n : Área neta (in²).
- A_g : Área total (in²).
- A_g : Área agujeros (in²).

$$A_e = U x A_n = 0.75 x A_n \dots\dots\dots (Ec-261)$$

Dónde:

- A_e : Área efectiva.
- U : Factor de reducción aplicado al área neta de un miembro de tensión para considerar el retraso del cortante.
- A_n : Área Neta (in²).

Para mantener ciertas distancias libres entre las tuercas de los tornillos y proporcionar espacio para las llaves de su instalación, la sección J3.3 del AISC requiere que la separación centro a centro de los sujetadores (en cualquier dirección) sea no menor que $2 \frac{2}{3}d$ y de preferencia no menor que $3d$, donde d es el diámetro del sujetador.

$$S = 2.667d \dots\dots\dots (Ec-262)$$



$$S = 3d \dots \dots \dots \text{(Ec-263)}$$

Dónde:

S: Separación de los tornillos de la unión

d: Diámetro del tornillo

Al calcular la distancia L_c , se debe utilizar el diámetro real del agujero y no se agregara el 1.6 mm (1/16 in), como lo requiere la sección B.2 del AISC para calcular el área neta de un miembro en tensión. En otras palabras, usar un diámetro de agujero o de $d + 1.6$ mm ($d + 1/16$ in), y no $d + 3.0$ mm ($d + 1/8$ in). Si h denota el diámetro del agujero, entonces:

$$h = d + 1.6\text{mm} \left(h = d + \frac{1}{16} \text{in} \right) \dots \text{(Ec-264)}$$

La separación ubicación del tornillo desde el extremo de la placa será:

$$L_c = L_e - h < 2d \dots \text{(Ec-265)}$$

Como $L_c < 2d$, la resistencia por aplastamiento será:

$$\phi R_n = \phi(1.2 \times L_c \times t \times F_u) \dots \text{(Ec-266)}$$

La resistencia total de la conexión por aplastamiento es:

$$\phi R_{nt} = \sum \phi R_n < P_1 \dots \text{(Ec-267)}$$

(Segui, W. 2006)

2.7. APOYOS

DEFINICIÓN:

Los apoyos son conjuntos estructurales, instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y de otras índoles inducidas por la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

En general, los apoyos se clasifican en *fijos* y *móviles*. Los apoyos fijos permiten únicamente deflexiones angulares restringiendo los desplazamientos horizontales; estos tipos de apoyos deben ser diseñados para resistir las componentes verticales y horizontales de las reacciones.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)



2.7.1. DISEÑO DE LOS APOYOS FIJO Y MÓVIL

Placa de neopreno

Para el diseño de los aparatos de apoyo se utiliza las siguientes recomendaciones de la AASHTO.

Consideraciones para el diseño de los apoyos de neopreno

1. El espesor total de la placa de neopreno debe ser mayor a 2 veces el desplazamiento del apoyo, en cualquiera de las direcciones ($\delta = 0.5h$).
2. La presión máxima por compresión debida a la carga muerta más la carga viva, no debe ser mayor a 800 psi (56.25 kg/cm²), para placas sin refuerzo y para placas con refuerzo 1000 psi (70.31 kg/cm²).
3. La deformación por compresión no debe ser mayor a 0.07e.
4. El desplazamiento por flexión de las vigas no debe ser mayor a 0.06e, para el apoyo de neopreno de "e" no debe ser mayor a 5/8 de pulgada.
5. Por seguridad, el espesor total de la placa de neopreno no debe exceder:

L/5, W/5 Para placas rectangulares

L/3, W/3 Para placas reforzadas

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

a. Deformación por cortante

$$\Delta_o = \Delta_s \dots \text{ (Ec-268)}$$

Dónde:

Δ_o : Movimiento horizontal de la superestructura del puente.

Δ_s : Máxima deformación por corte por el Estado Límite de Servicio

$$h_{cover} \leq 0.7h_{ri} \dots \text{ (Ec-269)}$$

h_{cover} : Espesor de la capas de recubrimiento superior e inferior.

h_{ri} : Espesor de la capa elastómerica

nit : Número de capas elastomericas interiores (excluidas las capas exteriores).



$$hrt = 2hcover + nit \times hri... \text{ (Ec-270)}$$

hrt: Espesor total del apoyo elastomérico.

nit: Número de capas interiores.

hri : Espesor de la capa elastómerica

Para capas elastoméricas de neopreno reforzadas con acero deberá cumplirse:

$$hrt \geq 2\Delta s... \text{ (Ec-271)}$$

hrt: Espesor total del apoyo elastomérico.

Δs : Máxima deformación por corte por el estado límite de servicio

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

b. Para el esfuerzo por compresión:

También se deberá cumplir la siguiente relación

$$0.08 \leq G \leq 0.175... \text{ (Ec-272)}$$

Dónde:

G: Módulo del esfuerzo cortante del neopreno (ksi).

Además el esfuerzo por estado límite de servicio deberá cumplirse:

$$\sigma_s = \frac{PT}{A}... \text{ (Ec-273)}$$

Dónde:

σ_s : Esfuerzo del apoyo del elastómero (ksi)

PT: Reacción en el apoyo por peso propio de la superestructura del puente (kip).

A: Área del apoyo del elastómero (in²).

$$\sigma_L = \frac{PLL}{A}... \text{ (Ec-274)}$$

Dónde:

σ_L : Esfuerzo del apoyo del Elastómero (ksi).

PLL: Reacción en el apoyo por Carga Vehicular (Sin Impacto) (kip).

A: Área del apoyo del elastómero (in²).

Factor de forma

$$S = \frac{L \times W}{2hri(L+W)}... \text{ (Ec-275)}$$



- S: Factor de forma del apoyo elastomerico de forma rectangular (ksi).
- L: Longitud del apoyo elastomerico (in).
- W: Ancho del apoyo elastomerico (in).
- hri : Espesor de la capa elastómerica (in).

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

c. Para el diseño debemos revisar el esfuerzo producido por la rotación del apoyo elastomerico:

En sentido longitudinal del apoyo elastomerico

$$\sigma_s \geq 0.5 GS \left(\frac{L}{hri}\right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots \text{ (Ec-276)}$$

En sentido transversal del apoyo elastomerico

$$\sigma_s \geq 0.5 GS \left(\frac{w}{hri}\right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots \text{ (Ec-277)}$$

Dónde:

- G: Módulo del esfuerzo cortante del neopreno (ksi).
- S: Factor de forma del apoyo elastomerico (ksi).
- hri : Espesor de la capa elastómerica
- L: Largo del apoyo elastomerico (in).
- L: Ancho del apoyo elastomerico (in).
- $\theta_{s,x}$: Rotación total alrededor del eje transversal.
- n: Numero de capas del apoyo elastomerico.

Verificáramos el reforzamiento (AASHTO LRFD 14.7.6.3.7)

Por el Estado Límite de Servicio

$$h_{smin} = \frac{3.0 hmax x \sigma_s}{\Delta FTH} \dots \text{ (Ec-278)}$$

$$h_{smin} = \frac{3.0 hmax x \sigma_L}{\Delta FTH} \dots \text{ (Ec-279)}$$

Se deberá cumplir

$$hs \geq hs min \dots \text{ (Ec-280)}$$

hs min: Espesor mínimo requerido Refuerzo.

hs: Espesor del refuerzo.

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)



Para revisar la estabilidad de nuestro apoyo

Espesor total del apoyo elastomérico no deberá exceder el menor de:

Por seguridad, el espesor total de la placa de neopreno no debe exceder:

Para placas rectangulares

$$L/3... \text{ (Ec-281)}$$

$$W/3... \text{ (Ec-282)}$$

L: Longitud del apoyo elastomérico (in).

W: Ancho del apoyo elastomérico (in).

Espesor total del rodamiento no deberá sobrepasar

$$h_{rt} + h_s(n_{int} + 1) \leq L/3, W/3... \text{ (Ec-283)}$$

(AASHTO LRFD, 4 TA ED., 2007)

2.7.2. DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Basado en Artículo S3.10.9.2 del AASHTO LRFD, la fuerza horizontal de conexión en la dirección restringida no puede ser inferior a 0,1 veces la reacción vertical debido a la carga permanente.

$$HEQ = DL_{serv} \times A... \text{ (Ec-284)}$$

HEQ: Fuerza horizontal actuante sobre el apoyo (kip).

A: Coeficiente de aceleración.

DL_{serv}: Reacción sobre el apoyo por carga permanente por estado límite de servicio (kip).

(Barker, R. 2006)

NÚMERO DE PERNOS DE ANCLAJE:

La resistencia factorizada de los pernos de anclaje se calcula:

$$R_n = 0.48 \times A_b \times F_{ub} \times N_s... \text{ (Ec-285)}$$

Dónde:

R_n: Resistencia de los pernos de anclaje (kip).

A_b: Sección transversal del perno de anclaje (in²).

F_{ub}: Resistencia del perno de anclaje (ksi).

N_s: Número de pernos.

Se deberá cumplir:

$$R_r = \phi_s \times R_n... \text{ (Ec-286)}$$

$$R_r \geq HEQ... \text{ (Ec-287)}$$



Rr: Resistencia de diseño del perno de anclaje (kip).

Ø: Factor de resistencia.

Cálculo de la longitud de anclaje del perno en el estribo.

El esfuerzo del perno de anclaje varía linealmente al final de este y con un valor máximo en la superficie superior del estribo de concreto.

La resistencia por aplastamiento se basa en:

$$\phi b P_n = \phi b \times 0.85 \times f'c \times A_1 \times m \dots \text{ (Ec-288)}$$

El esfuerzo ejercido sobre el concreto será:

$$\text{Stress}_{bgr} = \frac{\phi b \times P_n}{A_1} \dots \text{ (Ec-289)}$$

Simplificando las ecuaciones anteriores obtenemos:

$$\text{Stress}_{bgr} = \phi b \times 0.85 \times f'c \times m \dots \text{ (Ec-290)}$$

Dónde:

Stress_{bgr}: Esfuerzo del concreto con el perno (ksi).

f'c : Resistencia especificada del concreto (ksi).

Asumiendo que:

m: 0.75

Øb: 0.70 Para el apoyo de concreto

La carga transversal por perno de anclaje:

$$P_{1bolt} = \frac{HEQ}{2} \dots \text{ (Ec-291)}$$

Dónde:

HEQ: Fuerza horizontal actuante sobre el apoyo (kip).

Usando la aproximación de tensión en la zona requerida para el perno de anclaje para resistir la carga transversal.

$$A_1 = \frac{P_{1bolt}}{\left(\frac{\text{Stress}_{bgr}}{2}\right)} \dots \text{ (Ec-292)}$$

Para calcular la longitud de empotramiento:

$$L_{embed} = \frac{A_1}{\phi \text{Perno}} \dots \text{ (Ec-293)}$$



\emptyset Perno: Diámetro del perno (in).

2.8. CONEXIONES SOLDADAS

Para el diseño de la soldadura de la trabe armada

Calculamos el efecto de carga de servicio:

$$Q = APatin \times H/2... \text{ (Ec-294)}$$

Dónde:

APatin: Área del patín
H: Peralte de la trabe

La longitud mínima de la soldadura:

$$Lmin = 4x w \geq 1.5... \text{ (Ec-295)}$$

Dónde:

W: Espesor del filete de soldadura

La capacidad de la soldadura "C":

$$C = 0.707 \times w \times \emptyset Fw \times N^{\circ} \text{ soldaduras (Kips/in) ... (Ec-296)}$$

Dónde:

C: Capacidad de la soldadura (kips/in)

W: Espesor del filete de soldadura (in)

\emptyset : Factor de resistencia.

Fw: Esfuerzo cortante ultimo de un electrodo de soldadura (ksi)

Nº: Número de soldadura.

La capacidad por cortante del metal es:

$$t(\emptyset FBM) = t(0.90(0.60x Fy)) ... \text{ (Ec-297)}$$

$$C' = Lmin \times t(\emptyset FBM)... \text{ (Ec-298)}$$

La separación de soldadura "S":

$$\frac{C'}{S} = \frac{Vu \times Q}{Ixx} ... \text{ (Ec-299)}$$

Dónde:

Vu: Cortante máximo factorizado (kips)

Q: Efecto de carga de servicio (kips/in)

Ixx: Momento de inercia de la viga (in⁴)

C': Capacidad de la soldadura (kips/in)



Las separación de las soldaduras deberán cumplir, las especificaciones de las normas para los miembros compuestos en compresión (AISC E4) y los miembros compuestos en tensión (AISC D2) deben utilizarse para las conexiones del patín en compresión y del patín en tensión.

Por compresión:

$$d \leq \frac{127t}{\sqrt{fy}} \text{ Pero no mayor que } 12 \text{ in... (Ec-300)}$$

Por tensión:

$$d < 24t \text{ Pero no mayor que } 12 \text{ in... (Ec-301)}$$

Dónde:

d: Separación libre en in.

t: Espesor de la placa exterior más delgada conectada a un perfil compuesto.

(Segui, W. 2006)

DISEÑO DE LA SOLDADURA PARA LOS RIGIDIZADORES CENTRALES DE LA VIGA DE ACERO:

El cortante trasferido "f":

$$f = 0.045h \sqrt{\frac{fy^3}{E}} \text{ kips/in... (Ec-302)}$$

Dónde:

- H: Peralte del alma de la trabe (in).
- Fy: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (ksi).
- E: Módulo de Elasticidad del acero (ksi).

Del apéndice F2.3 del AISC, la separación libre máxima es de 16 veces el espesor del alma de la trabe, pero no mayor que 10 in.

$$16tw \leq 10 \text{ in... (Ec-303)}$$

tw: Espesor del alma de la viga (in).

DISEÑO DE LA SOLDADURA PARA LOS RIGIDIZADORES EXTREMOS DE APOYO DE LA TRABE:

Pero el rigidizador de extremo de apoyo, la carga aplicada por pulgada:

$$Pa = \frac{Vu}{H} \text{ Kips/in... (Ec-304)}$$



$$\frac{\text{Reacción}}{\text{Longitud disponible para la soldadura}} \dots (\text{Ec-305})$$

Dónde:

- Vu: Cortante máximo de la trabe
- H: Peralte de la trabe.

(Segui, W. 2006)

2.9 SUBESTRUCTURA

2.9.1 GENERALIDADES.

Se denomina subestructura al conjunto de elementos estructurales que soportan la carga de la superestructura, y a su vez tendrá que ser capaz de transmitir dicha carga más su peso propio, al terreno de fundación.

Tipo de elementos de apoyo:

- Estribos (apoyos extremos).
- Pilares (apoyos intermedios).

2.9.2. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS.

SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRIBO:

La selección del tipo de estribo requiere considerar los siguientes aspectos: la geometría del puente, la calzada, la configuración de la ribera, los parámetros geotécnicos, arquitectura del puente y las consideraciones económicas, etc.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE ESTRIBOS

Los estribos tipo voladizo de concreto armado, se usan generalmente para una altura de 4 a 10 metros o cuando el terreno tiene baja capacidad portante.

MATERIALES USADOS PARA RELLENO EN ESTRIBOS Y MUROS DE CONTENCIÓN

Los ángulos de fricción interna de los materiales generalmente usados como relleno dependen especialmente de su grado de compactación y de su contenido de humedad; así por ejemplo, el f de una arena bien gradada puede variar de 46° a 34° dependiendo de si está bien compactada o suelta; por otra parte es bien difícil garantizar que el relleno detrás de un muro de contención consistirá siempre de un material bien definido o que su contenido de humedad será constante; generalmente el relleno consistirá de un conglomerado que contiene especialmente arenas de diferentes tamaños, gravas, en estas condiciones y a falta de datos más exactos, deben tomarse los siguientes valores para el ángulo de fricción interna f para efectos de diseño:



Cuadro 2.37 Valores del ángulo de fricción para material de relleno

Valores del ángulo de fricción para material de relleno	
Conglomerado	33° a 35°
Arena con buen drenaje	30°
Arena con drenaje pobre	35°

(Aranís, C. 2006.)

Las mismas observaciones pueden hacerse respecto al peso unitario de los materiales de relleno, estos varían generalmente entre 1500 y 1900 Kg/m³; tomando: $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$ para los casos normales, se está por el lado de la seguridad sin mayor exageración.

COEFICIENTE DE FRICCIÓN

La fuerza que se opone a este deslizamiento es la fricción que hay entre la base del muro y el terreno de fundación principalmente; esta fricción es función de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro del terreno de fundación en la forma $f \times V$, siendo f el coeficiente de fricción entre el Concreto o material del muro y el terreno de fundación; este coeficiente tiene los siguientes valores usuales

Para mejorar la estabilidad al deslizamiento conveniente no alisar mucho la superficie del terreno de fundación y dejar más bien una superficie rugosa.

Cuadro 2.38 Coeficiente de fricción por deslizamiento

Clases de terreno de cimentación		Coeficiente de fricción para deslizamiento, f
ESTRATO GRAVA	Densa	0.60
	No densa	0.60
TERRENO ARENOSO	Densa	0.60
	Media	0.50
TERRENO COHESIVO	Muy Dura	0.50
	Dura	0.45
	Media	0.45

(Aranís, C. 2006.)



a. Predimensionamiento

Para realizar el predimensionamiento, se recomienda usar las siguientes fórmulas

$$B=0.7H \text{ En terrenos blandos u otros. (Ec-306)}$$

Dónde:

H: Altura total del estribo.

Además la base "B" varía según la calidad de terreno de cimentación respecto a la altura

Para el peralte de la zapata del estribo.

$$t=H/8 \text{ a } H/6 \text{..... (Ec-307)}$$

Longitud de la punta del estribo.

$$L=B/3 \text{..... (Ec-308)}$$

Para el espesor máximo en la base de la pantalla del estribo.

$$t_{inf}=0.1H \text{..... (Ec-309)}$$

b. Las cargas de diseño

Para el cálculo del estribo se verificara la estabilidad del mismo ante el volteo el deslizamiento cuando el estribo está cargado y cuando esta descargado.

Calculo de las constantes

Coeficiente de Empuje Activo (C_a):

$$C_a = \frac{1-\sin \theta}{1+\sin \theta} \text{..... (Ec-310)}$$

Coeficiente de Empuje Pasivo (C_p):

$$C_p = \frac{1+\sin \theta}{1-\sin \theta} \text{..... (Ec-311)}$$

Dónde:

θ : Ángulo de fricción interna:



Estabilidad al volteo

Coeficiente de Seguridad de Volteo (C.S.V):

$$C.S.V = \frac{Me}{Mv} \dots\dots (Ec-312)$$

Verificación de la estabilidad

Sin puente y con relleno sobre y sobrecarga

La fuerza actuante por parte del empuje de tierras:

$$Ea = \frac{Cax\gamma}{2} (h + 2h') \dots\dots (Ec-313)$$

El punto de aplicación de Ea:

$$y = \frac{hx(h+2h')}{3x(h+2h')} \dots\dots (Ec-314)$$

Empuje pasivo:

$$Ep = \frac{Cp x \gamma x h^2}{2} \dots\dots (Ec-315)$$

El punto de aplicación de Ep:

$$h' = (s/c)/\gamma \dots\dots (Ec-316)$$

Dónde:

- h: Altura del estribo
- h': Altura por sobrecarga :
- Ca: Coeficiente de empuje activo
- Y: Peso específico del suelo de relleno

Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$CSD = \frac{\sum F x f + Ep}{\sum Fh} \dots\dots (Ec-317)$$

Dónde: f es el coeficiente de fricción entre el terreno y el concreto.

Presiones en la base: Se debe verificar que los esfuerzos sean en compresión, para calcular la excentricidad de las fuerzas actuantes:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum Fv} \dots\dots (Ec-318)$$

Considerando: e máx=B/6

Dónde:

B es el ancho de la zapata, Me es momento estabilizador.



Además se debe verificar que los esfuerzos en la base de la zapata los cuales de menores a los esfuerzos admisibles del terreno.

$$\sigma = \frac{0.01 \sum Fv}{B} \pm \frac{0.06 \sum Fv x e}{B^2} \dots\dots (Ec-319)$$

Dónde: “B” es el ancho de la zapata y “e” es la excentricidad.

Con puente y con relleno sobrecargado:

Reacción máxima:

$$R = RD + RL \dots\dots (Ec-320)$$

Dónde: RD es la reacción por carga muerta, RL es la reacción por sobrecarga.

Fuerza de fricción en el apoyo de simple resbalamiento:

$$Ff = 0.15 x R \dots\dots (Ec-321)$$

Coefficiente de seguridad al volteo:

$$CSV = \frac{Me}{Mv} \dots\dots (Ec-322)$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\sum Fh = Ea + Ff \dots\dots (Ec-323)$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento

$$CSD = \frac{\sum Fv x f + Ep}{\sum Fh} \dots\dots (Ec-324)$$

Presiones en la base: Para asegurar que los esfuerzos sean en compresión se calcula la excentricidad de las fuerza s actuantes:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum Fh} \dots\dots (Ec-325)$$

De la misma forma se deben verificar que los esfuerzos en la base de la zapata, los cuales deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno.

$$\sigma = \frac{0.01 \sum Fv}{B} \pm \frac{0.06 \sum Fv x e}{B^2} \dots\dots (Ec-326)$$

Dónde: B es el ancho de la zapata, e la excentricidad, f es el coeficiente de fricción terreno concreto, Me es el momento estabilizador y Mv es el momento al volteo.

DISEÑO DEL CONCRETO

Diseño de la pantalla del estribo



Momento flector en la base de la pantalla:

Por carga muerta: $MD = Ea \times \gamma \dots\dots (Ec-327)$

Momento factorizado: $Mu = 1.70MD \dots\dots (Ec-328)$

Momento resistente con ρ máx

$$M_{r\text{m}\acute{a}x} = \emptyset \times K \times b \times d^2 \dots\dots (Ec-329)$$

$$M_{r\text{m}\acute{a}x} > Mu \dots\dots (Ec-330)$$

Dónde: y es la altura donde el empuje activo, \emptyset es el factor de reducción de resistencia, d es el ancho de arranque de la pantalla.

Diseño del Acero:

Índice de refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\emptyset \times f'c \times b \times d^2}} \dots\dots (Ec-331)$$

Calculo de la cuantía:

$$\rho = w \times f'c / f_y \dots\dots (Ec-332)$$

$$\rho < \rho_{\text{m}\acute{a}x}, \rho < \rho_{\text{m}\acute{i}n} \dots\dots (Ec - 333)$$

Acero principal: $As = \rho \times b \times d \dots\dots (Ec-334)$

Acero horizontal: $Ast = 0.02 \times b \times t, \frac{2}{3}Ast, \frac{1}{3}Ast \dots\dots (Ec-335)$

Acero de montaje: $As \text{ m}\acute{i}n = 0.0018 \times b \times d \dots\dots (Ec-336)$

Dónde:

- \emptyset : Factor de reducción de resistencia.
- $f'c$: Resistencia del concreto a la compresión.
- F_y : Esfuerzo de fluencia del concreto.
- b : Ancho del bloque del concreto.
- d : Longitud de arranque de la pantalla.

DISEÑO DE TALÓN E LA ZAPATA DEL ESTRIBO

Cargas de gravedad: $w: s/c + \text{Peso del relleno} + \text{Peso de la zapata} \dots\dots (Ec-337)$

Momento producido por cargas “w”

$$M1 = w \times l^2 / 2 \dots\dots (Ec-338)$$

Dónde: l es la longitud del talón:

Corte producido por cargas “w”



$$V1 = wx (l - d) \dots\dots (Ec-339)$$

Dónde: l es la longitud del talón y w es la carga por gravedad.

Momentos producidos por el diagrama de presiones:

$$M2 = \left[\frac{\sigma_{\min} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\min}) \times l^2}{2} \right] \times 100 \dots\dots (Ec-340)$$

Corte por el diagrama de presiones:

$$V2 = \left[\sigma_{\min} \times l' + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\min}) \times l^2}{2} \right] \times 100 \dots\dots (Ec-341)$$

Dónde: l es la longitud del talón y σ es la presión transmitida al terreno.

Diseño del Acero.

Acero por flexión

Momento resistente

$$Mr \text{ máx} = \emptyset \times k \times b \times d^2, Mr \text{ máx} > Mu \dots\dots (Ec-342)$$

Índice de refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\emptyset \times f'c \times b \times d^2}} \dots\dots (Ec-343)$$

Chequeo por corte: $Vc > Vu$

$$Vc = \emptyset \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots\dots (Ec-344)$$

Dónde:

- \emptyset : Factor de reducción de resistencia.
- $f'c$: Resistencia del concreto a la compresión.
- b: Ancho del bloque del concreto.
- d: Longitud de arranque de la pantalla.
- Vu: Resistencia requerida por corte en la sección analizada.
- Vc: Resistencia nominal al corte de la sección.

DISEÑO DE LA PUNTA

Momento producido por la carga "w"

$$M1 = w \times l^2 / 2 \dots\dots (Ec-345)$$

Dónde: l es la longitud del talón:

Corte producido por cargas "w"



$$V1 = wx (l - d) \dots\dots (Ec-346)$$

Momentos producidos por el diagrama de presiones:

$$M2 = \left[\frac{\sigma_{mín} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{mín}) \times l^2}{2} \right] \times 100 \dots\dots (Ec-347)$$

Corte por el diagrama de presiones:

$$V2 = \left[\sigma_{mín} \times l + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{mín}) \times l^2}{2} \right] \times 100 \dots\dots (Ec-348)$$

Dónde: l es la longitud del talón, w es la carga de gravedad y σ es la presión transmitida al terreno.

Diseño del Acero

Momento resistente

$$Mr \text{ máx} = \phi \times k \times b \times d^2, Mr \text{ máx} > Mu \dots\dots (Ec-349)$$

Índice de refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \dots\dots (Ec-350)$$

Chequeo por corte: $Vc > Vu$

$$Vc = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots\dots (Ec-351)$$

Acero transversal en la zapata: $As \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \dots\dots (Ec-352)$

DISEÑO DE LA CORONA DEL ESTRIBO:

Momento Actuante:

$$Mu = M \times (F.C) \dots\dots (Ec-353)$$

Momento resistente:

$$Mur = \phi \times K \times b \times d^2 \dots\dots (Ec-354)$$

$$Mur \geq Mu \dots\dots (Ec-355)$$

Diseño del acero:

Índice de refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \dots\dots (Ec-356)$$

$$\rho < \rho_{máx}, \rho < \rho_{mín} \dots\dots (Ec - 357)$$



2.10. IMPACTO AMBIENTAL

En los últimos años, debido al aumento de los problemas ambientales, ha cobrado gran relevancia el concepto de desarrollo sostenible: el crecimiento económico y la protección ambiental son aspectos complementarios; sin una protección adecuada del medio ambiente, el crecimiento se vería menoscabado y sin crecimiento, fracasa la protección ambiental.

En este sentido, la evaluación de impacto ambiental (EIA) constituye una de las herramientas de protección ambiental que fortalece la toma de decisiones a nivel de políticas, planes, programas y proyectos, ya que incorpora variables que tradicionalmente no han sido consideradas durante su planificación, diseño o implementación.

Definición:

El término de impacto se aplica a la alteración que introduce una actividad humana en el entorno; este último concepto identifica la parte del medio ambiente afectada por la actividad, o más ampliamente, que interacciona con ella. No se suele aplicar el término impacto a las alteraciones ambientales producidas por fenómenos naturales, como los daños causados por una tormenta. Por tanto el impacto ambiental se origina en una acción humana y se manifiesta según tres facetas sucesivas:

- a. La modificación de alguno de los factores ambientales o del conjunto del sistema ambiental.
- b. La modificación del valor del factor alterado o del conjunto del sistema ambiental.
- c. La interpretación o significado ambiental de dichas modificaciones, y en último término, para la salud y el bienestar humano. Esta tercera faceta está íntimamente relacionada con la anterior ya que el significado ambiental de la modificación del valor no puede desligarse del significado ambiental del valor de que se parte.

Siempre que hay una actividad humana se producen impactos, pero muchos de ellos, frecuentemente la mayor parte, son despreciables; para que un impacto sea digno de atención debe ser significativo, afirmación respaldada por la LEY DEL SISTEMA NACIONAL DE EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL Y SU REGLAMENTO.

La evaluación de Impacto Ambiental que alude a esta idea cuando señala que los estudios de impacto ambiental deben de identificar los efectos notables, los capaces de producir repercusiones apreciables en los factores ambientales.

El impacto puede ser actual y ocasionado por una actividad en funcionamiento, o potencial, y referirse en este último caso, al riesgo de impacto de una actividad



en marcha o a los impactos que se derivarían de una acción en proyecto, en caso de ser ejecutado.

2.10.1. MEDIO AMBIENTE

Es el conjunto de factores físicos, químicos, biológicos, sociales, culturales, estéticos y económicos capaces de causar efectos entre sí, con el individuo y con la comunidad en la que vive, determinando su forma, carácter, relación y supervivencia.

a. Medio físico o natural

Sistema constituido por los elementos y proceso del ambiente natural tal como encontramos en la actualidad y sus relaciones con la población.

Se proyecta en tres subsistemas:

- Medio Inerte o Medio Físico propiamente dicho: Aire, Tierra y Agua.
- Medio Biótico: Flora y Fauna.
- Medio Perceptual: Unidades de paisaje (cuencas visuales, valles y vistas).

b. Medio Socio-Económico

Sistema constituido por las estructuras y condiciones sociales, histórico culturales y económicas en general, de las comunidades humanas o de la población de un área determinada.

c. Factores Ambientales

Son los distintos componentes del Medio Ambiente entre los cuales se desarrolla la vida en nuestro planeta. Pueden ser modificados por las acciones humanas, en ocasiones, provocando grandes alteraciones que pueden ocasionar graves problemas generalmente difíciles de valorar.

Los organismos competentes consideran estos factores ambientales:

- El hombre, la flora y la fauna.
- El suelo, el agua, el aire, el clima y el paisaje.
- Las interacciones entre los anteriores.
- Los bienes materiales y el patrimonio cultural.

2.10.2. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)

Es un procedimiento jurídico-técnico-administrativo que tiene por objeto la identificación, predicción e interpretación de los impactos ambientales que un proyecto o actividad produciría en caso de ser ejecutado; así como la



prevención, corrección y valoración de los mismos. Todo ello con el fin de ser aceptado, modificado o rechazado por parte de las distintas administraciones públicas competentes.

Otra definición la considera como el conjunto de estudios y sistemas técnicos que permiten estimar los efectos que la ejecución de un determinado proyecto, obra o actividad, causa sobre el medio ambiente.

Así pues, la EIA es un proceso que tiene dos objetivos generales. Por un lado establece el procedimiento jurídico-administrativo para la aprobación, modificación o rechazo de un proyecto o actividad, por parte de la administración. Por el otro, trata de elaborar un análisis encaminado a predecir las alteraciones que el proyecto o actividad puede producir en la salud humana y medio ambiente.

2.10.3. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL (EsIA)

Se puede definir como el estudio técnico, de carácter interdisciplinario, que incorporado en el procedimiento de la EIA, está destinado a predecir, identificar, valorar y corregir, las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones pueden causar sobre la calidad de vida del hombre y su entorno. Es un documento técnico que debe presentar el titular del proyecto y sobre la base del cual se produce la declaración o estimación de Impacto Ambiental.

Se trata de presentar la realidad objetiva, para conocer en qué medida repercutirá sobre el entorno la puesta en marcha de un proyecto, obra o actividad y con ello, la magnitud de la presión que dicho entorno deberá soportar.

2.10.4. VALORACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL (VIA)

Forma parte de la última fase del EIA y consiste en transformar los impactos, medidos en unidades heterogéneas, a unidades homogéneas de impacto ambiental, de forma que permita comparar varias alternativas diferentes de un mismo proyecto y también de proyectos distintos.

Indicador de Impacto Ambiental

El factor ambiental cuyo cambio proporciona la medida de la magnitud del impacto, al menos en su aspecto cualitativo y también, si es posible en el cuantitativo.

Criterios de valoración

Uno de los primeros criterios que se utilizan para valorar un proyecto, tal y como se ha comentado, es su viabilidad económica a corto plazo. Dentro de la viabilidad económica de un proyecto hay que tener en cuenta si favorece a todo el mundo por igual o si por el contrario, el proyecto es rentable para un sector de la población, mientras perjudica a otro sector. Estas valoraciones económicas



pueden traducirse muchas veces en valoraciones ambientales, aunque existen valores ambientales que no se pueden traducir en dinero y esto ha llevado en muchos casos a no considerarlos importantes.

En la evaluación de impacto ambiental es necesario resaltar el valor de estos elementos de forma que se tengan en cuenta en la valoración de diferentes alternativas y en la toma de decisiones. Cualquier valoración que se realice, siempre estará basada en unos principios éticos, que se utilizan de referencia y según cuáles sean, los resultados pueden ser muy diferentes. Por lo tanto, siempre será necesario indicar qué principios se están utilizando al hacer una valoración. Estos principios se pueden separar en dos grupos:

Principios éticos sociales o de dignidad, que son los que deben de regir las relaciones entre los seres humanos de forma que todos puedan vivir dignamente.

Principios éticos ambientales o de supervivencia de la especie humana, que son los que deben regir las relaciones entre el ser humano y el medio en el que vive.

2.10.5. IMPORTANCIA DE UN IMPACTO

Valoración que nos da una especie de ponderación del impacto. Expresa la importancia del efecto de una acción sobre un factor ambiental.

**CAPÍTULO III:
RECURSOS HUMANOS Y
MATERIALES**



CAPÍTULO III

RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES

Recursos humanos y materiales

3.1. RECURSOS HUMANOS

EJECUTOR DEL PROYECTO PROFESIONAL

Bach. Jairo Alexander Culqui Huamán

ASESORES DEL PROYECTO PROFESIONAL

- Mg. Ing. Miguel Mosqueira Moreno
- Dra. Ing. Rosa Llique Mondragón
- Ing. Luis Ramírez Vázquez

COLABORADORES

- Catedráticos de la facultad de Ingeniería
- Pobladores de la zona en estudio.

INSTITUCIONES

- Municipalidad Distrital de San Juan- Cajamarca.
- Universidad Nacional de Cajamarca.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.

3.2. RECURSOS MATERIALES

MATERIAL

- Pintura (3 aerosoles)
- 01 libreta de campo
- Plumones de tinta indeleble
- 02 lápiz 2B

EQUIPO

- 01 Estación Total Leica TCR 407
- 02 Prismas
- 03 Radios de transmisión
- 01 wincha de lona de 50m



MATERIAL Y HERRAMIENTAS PARA LA RECOLECCIÓN DE MUESTRAS

(MECÁNICA DE SUELOS)

- 01 libreta de campo, etiquetas y lapiceros.
- 02 picos
- 02 palas
- 02 barretas
- Bolsas
- Sacos

EQUIPO DE LABORATORIO Y MECÁNICA DE SUELOS

- Juego de taras.
- Juegos de tamices N°: 4, 10, 20, 30, 40, 60, 100 y 200.
- Mortero.
- Copa de Casagrande.
- Capsula de porcelana.
- Placa de vidrio.
- Espátula.
- Bomba de vacíos.
- Balanza electrónica con precisión de 1 gr.
- Estufa con control de Temperatura.
- Máquina de los ángeles.

MATERIAL Y EQUIPO DE GABINETE

- Carta nacional (1/100000, 1/25000)
- Carta geológica
- Computadora
- Impresora
- Calculadora
- Papel bond A4
- Papel A1
- Útiles de dibujo y escritorio

SERVICIOS

- Transporte
- Típeo e impresión
- Fotostáticas
- Empastados
- Fotografías

CAPÍTULO IV METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO



CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Para desarrollar un proyecto de ingeniería civil, en especial la de un puente, es indispensable realizar los estudios básicos, que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica, necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias.

4.2. ESTUDIOS PRELIMINARES

Para lograr diseñar el puente se hicieron los siguientes estudios

4.2.1. RECONOCIMIENTO DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Para iniciar el estudio se hizo el reconocimiento de la zona, donde se ejecutara el proyecto teniendo como finalidad de efectuar una evaluación global de las condiciones naturales del lugar. Para obtener información necesaria se realizó visitas al lugar en compañía de las autoridades de la zona y los representantes de la Municipalidad Distrital de San Juan, para así definir las principales características de la zona de estudio.

En las visitas de campo a la zona de estudio, se abordó temas como son:

- Proponer la ubicación precisa del puente.
- Plantear el tipo de obras de protección necesarias para nuestro puente.
- Ver posibles áreas de inundación en épocas de máximas avenidas.
- Hacer el levantamiento del terreno para obtener la pendiente del terreno en dirección del cauce aguas arriba y aguas abajo.
- Observar la profundidad de socavación en el lugar de emplazamiento de nuestro puente.

a. UBICACIÓN:

El lugar donde se ubicará el puente, se sitúa en el distrito de San Juan, a la altura del Km. 833+500.00 de la Panamericana Norte que se dirige a la costa, siguiendo la carretera que va a los centros poblados de Ogoriz, Conga y Viznaga, de este distrito, el cual se emplazara sobre la quebrada del mismo nombre.



b. LONGITUD:

El presente proyecto abarca el estudio a nivel de ejecución del puente, de 25 m. de longitud.

Para esto nos avocamos principalmente en averiguar acerca de:

- Longitud de la luz libre de la quebrada.
- Altura en el centro de la quebrada.
- Caudal aproximado en máximas avenidas.
- Área de inundación en crecientes del cauce.
- Pendientes del terreno a ambos lados del cauce.
- Tipos de uso de estos terrenos, aledaños a nuestro proyecto.
- Estado de los accesos y ubicación.

TRABAJO DE CAMPO

4.2.2.LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Elección del Método:

Se optó por usar una POLIGONAL ABIERTA.

Tiempo y Modalidad de Ejecución del Levantamiento:

El levantamiento fue ejecutado en condiciones normales de tiempo; tuvo una duración de un día de campo; donde se realizó lo siguiente:

- Reconocimiento de la zona, determinándose, la ubicación de los vértices de la poligonal (estaciones).
- Determinación de la primera coordenada de la estación con GPS Navegador.
- Se empezó a radiar el área en estudio, desde cada una de las estaciones.
- Cambios de Estación.

Punto Inicial.

La lectura de las coordenadas UTM fue tomada de un GPS, para luego ser ingresadas a la estación total, este punto está materializado en el área de trabajo.

La estación inicial para nuestra poligonal, quedo definida en un terreno a la margen izquierda de la quebrada San Juan, indicando el Norte Magnético. Esta estación tiene por coordenadas:



- Coordenada Norte : 9209232.50 N
- Coordenada Sur : 734361.43 E
- Altitud : 2300 m. s. n. m

Puntos de Paso Obligados.

En el tramo de estudio, se cuenta con un punto de paso que ya, que el proyecto estará ubicado a pocas cuadras de la zona urbana de este distrito.

Punto Final.

Estación final de nuestra poligonal quedo definida a la margen derecha de la Quebrada San Juan, este punto también fue materializado, para un replanteo posterior.

- Coordenada Norte : 9209340.66 N
- Coordenada Sur : 734547.51 E
- Altitud : 2311 m. s. n. m.

B. TRABAJO DE GABINETE:

Los datos obtenidos de la estación total, fueron procesados haciendo uso de los software Microsoft Excel y Autodesk Civil 3D -2013, para luego graficar el nivel real del terreno a curvas de nivel.

El trabajo de gabinete abarcó lo siguiente:

- Cálculos analíticos.
- Dibujo del plano topográfico

Elección de la escala del plano topográfico:

Puesto que las normas peruanas facultan al proyectista la opción de escoger la escala para estudios especiales (ítem 1.3.1.), para nuestro proyecto usamos una escala funcional de 1:200, 1: 100 y 1:50; esto con el fin de poder presentar el puente y los accesos al mismo.

Topografía:

Elección de la equidistancia para curvas de nivel (e):

Del plano topográfico se pudo determinar que la topografía a la que pertenecía la zona es de tipo ondulada, puesto que el ángulo respecto a la horizontal del suelo varía entre 10° a 20°. Esta clasificación se hizo de acuerdo al cuadro Cuadro 2.01.



4.2.3. ESTUDIOS DE TRÁFICO

A. DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE TRÁFICO:

En el actual puente existente en la zona, hay una considerable circulación peatonal. Esto debido a que la gente que vive por esta zona la imperiosa necesidad de trasladar sus productos agrícolas; y la transporta en vehículos y animales de carga en la mayoría de los casos, además que del otro lado de lado de la quebrada existe una posta médica y un colegio por lo cual existe mucha concurrencia de los habitantes de esta zona toda la semana.

El volumen del tránsito peatonal tiene por objeto dimensionar el ancho de las veredas peatonales del puente.

CONTROL DE TRÁFICO EN LA CARRETERA:

Para calcular el volumen de tránsito vehicular, se hará realizó el conteo directo de los vehículos que transitan por el lugar los días Jueves, Viernes, Sábado y Lunes que son los días de más de mayor circulación, en estos días los pobladores trasladan sus productos hacia otros lugares.

Los datos de conteo vehicular, se presentan en el Cuadro 9 del Anexo A.

EL TIPO DE VÍA QUE FORMARÁ PARTE EL PUENTE ES:

- **Por su clasificación según su jurisdicción.**
Carretera del sistema vecinal.
- **Por su clasificación según el servicio.**
Carretera de 3ra. Clase, con IMD menor a 400 Veh. /día.
- **Vehículo para el diseño.**
Tipo HL-93
- **Necesidad de diseñar veredas peatonales.**
Si hay necesidad de diseñar veredas peatonales.
- **Velocidad directriz.**
33 Km/h.

B. VOLUMEN DEL TRÁNSITO PEATONAL

Para el volumen del tránsito peatonal, se realizó el conteo de personas, que se movilizaban caminando y en acémilas. Los datos se presentan en el Cuadro 10, en el Anexo A.



4.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y MECÁNICA DE SUELOS

4.3.1. ESTUDIO GEOLÓGICO

DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA

Las consideraciones que se hacen para el emplazamiento de un puente, son las económicas y las condiciones del terreno de apoyo, pues interesa una ruta de transporte que conecte sus puntos terminales lo más corto posible en concordancia con configuración geométrica topográfica.

A. INVESTIGACIONES DE CAMPO:

Se realizaron salidas de campo para reconocer la zona, estudiar las rocas que afloran en el lugar del proyecto. Se estudiaron los aspectos estructurales visibles en los afloramientos de cada margen.

B. TRABAJO DE GABINETE:

Con los mapas topográficos y geológicos del área, se interpretó los datos, obteniendo los tipos de formaciones existentes en la zona de emplazamiento de nuestro puente las cuales detallamos a continuación:

- **Formación Chulec (Ki - chu)**

Esta formación se extiende en los andes centrales, se extiende en la zona Norte del Perú suprayaciendo concordantemente a la formación Inca e infrayaciendo con la misma relación a la Pariatambo.

Litológicamente, consta de una secuencia bastante fosilífera de calizas arenosas, lutitas calcáreas y margas, las que por el interperismo adquieren color crema – amarillenta. Su aspecto terroso amarillento, sus grosores varían entre 200 a 250 m.

- **Formación Pariatambo (Ki-pa)**

Litológicamente, consta de una secuencia bastante fosilífera de calizas arenosas, lutitas calcáreas y margas, las que por el interperismo con lechos delgados de calizas bituminosas negruscas, estratos calcáreos con nódulos silíceos (chert) y dolomitos, con un característico olor fétido al flocularlas. Generalmente, su espesor oscila entre 150 a 200 m.

La formación Pariatambo yace concordantemente sobre la formación Chulec e infrayace, con suave discordancia a la formación Yumagual.



- **Formación Yumagual (Ks-yu)**

Existen afloramientos de esta formación que cubren áreas pequeñas. La litología consiste en horizontes de calizas y margas en bancos consistentes. Tiene niveles fosilíferos que debe ayudar a definir con cierta precisión la edad de estas formaciones, pero sus niveles masivos no tienen fósiles que ayuden a datar la edad de la Formación.

- **Formación Farrat (Ki - f)**

Esta formación presenta el nivel superior de la parte clástica del cretáceo inferior, consta de cuarcitas y areniscas blancas de grano medio a grueso, tiene un grosor promedio de 500 m.

La formación Farrat suprayace con aparente concordancia a la formación Carhuaz y subyace, con la misma relación, a la formación Inca, dando impresión a muchos lugares, de tratarse de un paso gradual.

4.3.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Por los requerimientos de estudio, que exige la cimentación de nuestra estructura; se realizaron estudios in situ y en laboratorio, el cual se inició con excavaciones de tres calicatas ubicadas a cada extremo de la quebrada y otra en la parte central, de dimensiones de 1.50 x 1.50 m. procediendo a medir las potencias de cada estrato.

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

Los ensayos que se realizaron en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca.

A. Densidad Húmeda (Dh)

El procedimiento de laboratorio que utilizamos para la determinación de la densidad húmeda, fue mediante el labrado de muestras de suelo, en forma de cuerpos bien definidos, en este caso cilindros o tubos metálicos de 4 x 7 cm de longitud aproximadamente, para determinar el volumen, se tomó físicamente todas sus dimensiones y luego se pesó las muestras obtenidas. Utilizando la Ecuación 01.

B. Contenido de Humedad (w%).

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta las Normas: ASTM D 2216 y ASTM D 4643.

Para realizar este ensayo se tuvo que seleccionar una fracción de material por cada estrato de cada una de las calicatas, se colocó las muestras en bolsas



plásticas, a continuación se pesó en un recipiente y se colocó la muestra dentro de este y se pesó, luego se hizo el proceso de secado en un horno por 24 horas a 110°C, al sacar la muestra se pesó nuevamente y se calculó el contenido de humedad con la Ecuación 02.

C. Análisis Granulométrico

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta la norma ASTM D 421.

El procedimiento de tamizado es aplicable solamente a las partículas gruesas del suelo, es decir a las mayores a 0.075mm, representada por la malla número 200. Debido a que nuestras muestras de los estratos en estudio son del tipo fino y grueso por esta condición, primeramente separamos las partículas gruesas de las finas a través del análisis (tamizado) en seco y luego por lavado, además la muestra de suelo se mezcla con agua, permitiendo que las partículas finas, queden suspendidas en el líquido y se filtren a través de la malla N° 200.

Posteriormente, se sometió a un proceso de secado colocando la muestra en la mufla, para después pasar al proceso de tamizado y pesado del material retenido en cada una de las mallas. De esta forma utilizamos las mallas número. 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", ¼", N° 4, 10, 20, 30, 40, 60, 100, y 200.

Conociendo los pesos parciales retenidos en cada una de las mallas se obtienen los porcentajes retenidos parciales, los porcentajes retenidos acumulativos y los porcentajes que han pasado, expresándolo en forma de porcentaje respecto al peso total de la muestra.

Se traza la curva de la composición granulométrica del material en una gráfica que tiene por abscisas, a escala logarítmica, las aberturas de las mallas y por ordenadas los porcentajes del material que pasa por dichas mallas, a escala semilogarítmica

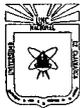
Además se obtuvieron los valores del D10, D30, D60 de las gráficas, para luego ser calculados los valores del coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura usando las Ecuaciones 07 y 08 respectivamente y esta manera poder clasificar los suelos mediante el método SUCS.

Después del tamizado obtuvimos las siguientes curvas granulométricas de los distintos estratos se presentan en Anexo 6:2.

D. Ensayos de Plasticidad.

Límite Líquido.

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta la Norma ASTM D 4318, AASHTO T89, MTC E110 -1999, NPT 339 -130.



El procedimiento se hace 250 gr. de suelo, preparamos una pasta, agregando una mínima cantidad de agua revolviendo, hasta que presente una coloración uniforme. Separáramos una porción de 30 gr. aproximadamente para el ensayo de límite plástico.

Acomodar la muestra en la copa con un espesor máximo de 8 mm. , luego practicar el ranurado.

Accionamos la copa a una velocidad de 2 golpes por segundo hasta unir la ranura de fondo media pulgada. Registramos el número de golpes necesarios y luego determinar el contenido de humedad extrayendo la parte unida de la muestra.

Retiramos la muestra sobrante de la copa, se limpiaría adecuadamente y chequear el calibrado a fin de realizar el siguiente ensayo.

Con los datos, número de golpes y sus correspondientes contenidos de humedad, se dibuja la curva de fluidez y se determina mediante una gráficamente el límite líquido que, es el contenido de humedad para 25 golpes.

Límite plástico.

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta la Norma ASTM D 4318, AASHTO T90.

Para determinar el límite plástico de hace formando rollitos de 3mm de espesor hechos de una pasta de suelo, estos se hacen una y otra vez hasta que esté llegué a alcanzar los 3mm de diámetro y no se desmorone. En ese momento se dice que llegó a su límite plástico. De igual forma este proceso se realiza tres veces, de tal forma que el valor del límite plástico sea el promedio de estas tres pruebas se determino haciendo uso de la Ecuación 10.

Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad es la diferencia del límite líquido y límite plástico, este parámetro en estudio se determino haciendo uso de la Ecuación 11.

E. Peso Específico de Finos.

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta la NTP 400.022:2002 y ASTM D 854
El peso específico relativo, se define como el peso específico del suelo con respecto al peso específico del agua a 4°C, destilada y sujeta a presión atmosférica, para determinar este parámetro se utilizó la Ecuación 05.



El Procedimiento de prueba consiste en llenar un matraz cuyo volumen está bien definido mediante una marca de enrase, con agua (W_{fw}), posteriormente llenar el mismo matraz con agua y 50gr. de suelo y agua (W_{fsw}). A este matraz se le debe absorber el aire atrapado entre las partículas de suelo mediante una bomba de vacío.

La diferencia de peso entre los dos matraces es el peso del agua desplazada por el suelo, siempre y cuando no haya variación en la temperatura del agua, lo que afectaría su densidad. Este procedimiento lo aplicamos a los estratos 1 y 2 de las dos calicatas debido a que son los de mayor importancia para este proyecto, obteniendo los siguientes resultados que se reportan en el Anexo B.

F. Peso Específico de Piedra

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta la NORMA ASTM D.854

Se utilizó una balanza hidrostática y mediante un hilo, se colgó la piedra a la palanca de la balanza y se procedió a pesarla (peso de la piedra en el aire) luego se colocó un vaso con agua sobre el soporte de la balanza y se sumergió la piedra colgante al agua se pesó (peso de la piedra más agua) para determinar este parámetro se utilizó la Ecuación 03.

F. Peso específico de la muestra de suelo compuesta de partículas finas y gruesas

Este ensayo se realizó teniendo en cuenta la NORMA ASTM D.854

Para determinar este parámetro se utilizó los valores obtenidos del peso específico del material fino y del material grueso calculados anteriormente, también se usó los valores de porcentaje de partículas de suelos retenidas en la malla N° 4 del material grueso y el porcentaje de partículas de suelo que pasan la malla N°4 del material fino, estos valores fueron reemplazados en la Ecuación 06.

H. Capacidad de Carga de la Cimentación:

El valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna, para de nuestro suelo de fundación fue obtenido de la Cuadro 2.09 respectivamente, previa clasificación mediante el método SUCS, con estos valores obtenidos entramos al Cuadro 2.10 para obtener los valores de N'_c, N'_q, N'_γ o también, se podrían calcular usando las Ecuaciones 15, 16 y 17 además se obtuvo el valor de la densidad relativa del suelo cuadro 2.08, para luego ser reemplazados en la Ecuación 14 la cimentación será de tipo cuadrada, para un modo de falla por corte local. Seguidamente el valor de carga admisible es calculada a partir de reemplazar en la Ecuación 18. Los valores calculados se presentan en el Anexo B.



4.3.3. ESTUDIO DE CANTERAS

El estudio de canteras se realizó con el propósito de hallar el mejor material agregado para la mezcla del concreto estructural, tanto de la subestructura como de la superestructura.

A. UBICACIÓN DE CANTERA

La cantera esta ubicada a 6 km. de nuestro proyecto, exactamente en el Rio Choten, no será necesario el uso de explosivos para extraer el material.

B. MÉTODO DE EXPLOTACIÓN

En la actualidad extraen los agregados de esta cantera, por lo que se usara este material para nuestro proyecto.

4.3.4. DISEÑO DE MEZCLAS

Diseño a usar será por Combinación de Agregados.

En este método los agregados se calculan basándose en sus módulos de finura.

El diseño realizado se presentara en el Anexo C.

4.4. ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.4.1. CÁLCULO DEL ÁREA DE LA MICROCUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.

En el caso de la estimación precipitación-caudal, a partir de registros de lluvia, es necesario delimitar la cuenca hidrográfica del río o quebrada, y así poder determinar algunas de sus características físicas, parámetros que serán utilizados para nuestro diseño.

La delimitación de la Microcuenca se realizó sobre un plano a curvas de nivel, para ello se usó la Carta Nacional 15-f y 15-g.

Como primer paso se elaboró un mapa de elevaciones, basado en una red de triángulos irregulares, conocido por sus siglas en inglés como TIN (*Triangulated-irregular-network*), a partir de la información cartográfica escala 1:250 000 de las cartas ya mencionadas, las cuales se encuentran en forma digital y curvas de nivel. Posteriormente en base a este mapa se realizó un análisis para identificar zonas de menor y mayor elevación, con el fin de definir el punto inicio de salida del cauce de nuestra microcuenca.

De la microcuenca delimitada, se obtuvieron los parámetros geomorfológicos que se describen a continuación.



PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.

A continuación se detalla los parámetros geomorfológicos calculados:

A. Área de la cuenca (A).

El área de la cuenca es probablemente la característica geomorfológica más importante para el diseño. Está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía, el cual está dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural.

Para hallar este valor de este parámetro se hizo un modelo digital en tres dimensiones, haciendo uso del Software Autodesk Civil 3D Versión 2013, delimitando la Microcuenca de nuestro proyecto se procedió a calcular el área de. El resultado se presenta en Cuadro 13 del Anexo D.

B. Perímetro (P)

El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de Divortium Acuariun, es un parámetro importante en estudio, esta longitud fue calculada haciendo uso del Software Autodesk Civil 3D Versión 2013 El resultado se presenta en Cuadro 5.3 en Resultados.

C. Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelius. (Kc)

Este parámetro, al igual que el anterior, describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado, con el tiempo de concentración del sistema hidrológico.

Utilizando los valores obtenidos en los dos pasos anteriores se obtuvo este parámetro los cuales fueron reemplazados en la Ecuación 23, los cálculos se presentan en Cuadro 5.3 en Resultados.

D. Pendiente del Curso Principal (S)

Para determinar la pendiente del cauce principal, se utilizó la Ecuación 25. Los cálculos se presentan en el Cuadro 16 del Anexo D.

E. Factor de Forma (F)

Con los valores de los parámetros del área y la longitud del cauce principal de la microcuenca, se calculó el factor de forma para ello se utilizó la Ecuación 24. Los cálculos se presentan en el Anexo D.



F. Tiempo de Concentración (Tc)

El tiempo de concentración es obtenido por el método de kirpich Ecuación 26:

$$T = 0.02 \times 6068.73^{0.77} \times 0.141^{-0.385}$$

$$T = 34.80 \text{ min.}$$

E. Pendiente de la Cuenca

La pendiente de la cuenca fue obtenida usando el método Nash, para lo cual se trazó una cuadrícula en el sentido del cauce principal. En cada una de las líneas de la cuadrícula se mide la distancia recta de menor longitud, que pasa por el punto de intersección y corta a las curvas de nivel más cercanas en forma aproximadamente perpendicular. Estos valores parciales se reemplazan en la Ecuación 27 para obtener un valor promedio usando la Ecuación 28. Los cálculos se presentan en el Cuadro 15 del Anexo D.

F. Altitud Media (H)

Con las cotas del nivel inferior y del nivel superior de la microcuenca, se determinó la altura promedio, luego se calculó el área parcial entre cada curva de nivel, para luego multiplicar el área parcial por la cota promedio, para esto se usó la Ecuación 29. Los cálculos se presentan en el Cuadro 14 del Anexo D

4.4.2. ANÁLISIS DE TORMENTAS

Determinación de la Intensidad

Para determinar el caudal diseño es necesario hallar la intensidad. No obstante se carece de esta información, es posible realizar estimaciones con los datos disponibles de estaciones meteorológicas ubicadas en las proximidades de la microcuenca que permita realizar el estudio. Estas estimaciones fueron el resultado del tratamiento estadístico de los registros de intensidades, recolectado en la estación meteorológica, cercana, por lo cual se ha creído convenientes hacer una transposición de datos de la Estación Weberbauer hacia nuestra microcuenca, la cual se hizo usando Ecuación 32, tomando en consideración el valor de la altitud media entre las dos cuencas, para hacer uso de este método y así transponer los datos.

Con los datos de las intensidades de la Estación Weberbauer (Cuadro 4.1), se ordenaron estos valores en forma decreciente (Cuadro 4.2). Con la altitud media de la zona en estudio y de la estación conocida, se utilizó la Ecuación 29, luego se realizó la transposición de las intensidades máximas al lugar de estudio (Cuadro 4.3). El estudio consistió en ajustar estos datos a distribuciones de valores extremos, para ello se utilizó el Modelo Gumbel de las Ecuaciones 33,34 y 35.



En los cuadros 4.4 al 4.8, se muestra los modelamientos de las intensidades para 5, 10 ,30 ,60 y 120 minutos de duración.

Posteriormente se comparó las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, se utilizó el valor máximo del valor absoluto, la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo es decir $\Delta_{\text{máx}} = \text{máx}|F(x) - P(x)|$.

En el cuadro 4.09 se muestran los valores críticos estadísticos, se utilizó un nivel de significación del 5% (nivel de significación recomendado para los estudios hidrológicos), y para un tamaño de muestra igual a 35 (datos hidrológicos desde 1975 al 2009).

Para modelar la curva: intensidad - duración – frecuencia (Grafico 4.01), se utilizó un valor del 22% para el riesgo de falla y una vida útil de 50 años para nuestra obra, recomendado para puentes de acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008. Cuadro 4.11.

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN"

**Cuadro 4.01 INTENSIDADES MÁXIMAS (mm/h): ESTACIÓN WEBERBAUER**

LATITUD : 07°10'03" Sur

DEP. : CAJAM.

LONGITUD: 78°29'35" Oeste

PROV. : CAJAM.

ALTITUD : 2536.000 m.s.n.m.

DIST. : CAJAM.

AÑO	P.Máx.24h.	DURACIÓN EN MINUTOS				
		5	10	30	60	120
1975	37.90	90.00	50.00	24.00	16.00	10.00
1976	72.90	68.00	63.00	37.00	19.00	9.00
1977	40.50	65.00	53.00	37.10	21.00	11.00
1978	14.80	26.00	24.00	21.00	12.00	6.00
1979	28.00	60.00	60.00	38.00	23.00	14.00
1980	28.80	73.02	60.02	33.80	21.08	9.28
1981	39.30	67.20	54.80	29.13	15.54	13.02
1982	30.50	88.29	75.15	37.20	23.10	13.27
1983	29.80	75.30	50.40	31.40	23.71	13.99
1984	27.60	112.80	71.80	27.60	15.63	9.80
1985	19.80	59.31	54.40	25.56	14.70	8.05
1986	27.40	84.60	65.40	30.11	15.60	8.23
1987	24.30	76.00	49.20	21.60	13.20	7.95
1988	18.20	70.40	52.80	23.00	13.79	7.85
1989	30.00	73.60	47.80	28.04	16.48	9.64
1990	24.70	111.60	75.00	37.94	23.18	12.30
1991	29.70	83.10	73.40	40.80	25.52	14.17
1992	17.70	56.10	38.52	18.60	10.10	5.00
1993	22.50	57.75	50.67	28.20	17.54	10.00
1994	28.50	91.49	64.18	36.22	19.04	12.90
1995	20.60	71.11	56.25	28.66	16.72	9.30
1996	35.10	81.30	60.21	32.44	17.88	11.10
1997	27.60	82.20	68.10	35.04	17.86	8.90
1998	31.70	92.00	66.34	40.60	27.10	13.50
1999	38.80	70.80	38.30	13.80	9.90	6.40
2000	36.10	46.80	32.00	17.30	10.10	5.10
2001	28.20	67.20	45.30	25.60	15.60	8.90
2002	22.30	28.20	20.60	13.76	8.72	4.40
2003	20.80	70.80	42.60	15.92	9.76	6.08
2004	28.10	84.60	84.60	33.00	18.70	9.35
2005	20.20	45.60	43.80	20.45	11.10	6.52
2006	20.60	30.00	30.00	15.00	10.30	6.87
2007	25.40	72.00	64.00	32.66	19.38	12.33
2008	27.00	78.65	46.75	20.50	12.20	7.25
2009	22.20	64.65	38.45	16.85	10.00	5.95

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.02 INTENSIDADES MÁXIMAS ORDENADAS (mm/h): ESTACIÓN WEBERBAUER

LATITUD : 07°10'03" Sur DEP. : CAJAM.
 LONGITUD: 78°29'35" Oeste PROV. : CAJAM.
 ALTITUD : 2536.000 m.s.n.m. DIST. : CAJAM.

INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h): ESTACIÓN WEBERBAUER					
AÑO	DURACION EN MINUTOS				
	5	10	30	60	120
1	112.80	84.60	41.00	27.10	14.00
2	111.60	75.20	40.60	26.00	14.00
3	92.00	75.00	38.00	23.70	14.00
4	91.50	73.00	37.90	23.10	13.50
5	90.00	71.80	37.20	23.00	13.30
6	88.30	68.10	37.10	23.00	13.00
7	84.60	66.30	37.00	21.10	12.90
8	84.60	65.40	36.20	21.00	12.33
9	83.00	64.20	35.00	19.38	12.00
10	82.20	64.00	33.80	19.00	11.10
11	81.30	63.00	33.00	19.00	11.00
12	78.65	60.20	32.66	18.70	10.00
13	76.00	60.10	32.40	18.00	10.00
14	75.30	60.00	31.40	17.90	9.80
15	73.60	56.30	30.10	17.90	9.60
16	73.00	54.80	29.10	16.70	9.35
17	72.00	54.40	28.70	16.00	9.30
18	71.10	53.00	28.00	16.00	9.20
19	70.80	52.80	28.00	15.60	9.00
20	70.80	51.00	27.60	15.60	8.90
21	70.40	50.40	25.60	15.50	8.90
22	68.00	50.00	25.60	15.20	8.20
23	67.20	49.20	24.00	14.70	8.10
24	67.20	47.80	23.00	13.80	8.00
25	65.00	46.75	21.60	13.20	7.90
26	64.65	45.30	21.00	12.20	7.25
27	60.00	43.80	20.50	12.00	6.87
28	59.30	42.60	20.45	11.10	6.52
29	58.00	39.00	19.00	10.30	6.40
30	56.00	38.45	17.30	10.10	6.08
31	46.80	38.30	16.85	10.00	6.00
32	45.60	32.00	15.92	10.00	5.95
33	30.00	30.00	15.00	9.90	5.10
34	28.20	24.00	13.80	9.76	5.00
35	26.00	20.60	13.76	8.72	4.40

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.03 DATOS TRANSPUESTOS A LA ZONA DE ESTUDIO DEL PUENTE, CON UNA ALTITUD MEDIA:

H = 2877.77 m.s.n.m. F.E= 1.135

INTENSIDADES MÁXIMAS (mm/h): ZONA DE ESTUDIO					
AÑO	DURACIÓN EN MINUTOS				
	5	10	30	60	120
1	128.00	96.00	46.53	30.75	15.89
2	126.64	85.33	46.07	29.50	15.89
3	104.40	85.11	43.12	26.89	15.89
4	103.83	82.84	43.01	26.21	15.32
5	102.13	81.48	42.21	26.10	15.09
6	100.20	77.28	42.10	26.10	14.75
7	96.00	75.24	41.99	23.94	14.64
8	96.00	74.21	41.08	23.83	13.99
9	94.19	72.85	39.72	21.99	13.62
10	93.28	72.63	38.36	21.56	12.60
11	92.26	71.49	37.45	21.56	12.48
12	89.25	68.31	37.06	21.22	11.35
13	86.24	68.20	36.77	20.43	11.35
14	85.45	68.09	35.63	20.31	11.12
15	83.52	63.89	34.16	20.31	10.89
16	82.84	62.19	33.02	18.95	10.61
17	81.70	61.73	32.57	18.16	10.55
18	80.68	60.14	31.77	18.16	10.44
19	80.34	59.92	31.77	17.70	10.21
20	80.34	57.87	31.32	17.70	10.10
21	79.89	57.19	29.05	17.59	10.10
22	77.16	56.74	29.05	17.25	9.31
23	76.26	55.83	27.23	16.68	9.19
24	76.26	54.24	26.10	15.66	9.08
25	73.76	53.05	24.51	14.98	8.96
26	73.36	51.40	23.83	13.84	8.23
27	68.09	49.70	23.26	13.62	7.80
28	67.29	48.34	23.21	12.60	7.40
29	65.82	44.26	21.56	11.69	7.26
30	63.55	43.63	19.63	11.46	6.90
31	53.11	43.46	19.12	11.35	6.81
32	51.75	36.31	18.07	11.35	6.75
33	34.04	34.04	17.02	11.23	5.79
34	32.00	27.23	15.66	11.08	5.67
35	29.50	23.38	15.61	9.90	4.99

FUENTE: Elaboración Propia

**Cuadro 4.04 MODELO GUMBEL PARA 5 MINUTOS**

m	Intensidades Ord. Desc.	P(x<X)	P(x<X)	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Tr años 1/P(x)
		m/(N+1)	1-P(x>X)			
1	128.00	0.0278	0.9722	0.9639	0.0083	36.00
2	126.64	0.0556	0.9444	0.9611	0.0166	18.00
3	104.40	0.0833	0.9167	0.8681	0.0485	12.00
4	103.83	0.1111	0.8889	0.8641	0.0248	9.00
5	102.13	0.1389	0.8611	0.8513	0.0098	7.20
6	100.20	0.1667	0.8333	0.8355	0.0021	6.00
7	96.00	0.1944	0.8056	0.7957	0.0098	5.14
8	96.00	0.2222	0.7778	0.7957	0.0180	4.50
9	94.19	0.2500	0.7500	0.7761	0.0261	4.00
10	93.28	0.2778	0.7222	0.7657	0.0435	3.60
11	92.26	0.3056	0.6944	0.7535	0.0591	3.27
12	89.25	0.3333	0.6667	0.7146	0.0479	3.00
13	86.24	0.3611	0.6389	0.6710	0.0321	2.77
14	85.45	0.3889	0.6111	0.6587	0.0476	2.57
15	83.52	0.4167	0.5833	0.6274	0.0441	2.40
16	82.84	0.4444	0.5556	0.6159	0.0604	2.25
17	81.70	0.4722	0.5278	0.5963	0.0685	2.12
18	80.68	0.5000	0.5000	0.5780	0.0780	2.00
19	80.34	0.5278	0.4722	0.5718	0.0996	1.89
20	80.34	0.5556	0.4444	0.5718	0.1274	1.80
21	79.89	0.5833	0.4167	0.5635	0.1468	1.71
22	77.16	0.6111	0.3889	0.5116	0.1227	1.64
23	76.26	0.6389	0.3611	0.4937	0.1326	1.57
24	76.26	0.6667	0.3333	0.4937	0.1604	1.50
25	73.76	0.6944	0.3056	0.4431	0.1375	1.44
26	73.36	0.7222	0.2778	0.4349	0.1571	1.38
27	68.09	0.7500	0.2500	0.3245	0.0745	1.33
28	67.29	0.7778	0.2222	0.3079	0.0857	1.29
29	65.82	0.8056	0.1944	0.2776	0.0832	1.24
30	63.55	0.8333	0.1667	0.2325	0.0658	1.20
31	53.11	0.8611	0.1389	0.0708	0.0681	1.16
32	51.75	0.8889	0.1111	0.0571	0.0540	1.13
33	34.04	0.9167	0.0833	0.0004	0.0830	1.09
34	32.00	0.9444	0.0556	0.0001	0.0554	1.06
35	29.50	0.9722	0.0278	0.0000	0.0277	1.03
Máx(x<X)-F(x<X) 					0.1604	

Promedio	80.2605
Desv. Est.	22.4512
a	0.0571
b	70.1574

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.05 MODELO GUMBEL PARA 10 MINUTOS

m	Intensidades Ord. Desc.	P(x<X)	P(x<X)	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Tr años 1/P(x)
		m/(N+1)	1-P(x>X)			
1	96.00	0.0278	0.9722	0.9617	0.0105	36.00
2	85.33	0.0556	0.9444	0.9163	0.0281	18.00
3	85.11	0.0833	0.9167	0.9150	0.0017	12.00
4	82.84	0.1111	0.8889	0.8999	0.0110	9.00
5	81.48	0.1389	0.8611	0.8897	0.0286	7.20
6	77.28	0.1667	0.8333	0.8518	0.0184	6.00
7	75.24	0.1944	0.8056	0.8293	0.0237	5.14
8	74.21	0.2222	0.7778	0.8169	0.0392	4.50
9	72.85	0.2500	0.7500	0.7993	0.0493	4.00
10	72.63	0.2778	0.7222	0.7962	0.0740	3.60
11	71.49	0.3056	0.6944	0.7801	0.0857	3.27
12	68.31	0.3333	0.6667	0.7294	0.0627	3.00
13	68.20	0.3611	0.6389	0.7274	0.0885	2.77
14	68.09	0.3889	0.6111	0.7254	0.1143	2.57
15	63.89	0.4167	0.5833	0.6436	0.0603	2.40
16	62.19	0.4444	0.5556	0.6059	0.0504	2.25
17	61.73	0.4722	0.5278	0.5954	0.0677	2.12
18	60.14	0.5000	0.5000	0.5574	0.0574	2.00
19	59.92	0.5278	0.4722	0.5518	0.0796	1.89
20	57.87	0.5556	0.4444	0.4998	0.0553	1.80
21	57.19	0.5833	0.4167	0.4818	0.0651	1.71
22	56.74	0.6111	0.3889	0.4697	0.0808	1.64
23	55.83	0.6389	0.3611	0.4452	0.0841	1.57
24	54.24	0.6667	0.3333	0.4016	0.0683	1.50
25	53.05	0.6944	0.3056	0.3686	0.0630	1.44
26	51.40	0.7222	0.2778	0.3230	0.0453	1.38
27	49.70	0.7500	0.2500	0.2767	0.0267	1.33
28	48.34	0.7778	0.2222	0.2408	0.0186	1.29
29	44.26	0.8056	0.1944	0.1440	0.0504	1.24
30	43.63	0.8333	0.1667	0.1312	0.0355	1.20
31	43.46	0.8611	0.1389	0.1278	0.0111	1.16
32	36.31	0.8889	0.1111	0.0294	0.0818	1.13
33	34.04	0.9167	0.0833	0.0152	0.0681	1.09
34	27.23	0.9444	0.0556	0.0009	0.0546	1.06
35	23.38	0.9722	0.0278	0.0001	0.0277	1.03
Máx(x<X)-F(x<X)					0.1143	

Promedio	60.6744
Desv. Est.	16.9999
a	0.0754
b	53.0244

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.06 MODELO GUMBEL PARA 30 MINUTOS

m	Intensidades Ord. Desc.	P(x<X)	P(x<X)	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Tr años 1/P(x)
		m/(N+1)	1-P(x>X)			
1	46.53	0.0278	0.9722	0.9323	0.0399	36.00
2	46.07	0.0556	0.9444	0.9281	0.0164	18.00
3	43.12	0.0833	0.9167	0.8941	0.0226	12.00
4	43.01	0.1111	0.8889	0.8925	0.0036	9.00
5	42.21	0.1389	0.8611	0.8809	0.0198	7.20
6	42.10	0.1667	0.8333	0.8791	0.0458	6.00
7	41.99	0.1944	0.8056	0.8773	0.0718	5.14
8	41.08	0.2222	0.7778	0.8622	0.0844	4.50
9	39.72	0.2500	0.7500	0.8363	0.0863	4.00
10	38.36	0.2778	0.7222	0.8061	0.0839	3.60
11	37.45	0.3056	0.6944	0.7833	0.0889	3.27
12	37.06	0.3333	0.6667	0.7730	0.1063	3.00
13	36.77	0.3611	0.6389	0.7648	0.1259	2.77
14	35.63	0.3889	0.6111	0.7310	0.1198	2.57
15	34.16	0.4167	0.5833	0.6812	0.0979	2.40
16	33.02	0.4444	0.5556	0.6385	0.0829	2.25
17	32.57	0.4722	0.5278	0.6203	0.0925	2.12
18	31.77	0.5000	0.5000	0.5871	0.0871	2.00
19	31.77	0.5278	0.4722	0.5871	0.1149	1.89
20	31.32	0.5556	0.4444	0.5673	0.1228	1.80
21	29.05	0.5833	0.4167	0.4610	0.0443	1.71
22	29.05	0.6111	0.3889	0.4610	0.0721	1.64
23	27.23	0.6389	0.3611	0.3701	0.0090	1.57
24	26.10	0.6667	0.3333	0.3130	0.0204	1.50
25	24.51	0.6944	0.3056	0.2357	0.0698	1.44
26	23.83	0.7222	0.2778	0.2046	0.0732	1.38
27	23.26	0.7500	0.2500	0.1798	0.0702	1.33
28	23.21	0.7778	0.2222	0.1774	0.0448	1.29
29	21.56	0.8056	0.1944	0.1144	0.0800	1.24
30	19.63	0.8333	0.1667	0.0592	0.1074	1.20
31	19.12	0.8611	0.1389	0.0482	0.0906	1.16
32	18.07	0.8889	0.1111	0.0301	0.0811	1.13
33	17.02	0.9167	0.0833	0.0175	0.0658	1.09
34	15.66	0.9444	0.0556	0.0076	0.0479	1.06
35	15.61	0.9722	0.0278	0.0074	0.0204	1.03
Max P(x<X)-F(x<X)					0.1259	

Promedio	31.3890
Desv. Est.	9.3309
a	0.1374

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.07 MODELO GUMBEL PARA 60 MINUTOS

m	Intensidades Ord. Desc.	P(x<X)	P(x<X)	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Tr años 1/P(x)
		m/(N+1)	1-P(x>X)			
1	30.75	0.0278	0.9722	0.9638	0.0085	36.00
2	29.50	0.0556	0.9444	0.9523	0.0079	18.00
3	26.89	0.0833	0.9167	0.9160	0.0007	12.00
4	26.21	0.1111	0.8889	0.9028	0.0140	9.00
5	26.10	0.1389	0.8611	0.9005	0.0394	7.20
6	26.10	0.1667	0.8333	0.9005	0.0671	6.00
7	23.94	0.1944	0.8056	0.8436	0.0381	5.14
8	23.83	0.2222	0.7778	0.8399	0.0622	4.50
9	21.99	0.2500	0.7500	0.7684	0.0184	4.00
10	21.56	0.2778	0.7222	0.7481	0.0259	3.60
11	21.56	0.3056	0.6944	0.7481	0.0536	3.27
12	21.22	0.3333	0.6667	0.7311	0.0644	3.00
13	20.43	0.3611	0.6389	0.6877	0.0488	2.77
14	20.31	0.3889	0.6111	0.6811	0.0700	2.57
15	20.31	0.4167	0.5833	0.6811	0.0978	2.40
16	18.95	0.4444	0.5556	0.5938	0.0382	2.25
17	18.16	0.4722	0.5278	0.5364	0.0086	2.12
18	18.16	0.5000	0.5000	0.5364	0.0364	2.00
19	17.70	0.5278	0.4722	0.5018	0.0295	1.89
20	17.70	0.5556	0.4444	0.5018	0.0573	1.80
21	17.59	0.5833	0.4167	0.4929	0.0762	1.71
22	17.25	0.6111	0.3889	0.4660	0.0771	1.64
23	16.68	0.6389	0.3611	0.4201	0.0590	1.57
24	15.66	0.6667	0.3333	0.3361	0.0027	1.50
25	14.98	0.6944	0.3056	0.2807	0.0248	1.44
26	13.84	0.7222	0.2778	0.1942	0.0835	1.38
27	13.62	0.7500	0.2500	0.1783	0.0717	1.33
28	12.60	0.7778	0.2222	0.1144	0.1078	1.29
29	11.69	0.8056	0.1944	0.0701	0.1244	1.24
30	11.46	0.8333	0.1667	0.0610	0.1057	1.20
31	11.35	0.8611	0.1389	0.0568	0.0821	1.16
32	11.35	0.8889	0.1111	0.0568	0.0544	1.13
33	11.23	0.9167	0.0833	0.0527	0.0306	1.09
34	11.08	0.9444	0.0556	0.0474	0.0082	1.06
35	9.90	0.9722	0.0278	0.0188	0.0090	1.03
Max P(x<X)-F(x<X)					0.1244	

Promedio	18.6186
Desv. Est.	5.7171
a	0.2243
b	16.0459

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.08 MODELO GUMBEL PARA 120 MINUTOS

m	Intensidades Ord. Desc.	P(x<X)	P(x<X)	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Tr años 1/P(x)
		m/(N+1)	1-P(x>X)			
1	15.89	0.0278	0.9722	0.9334	0.0389	36.00
2	15.89	0.0556	0.9444	0.9334	0.0111	18.00
3	15.89	0.0833	0.9167	0.9334	0.0167	12.00
4	15.32	0.1111	0.8889	0.9172	0.0284	9.00
5	15.09	0.1389	0.8611	0.9098	0.0487	7.20
6	14.75	0.1667	0.8333	0.8975	0.0641	6.00
7	14.64	0.1944	0.8056	0.8930	0.0875	5.14
8	13.99	0.2222	0.7778	0.8639	0.0862	4.50
9	13.62	0.2500	0.7500	0.8439	0.0939	4.00
10	12.60	0.2778	0.7222	0.7754	0.0531	3.60
11	12.48	0.3056	0.6944	0.7663	0.0719	3.27
12	11.35	0.3333	0.6667	0.6587	0.0079	3.00
13	11.35	0.3611	0.6389	0.6587	0.0198	2.77
14	11.12	0.3889	0.6111	0.6333	0.0222	2.57
15	10.89	0.4167	0.5833	0.6066	0.0233	2.40
16	10.61	0.4444	0.5556	0.5716	0.0160	2.25
17	10.55	0.4722	0.5278	0.5644	0.0366	2.12
18	10.44	0.5000	0.5000	0.5497	0.0497	2.00
19	10.21	0.5278	0.4722	0.5196	0.0473	1.89
20	10.10	0.5556	0.4444	0.5041	0.0597	1.80
21	10.10	0.5833	0.4167	0.5041	0.0875	1.71
22	9.31	0.6111	0.3889	0.3912	0.0023	1.64
23	9.19	0.6389	0.3611	0.3746	0.0135	1.57
24	9.08	0.6667	0.3333	0.3581	0.0247	1.50
25	8.96	0.6944	0.3056	0.3415	0.0360	1.44
26	8.23	0.7222	0.2778	0.2371	0.0407	1.38
27	7.80	0.7500	0.2500	0.1812	0.0688	1.33
28	7.40	0.7778	0.2222	0.1354	0.0868	1.29
29	7.26	0.8056	0.1944	0.1212	0.0733	1.24
30	6.90	0.8333	0.1667	0.0874	0.0793	1.20
31	6.81	0.8611	0.1389	0.0799	0.0590	1.16
32	6.75	0.8889	0.1111	0.0755	0.0357	1.13
33	5.79	0.9167	0.0833	0.0226	0.0607	1.09
34	5.67	0.9444	0.0556	0.0190	0.0366	1.06
35	4.99	0.9722	0.0278	0.0056	0.0222	1.03
Max P(x<X)-F(x<X)					0.0939	

Promedio	10.6003
Desv. Est.	3.2332
a	0.3967
b	9.1454

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.09 Prueba de bondad de ajuste para 5, 10, 15, 30,60 y 120 minutos

Si: N = 35

Periodo de Duración (min)	Estadístico Smirnov-Kolmogorov	Valor Crítico Do Para a = 0,05	Criterio de Decisión
5	0.1604	0.2200	O.K.
10	0.1143	0.2200	O.K.
30	0.1259	0.2200	O.K.
60	0.1244	0.2200	O.K.
120	0.0939	0.2200	O.K.

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro 4.10 Resumen de promedios, desviación estándar, a, b del método Gumbel

PARÁMETROS	5 MIN	10 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
Promedio	80.26	60.67	31.39	18.62	10.60
Desv. Est.	22.45	17.00	9.33	5.72	3.23
a	0.06	0.08	0.14	0.22	0.40
b	70.16	53.02	27.19	16.05	9.15

FUENTE: Elaboración Propia

Para obtener el valor del coeficiente de escorrentía se utilizó el Cuadro 2.10 para las características de la superficie pendiente superior a 7% periodo de retorno de 50 años.

Cuadro 4.11

VIDA ÚTIL AÑOS	RIESGO DE FALLA J (%)	TIEMPO DE RETORNO	INTENSIDADES					$x = \beta - \frac{1}{\alpha} LN \left[-LN \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$
			5 MIN	10 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN	
"N"	J(%)	Tr(AÑOS)						
5	10	47.96	137.73	104.19	55.27	33.25	18.88	
	20	22.91	124.59	94.24	49.81	29.91	16.98	
	30	14.52	116.38	88.02	46.40	27.82	15.80	
	40	10.30	110.09	83.26	43.79	26.21	14.90	
	50	7.73	104.75	79.22	41.57	24.85	14.13	
	60	5.97	99.86	75.52	39.54	23.61	13.42	
10	10	95.41	149.86	113.38	60.32	36.34	20.62	



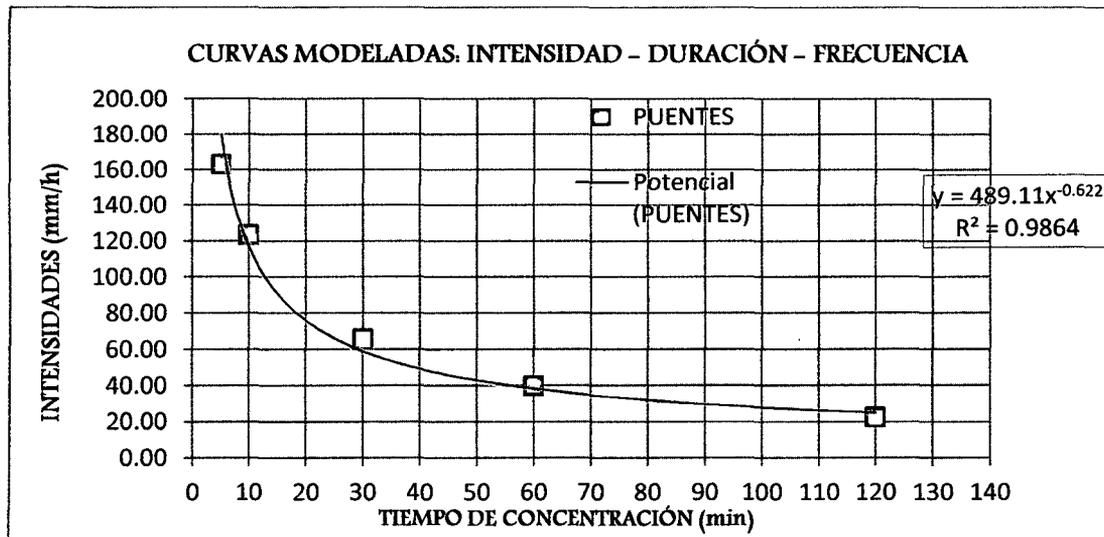
	20	45.32	136.72	103.43	54.86	33.00	18.73
	30	28.54	128.51	97.21	51.44	30.91	17.55
	40	20.08	122.23	92.45	48.83	29.30	16.64
	50	14.93	116.88	88.40	46.61	27.94	15.87
	60	11.42	112.00	84.70	44.58	26.70	15.17
50	10	475.06	178.04	134.71	72.03	43.52	24.68
	22	201.74	163.02	123.34	65.78	39.69	22.52
	30	140.68	156.69	118.54	63.15	38.08	21.61
	40	98.38	150.40	113.78	60.54	36.48	20.70
	50	72.64	145.06	109.74	58.32	35.12	19.93
	60	55.07	140.17	106.04	56.29	33.87	19.23

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro 4.12 MODELAMIENTO DE LAS INTENSIDADES

VIDA ÚTIL (años)	VIDA ÚTIL (años)	TIEMPO DE RETORNO (años)	5 MIN	10 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
Puentes	50	201.00	163.02	123.34	65.78	39.69	22.52

GRÁFICO 4.01 CURVA IDF MODELADA



FUENTE: Elaboración Propia



4.4.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

El caudal máximo probable resulta de la suma del caudal líquido más el caudal sólido, se obtiene utilizando la Ecuación 39.

A. Cálculo del caudal líquido:

Para determinar el caudal de líquido se utilizó la Ecuación 40 del método racional; teniendo en cuenta el Cuadro 2.16 se determinó el coeficiente de escorrentía, el valor de la intensidad se obtuvo del Gráfico 4.01, para ello se interceptó la curva para un tiempo de concentración de 34.80 min, obteniendo una intensidad de 53.68 mm/h, el área de la cuenca de 8.87 Km², obtenido del Cuadro 13 del anexo D.

$$Q = 0.278 \times 0.55 \times 53.68 \times 8.87 = 72.81 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por lo tanto el caudal líquido es 72.81 m³/seg.

B. Cálculo del caudal sólido

Con el caudal líquido, la luz libre del puente, la pendiente y el peso específico de las partículas del suelo, se calculó el caudal sólido.

- Q líquido: 72.81 m³/seg.
- B: 25.00 mts.
- γ_s : 2.49 gr/cm³
- S: 0.141 m/m
- d₄₀: 7.00mm

- i. q: El gasto unitario se calculó usando la Ecuación 43.

$$q = \frac{72.81}{25.00} = 2.91 \text{ m}^3/\text{seg-m}$$

- ii. q_o: Gasto crítico específico se calculó usando la Ecuación 42.

$$q_o = 0.26 \times \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{5/3} \times \frac{d^{3/2}}{S^{7/6}} \text{ m}^3/\text{seg-m}$$

$$q_o = 0.26 \times \left(\frac{2490 - 1000}{1000}\right)^{5/3} \times \frac{0.007^{3/2}}{0.141^{7/6}} = 0.00294 \text{ m}^3/\text{seg-m}$$

- iii. El gasto sólido se calculó usando la Ecuación 41.

$$t_f = 2500 \times 0.141^{3/2} \times (2.91 - 0.00294) = 359.63 \text{ kg/s/m}$$



iv. El caudal sólido se calculó usando la Ecuación 44.

$$Q_s = \left(\frac{tf}{\gamma_s}\right) \times B$$

$$Q_s = \left(\frac{359.63}{2490}\right) \times 25 = 3.61 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por lo tanto el caudal máximo probable se calculó usando la Ecuación 39.

$$Q_{total} = Q_{líquido} + Q_{sólido} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{total} = 72.81 + 3.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{total} = 76.43 \cong 76.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4.4. CÁLCULO DEL TIRANTE Y DE AGUA EN MÁXIMAS AVENIDAS

Con el área de la sección transversal calculada (ver Gráfico 2.06), el coeficiente de la rugosidad del terreno se determinó según Cuadro 2.11 para corrientes naturales con secciones pedregosas, el radio hidráulico, la pendiente del río; se calculó el tirante por aproximaciones sucesivas con la Ecuación 45 (Ecuación de Manning).

CÁLCULO DEL TIRANTE DE DISEÑO "Yo"

El tirante de diseño se determinó con la suma del tirante máximo "y" más el borde libre. Luego se utilizó la Ecuación 49, para calcular el tirante de diseño.

Datos para el cálculo del tirante (y)

Pendiente promedio del cauce (S)

S: 0.141 m/m.

Coefficiente de rugosidad del terreno (n)

n: 0.055

Datos de la sección transversal del eje del puente

α : 84°

β : 72°

b: 22.00 m.

Relaciones fundamentales para la sección transversal del puente, se calculó usando la Ecuación 46.

$$A = 22 \times y + \frac{y^2}{\text{tg}84^\circ} + \frac{y^2}{\text{tg}72^\circ} = 18.29 \text{ m}^2$$



$$Pm = 22 + \frac{y}{\text{sen}84^\circ} + \frac{y}{\text{sen}72^\circ} = 23.54 \text{ m}$$

$$R = \frac{22xy + \frac{y^2}{\text{tg}84^\circ} + \frac{y^2}{\text{tg}72^\circ}}{22 + \frac{y}{\text{sen}84^\circ} + \frac{y}{\text{sen}72^\circ}}$$

Caudal de diseño

$$Qd: \quad 76.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Despejando los valores en la ecuación general en función de y y por lo tanto el tirante del agua reemplazando en la Ecuación 45:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$y: \quad 0.75 \text{ m. (Sobre el nivel del fondo del cauce en el punto de paso).}$$

De acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC - PERU. 2008, recomienda una altura para el borde libre de nuestro puente de 2.00m.

Calculo del tirante de diseño “ Y_o ” reemplazando en la Ecuación 49:

$$Y_o = y + bl$$

$$Y_o = 0.70 + 2.00 = 2.70 \text{ m}$$

4.4.5. CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

1. Para determinar la profundidad de socavación, se necesita conocer el tipo de cauce y el caudal de diseño calculado anteriormente.
2. Ancho efectivo de la superficie del agua (Be): expresado como A/y .
3. Tirante normal o profundidad de la corriente (H_o).
4. Coeficiente de contracción (μ): Se determinó del Cuadro 2.18, con la velocidad media de la sección y la luz libre entre estribos.
5. Peso específico del suelo de cauce (γ_d): del estudio de suelos.
6. Exponente variable (x): Calculado del Cuadro 2.19, con el peso volumétrico seco y con el tipo de cauce.
7. Coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño (β): Calculado del Cuadro 2.20, con la probabilidad anual del 22% que se presenta en el gasto de diseño.
8. Área de la sección hidráulica (A): Calculado anteriormente.
9. Profundidad media de la sección (H_m): Resulta de dividir A/Be .



10. Lugo reemplazando los datos en la Ecuación 53. Finalmente se calculó la profundidad de socavación (ds) respecto al fondo del cauce, expresado como la diferencia de Hs y Ho. Los cálculos se detallan a continuación.

Tipo de Cauce: Suelo no cohesivo

Para obtener la socavación general del cauce (Hs) se utiliza la Ecuación 53:

La profundidad de socavación será calculada según el Ing. Juárez Badillo, en el tomo 3; mediante la siguiente igualdad: $V_r = V_e$, donde:

Se empleará el criterio de Lischvan-Levediev

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right]$$

Para calcular el valor de α se utilizó la Ecuación 54.

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e H_m^{5/3}}$$

Calculamos la velocidad media:

$$A = \frac{Q_d}{v}$$

$$v = \frac{76.50}{18.29} = 4.18 \text{ m/s}$$

Be: Ancho efectivo del cauce:

$$B_e = \frac{A}{y} = \frac{18.29}{0.75} = 24.38 \text{ m}$$

Hm: Tirante medio:

$$H_m = \frac{A}{B_e} = \frac{18.29}{25.00} = 0.76 \text{ m}$$

Por lo tanto coeficiente de contracción $\mu = 0.95$

- Claro entre los estribos=25.00 m
- Velocidad media: 4.18 m/s

Para calcular el valor de β trabajamos con una probabilidad del 22%



$$\begin{array}{l} 50\text{-----}0.82 \\ 22\text{-----}\beta \\ 20\text{-----}0.86 \end{array}$$

Por tanto usaremos en valor $\beta = 0.61$

Vamos a interpolar para obtener el valor de X para un suelo no cohesivo cuyo diámetro medio $d_m = 9.39 \text{ mm}$.

$$\begin{array}{l} 8.00 \text{ mm} \text{-----} 0.35 \\ 9.39 \text{ mm} \text{-----} x \\ 10.00 \text{ mm} \text{-----} 0.34 \end{array}$$

$X = 0.343$

$$\frac{1}{1+x} = 0.745$$

Reemplazando los valores en la Ecuación 54:

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e H_m^{5/3}}$$

$$\alpha = \frac{76.50}{0.95 \times 24.38 \times 0.83^{5/3}} = 4.47$$

Por lo tanto la altura de socavación se obtiene usando la Ecuación 54:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right]$$

$$H_s = \left[\frac{4.47 \times 0.95^{5/3}}{0.68 \times 0.61 \times 9.39^{0.28}} \right] = 3.57 \approx 3.60 \text{ m}$$

$$H_s - H_o = 3.60 - 0.95 = 2.65 \text{ m}$$

Para nuestro diseño utilizaremos una altura de socavación de 3.00 m para darle una mayor seguridad.

SOCAVACIÓN LOCAL POR EL METODO DE ARTAMONOV

Para el estudio de socavación local de los estribos se utilizó el método de ARTAMONOV para lo cual se utilizó los valores de los Cuadros.21, 22 y 23. Dependiendo de la forma del cauce, el caudal del cauce y del tipo de talud donde se emplazará el estribo de nuestro puente, estos valores obtenidos son reemplazados en la Ecuación 55 para obtener la altura de la socavación local.



PARA EL ESTRIBO

i. CALCULÓ DE (K_{θ}):

Coeficiente que depende del ángulo en relación (K_{θ}): 1.00 (Cuadro 2.21)

Para un ángulo de intersección entre la corriente del cauce y el estribo:

- $\theta=20^{\circ}$
- $K_{\theta}=0.84$

ii. CALCULÓ DE (K_Q):

Caudal de diseño $Q=76.5$ m³/s

Gasto teórico interceptado por el estribo izquierdo (Q_1): 22.95 m³/s

- $Q_1/Q=22.95/76.5=0.3$

Coeficiente que depende del ángulo en relación (K_Q): 3.22 (Cuadro 2.22).

iii. CALCULÓ DE (K_m):

Talud del estribo (m): (mH: 1V)

- $m=0.50$
- $K_m=0.91$
- $h=0.75$

Coeficiente que depende del talud (K_m):0.96 (Cuadro 2.23).

Tirante normal antes de la socavación (h): 0.75 m.

Reemplazamos en la Ecuación 55:

$$Ht = K_{\theta}K_QK_mh$$

$$Ht = 0.84 \times 3.22 \times 0.91 \times 0.75 = 1.85 \text{ m}$$

4.4.6. PLANTEAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE

El propósito más importante, de plantear un sistema de drenaje en puentes, es que el agua puede ser eliminada para que no se perjudique a la estructura del puente. El sistema de drenaje es uno de los más importantes factores de diseño de obras de ingeniería, pues controlar el agua de lluvia es muy importante.



DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL

Drenaje de la loza del puente

Al existir acumulamiento de aguas de lluvia sobre la loza, esto provocara daños en la estructura del puente, por esto será necesario dar un bombeo, para puentes se considera en la loza del tablero un bombeo de 1 a 2% y tubería PVC-SAL con diámetro de 2", cada 5 m a cada lado de la loza.

Drenaje de los Estribos

Los materiales utilizados como relleno detrás de un muro de sostenimiento deberán ser granulares y deberán permitir el libre drenaje. Si los muros retienen suelos cohesivos in situ se deberá proveer drenaje adecuado para reducir la presión hidrostática detrás del muro.

4.4.7. TIPO DE FLUJO

Para conocer el tipo de flujo que presenta el cauce de nuestro puente, se hizo el estudio hidráulico utilizando el modelo de matemático como si se tratase de un canal abierto.

Para clasificar el tipo de flujo para ello se utilizó la Ecuación 56 para calcular el Número de Reynolds y ver en rangos de variación, además fue necesario calcular el número de Froude para ello se usó la Ecuación 57.

El Número de Reynolds se obtiene con la Ecuación 56:

Calculamos la velocidad del flujo

$$Q_{total} = 72.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 18.29 \text{ m}^2$$

$$V = 4.18 \text{ m/s}$$

Para el cálculo del radio hidráulico usamos la Ecuación 48:

$$R = \frac{18.29 \text{ m}^2}{23.54 \text{ m}} = 0.78 \text{ m}$$

El valor de la viscosidad cinemática

- $Vis = 1.52 \times 10^{-6}$

Por tanto



$$N_R = \frac{4.18 \times 0.78}{2.32 \times 10^{-6}}$$

$$NR = 1.40 \times 10^6$$

Por lo tanto el Número de Reynolds es mayor que 2000.

Para el cálculo del Número de Froude usamos la Ecuación 57:

Para el cálculo de la profundidad hidráulica usamos la Ecuación 58:

$$Y_h = 1.01$$

$$NF = \frac{4.18 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m}^2 \times 0.76}} = 1.53$$

Por lo tanto

El flujo

$$NR > 2000 \quad \text{y} \quad NF > 1.00$$

Por lo tanto el flujo es Subcrítico Turbulento.

4.5. DISEÑO GEOMÉTRICO

4.5.1. LUZ DEL PUENTE

La luz del puente es el primer parámetro que se tendrá en cuenta, para seleccionar el tipo de puente a diseñar. La luz del puente se determinará, después de haber realizado el levantamiento topográfico y quedar bien definida la ubicación de los apoyos.

4.5.2. ALTURA DEL PUENTE

La altura del puente queda determinado, después de haber realizado el estudio hidrológico y las condiciones topográficas de la zona de ubicación del puente, dentro de los parámetros más importantes a tomar en cuenta en el estudio hidrológico tenemos: tirante máximo, borde libre.

4.5.3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA CALZADA

En relación a la sección transversal existen varios valores que deben tomarse en cuenta: el ancho de la vía de acceso en el que hay que distinguir la calzada o vía de rodadura y los sobreechamientos o bermas. En todos los casos el ancho del puente, en su área de pavimento vehicular debe ser por lo menos igual al de la vía de acceso, es decir calzada más bermas, dependiendo de la importancia de la vía y de la longitud total del puente, en algunos casos el ancho del pavimento del puente puede ser entre 0.60 m. a 2.40 m. mayor que el acceso.



4.5.4. DATOS GEOMÉTRICOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE.

- L : 25.00 m Luz del puente.
- N-vigas : 2.00 u Número de vigas.
- N-vías : 1.00 u Número de vías.
- C : 4.50 m Ancho de calzada.
- S : 3.00 m Distancia entre vigas.
- dex : 1.7 m Distancia de extremo de losa al eje de la viga exterior.
- Camión de diseño HL-93

PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS METÁLICAS DE ACERO

Para calcular el peralte de la viga principal de nuestro puente de tipo doble T compuesta, usaremos el Cuadro 2.24.

- hw : 0.04 L m Acero:
- hw : 1.00 m (Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD)

ASUMIREMOS:

- hw : 1.00 m Peralte de la alma.
- bfs : 0.4 m Ancho del ala superior.
- tfs : 2.54E-02 m Espesor del ala superior.
- hw : 1.00 m Altura del alma.
- tw : 1.27E-02 m Espesor del alma.
- bfi : 0.5 m Ancho del ala inferior.
- tfi : 2.54E-02 m Espesor del ala inferior.

PROPIEDADES DEL TABLERO DEL PUENTE

- ts : 0.20 m Espesor de losa
- eg : 0.8 m Distancia entre los centros de gravedad de la losa y la viga
- de : 0.45 m Distancia del Inicio de calzada al eje de la viga exterior



DEFINIREMOS LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A USAR EN EL DISEÑO DEL PUENTE

Calcularemos el módulo de elasticidad del concreto usando la ecuación 75:

$$\text{Concreto} = E = 0.043 * \gamma^{1.5} * \sqrt{f_c} \text{ Mpa}$$

- E concreto : 284418.27 kg/cm² Módulo de Elasticidad del Concreto.
- f'c : 280 kg/cm² Resistencia Especificada del concreto.

Usaremos los siguientes valores para nuestro diseño propuesto por el AASHTO LRFD:

- n : 8.00 Relación Modular.
- $\gamma^{C^oA^o}$: 2.50 Tn/m³ Peso específico del concreto armado.
- γ_{acero} : 7.85 Tn/m³ Peso específico del acero.
- $\gamma_{asfalto}$: 2.2 Tn/m³ Peso específico del asfalto.

Acero :

- Fy: 50ksi : 3515.42 kg/cm² Esfuerzo de fluencia del acero estructural.
- Fu: 65ksi : 4570.04 kg/cm² Resistencia a la tracción mínima
- Fy: 4200 kg/cm² Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- E acero: 20300000 ton/m² Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
- Es: 207 KN/m² Módulo de elasticidad del acero estructural de la viga.

4.6. SUPERESTRUCTURA

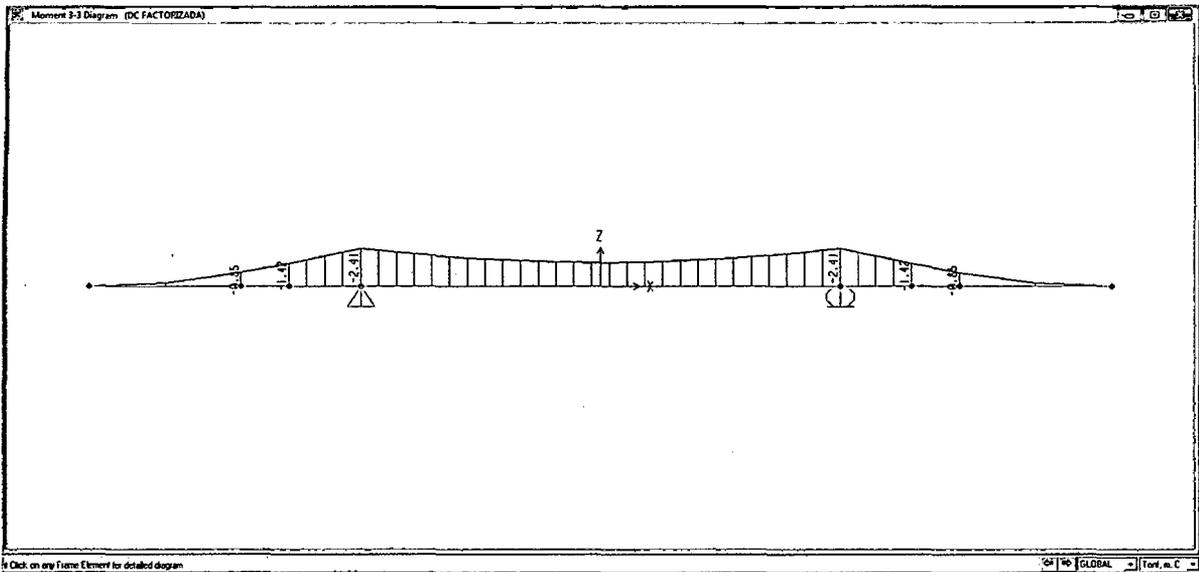
4.6.1. DISEÑO DE LA LOZA DEL TABLERO DEL PUENTE

Análisis estructural

Para el diseño del tablero, se ha hecho el análisis estructural, para un metro de longitud de la sección de la loza del puente, modelándolo como una viga simplemente apoyada utilizando, el software sap2000 v14.1.0 advance, obteniendo los momentos flectores factorizados que a continuación se presentan.

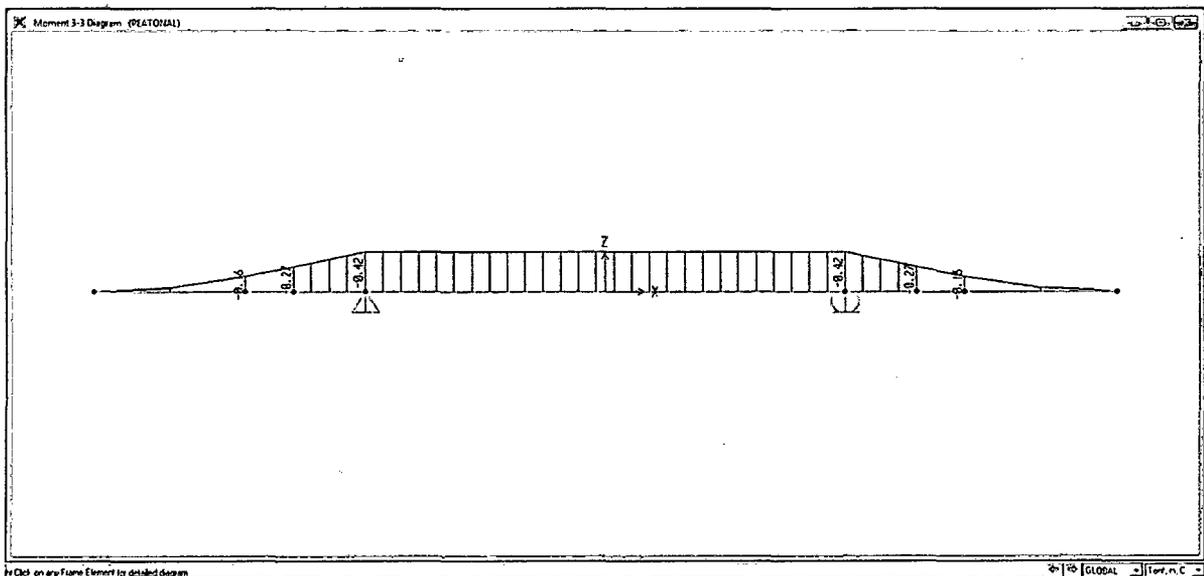


Momento flector obtenido del software sap2000 v14.1.0 proveniente del peso propio.



FUENTE: Elaboración Propia

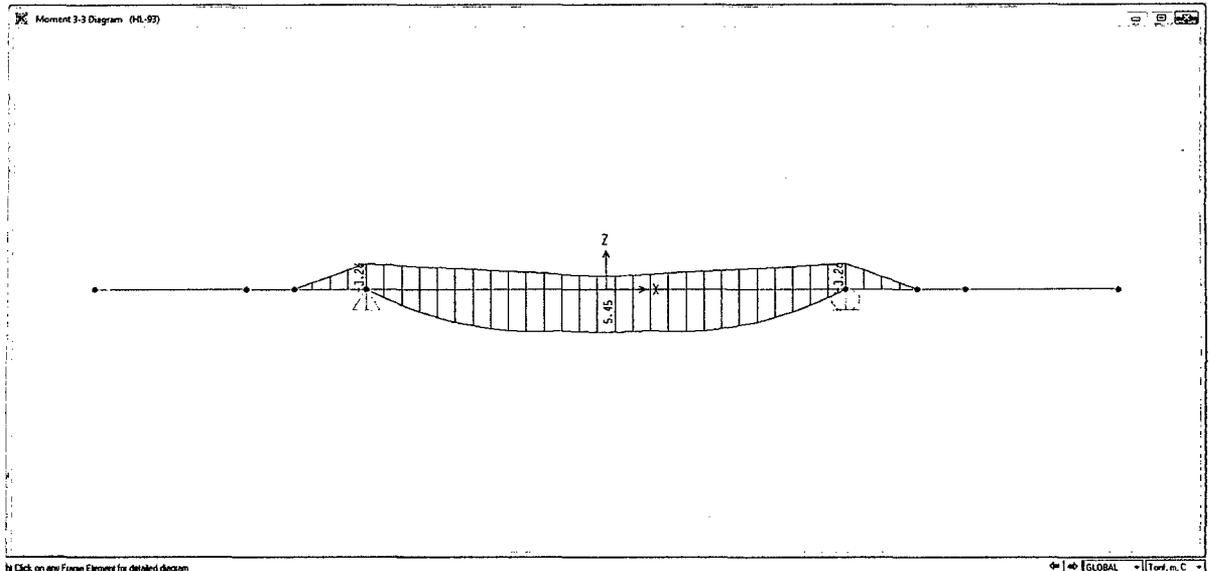
Momento flector proveniente de la carga peatonal.



FUENTE: Elaboración Propia



Momento flector proveniente de la carga móvil (Camión de diseño HL-93).



FUENTE: Elaboración Propia

Carga	Momento Flector (t-m)		
	Voladizo	Apoyo M(-)	Tramo Interior M(+)
DC1	1.420	2.410	0.000
PL	0.270	0.420	0.000
LL+IM1VIA	0.000	3.260	5.450

Para calcular la distribución de las cargas móviles en el tablero del puente se utilizara el método el Ancho equivalente de franjas propuesto por el AASHTO LRFD

S= Separación de los elementos de apoyo (mm) S= 3000 (mm).

X= Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm) X= 300 (mm).

- $E_v = 1140 + 0.833X$: 1389.9 mm Calculado usando la Ecuación 72.
- $E_- = 1220 + 0.25S$: 1970 mm Calculado usando la Ecuación 73.
- $E_+ = 660 + 0.55S$: 2310 mm Calculado usando la Ecuación 74.

Cálculo de los momentos por ancho de franja E

Carga	Voladizo	Apoyo M(-)	Tramo interior M(+)
(LL + IM 1VIA)/E	0.00	1.66	2.40



Momentos afectados por factor de presencia múltiple m

m1= 1 vía cargada: 1.20

Análisis por sobrecarga vehicular (LL) y peatonal (PL)

Carga	Voladizo	Apoyo (-)	Tramo Int. (+)
(LL + IM 1VIA)/E*m1-máx	0.000	1.986	2.831
PL*m1	0.324	0.504	0.000
M máx	0.324	1.986	2.831

Calculamos los momentos de diseño usando la ecuación 60:

Estado Límite: Resistencia I

Mvolado = 1.25 (DC1 + DC2 + DC3+D4) +1.5DW + 1.75 (LL+IM)

Mvolado = 2.460 ton/m

M (0.4L1) - = 1.25 (DC1+ DC2+ DC3 + DC4) +1.5DW + 1.75 (LL+IM)

M (0.4L1) - = 5.89 ton/m

M (0.5L2) + = 1.25(DC1 + DC2 + DC3+D4) +1.5DW + 1.75(LL+IM)

M (0.5L2) + = 4.96 ton/m

Diseño de la losa en concreto armado

Datos de diseño:

- fc: 280.00 Kg/cm2 Resistencia del concreto especificada.
- fy: 4200.00 Kg/cm2 Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- b: 1.00 m Se analizara la losa del tablero para un metro de ancho.

Tramo interior

- h: 0.20 m Peralte de la losa del tablero
- dc: 4.00cm Recubrimiento de la losa del tablero.
- d: 16.00 cm Peralte efectivo de la losa del tablero del puente.
- Ø: 0.90 Factor de reducción

Cuantía Balanceada

Calculo del acero transversal del tablero del puente

Cuantía balanceada fue calculada usando la Ecuación 76:

$$\rho_b = \beta * 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \right)$$

β1 = 0.85
 Es = 2040000 Kg/cm2 Módulo de Elasticidad.



pb = 0.0216

Cuantía máxima:

Usando la Ecuación 77, obtenemos la cuantía máxima

máx. = 0.50 * pb

ρmáx = 0.01445

Cuantía mecánica inicial fue calculada usando la Ecuación 81

w = 0.21675

Momento resistente de la sección se halla usando la Ecuación 79

Mn = ϕ * b * d^2 * fc * w * (1 - 0.59w) x 10^5)

Mn = 12.19 ton/m

Diseño por flexión en tramo en volado

Diseño para acero transversal

Mu-Volado:	2.46 ton/m	Proveniente del análisis estructural.
Kw:	11.48	Calculado usando la Ecuación 80.
a:	0.73 cm2	Calculado usando la Ecuación 81.
As:	4.16 cm2	Calculado usando la Ecuación 82.
As mín.:	3.60 cm2	Calculado usando la Ecuación 83.
As máx:	23.12 cm2	Calculado usando la Ecuación 84.

As Colocado :

Diseño transversal				Área total
4	1/2	@	0.25 m	5.06 cm2

Diseño para acero longitudinal calculado usando la ecuación 86.

%As-d =	1750/S	:	31.95 %	As-Principal.
%As-d =	1.33 cm2			
As-Mín =	3.60 cm2			Usando la Ecuación 83.
As-L =	3.13 cm2			Usando la Ecuación 86.
As Colocado :				

Diseño longitudinal				Área total
5	3/8	@	0.20m	2.85 cm2



Diseño por flexión por momento negativo

Mu-: 5.89 ton/m Proveniente del análisis estructural.
 Kw: 27.47 Calculado usando la Ecuación 80.
 a: 1.82 cm² Calculado usando la Ecuación 81.
 As: 10.32 cm² Calculado usando la Ecuación 82.
 As mín.: 3.60 cm² Calculado usando la Ecuación 83.
 As máx.: 23.12 cm² Usando la Ecuación 84.
 As Colocado

Diseño transversal				Área total
5	5/8	@	0.2 m	9.90 cm ²

Diseño para acero longitudinal

Calculado usando la Ecuación 85:

%As-d = $1750/\sqrt{S}$: 31.95 % As-Principal.
 %As-d = 3.30 cm²
 As-Mín = 3.60 cm² Calculado usando la Ecuación 83.
 As-L = 5.10 cm² Calculado usando la Ecuación 86.
 As Colocado :

Diseño transversal				Área total
4	1/2	@	0.25 m	5.068 cm ²

Diseño por flexión por momento positivo

Mu-: 4.95 ton/m Proveniente del análisis estructural.
 Kw: 23.13 Calculado usando la Ecuación 80.
 a: 1.52 cm² Calculado usando la Ecuación 81.
 As: 8.60 cm² Calculado usando la Ecuación 82.
 As mín.: 3.60 cm² Calculado usando la Ecuación 83.
 As máx.: 23.12 cm² Calculado usando la Ecuación 84.

As Colocado

Diseño Transversal				Área Total
5	5/8	@	0.20 m	9.895 cm ²

Diseño para acero longitudinal:

%As-d = $1750/S$: 31.95 % As-Principal.



$\%As-d = 2.75 \text{ cm}^2$
 $As-Min = 3.60 \text{ cm}^2$ Usando la Ecuación 83.
 $As-L = 4.55 \text{ cm}^2$ Usando la Ecuación 86.

As Colocado :

Diseño Transversal				Área Total
4	1/2	@	0.25 m	5.068 cm ²

Longitud de anclaje de y empalmes

Veredas usaremos la ecuación 87:

$Ld = 12.35 \text{ cm}$ por lo tanto usaremos 30 cm.

En la loza usaremos la Ecuación 88 y 89:

$Ld = 30 \text{ cm}$.

4.6.2. DISEÑO VIGAS DE LAS PRINCIPALES

METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas, se han calculado los valores de la loza, vereda, barreras y la superficie de desgaste, para las demás cargas incluida la carga vehicular del camión de diseño (HL-93), serán calculadas por el programa, que se utilizara para el diseño estructural del puente CSI Bridge V15.0 advance.

CARGAS DC1

El peso de la viga será calculada por el programa

- DC-1 LOZA : 0.20 x 2.50 : 0.50 Ton/m²
- DC-1 VEREDA : 0.20 x 2.50 : 0.50 Ton/m²

CARGAS DC2

- BARRERAS DC2 : 0.10 Ton/m

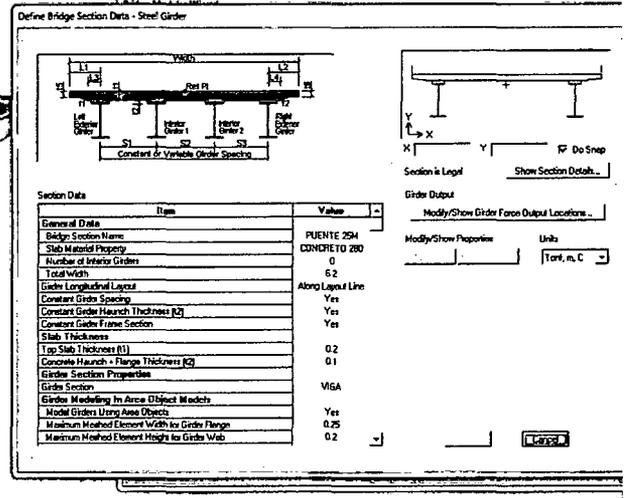
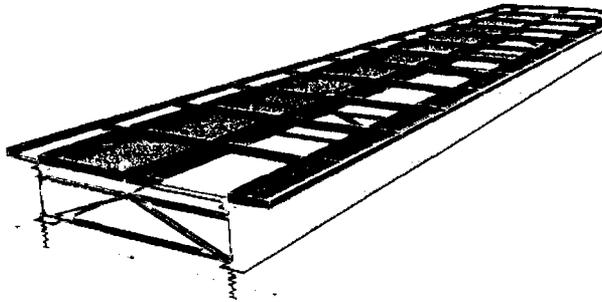
SUPERFICIE DE DESGASTE CARGAS DW

- PAVIMENTO : 0.05 x 2.20 : 0.11 Ton/m²

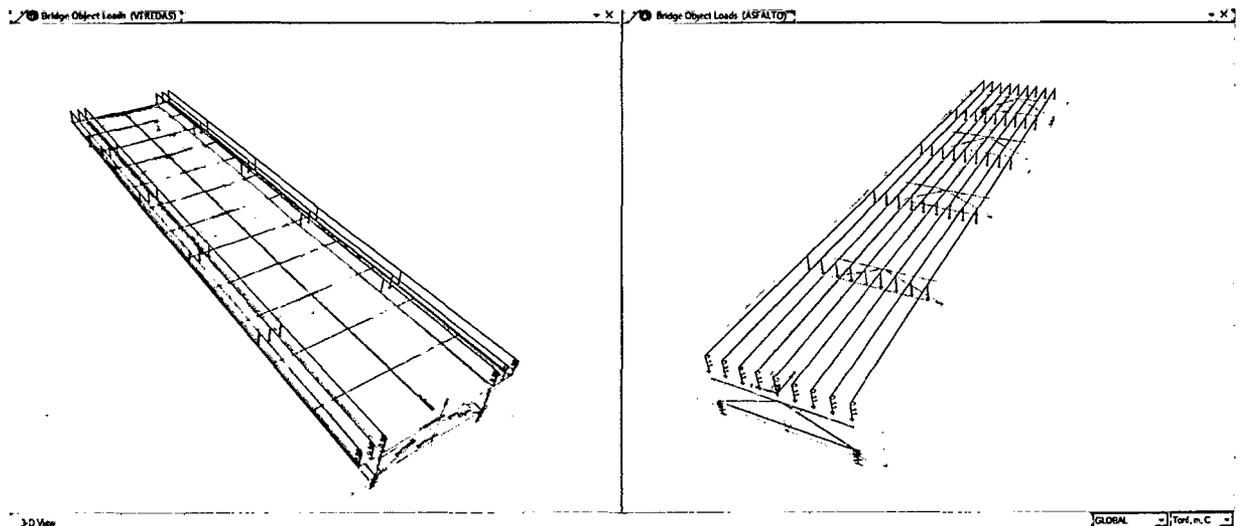
A continuación se presenta una vista tridimensional y la sección transversal del puente en estudio:



Sección transversal del puente:



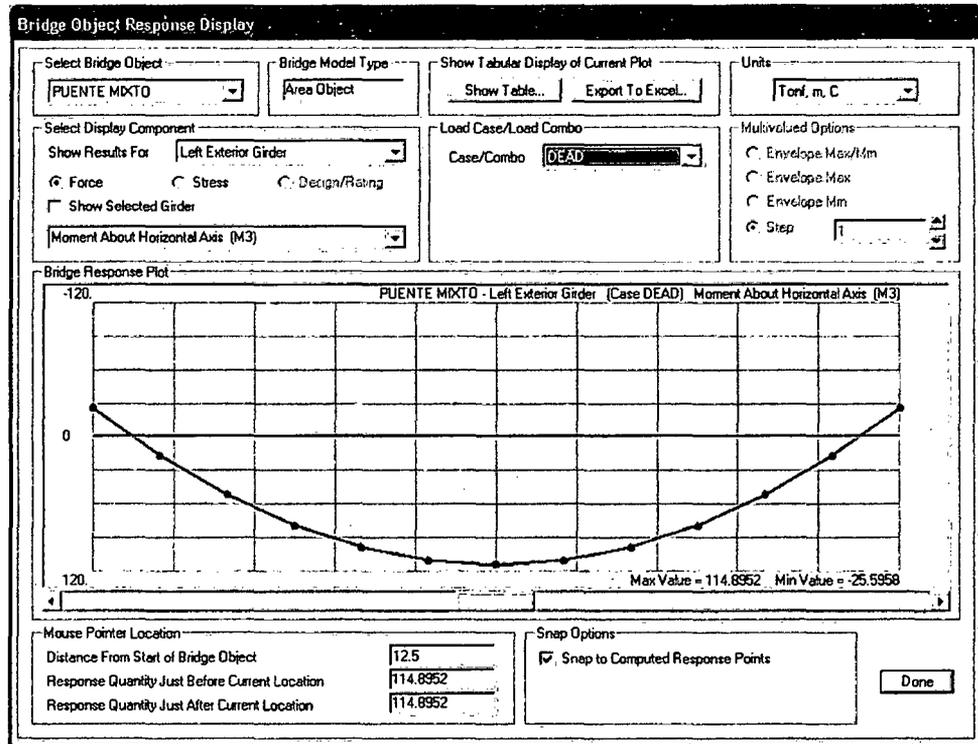
Para obtener los valores de los momentos y cortantes, fueron introducidas al modelo (CSI Bridge), las cargas provenientes del metrado tal como se muestra en el siguiente gráfico.



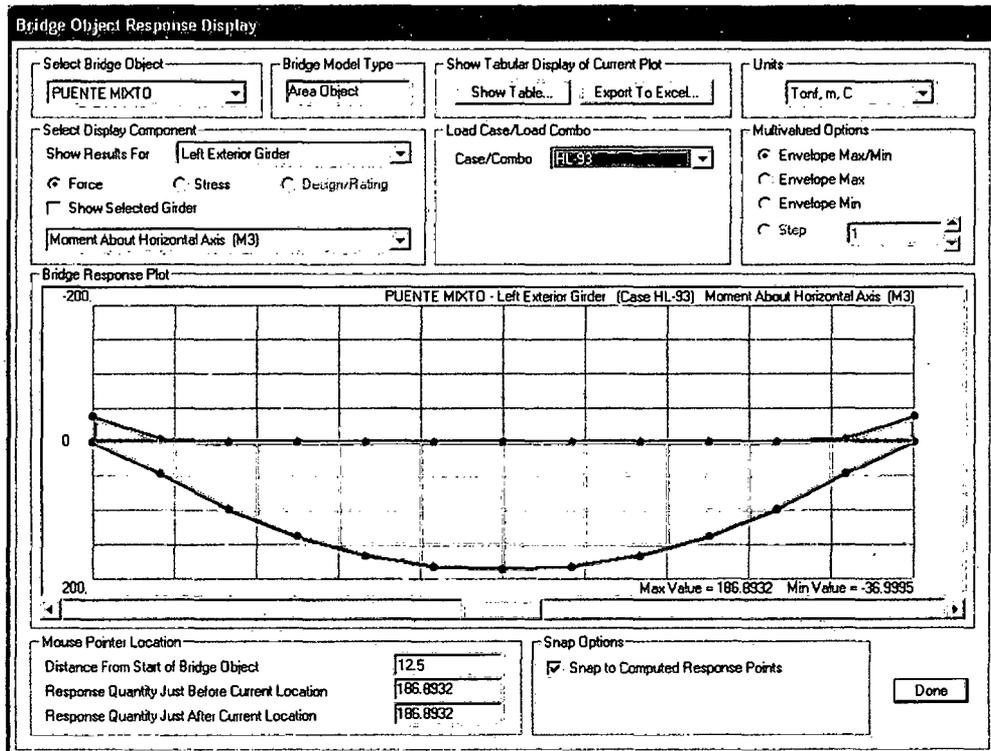
Momentos flectores y cortantes actuantes en cada viga obtenidos del software CSI Bridge:



Momento flector producido por el peso propio de la estructura en la viga principal.

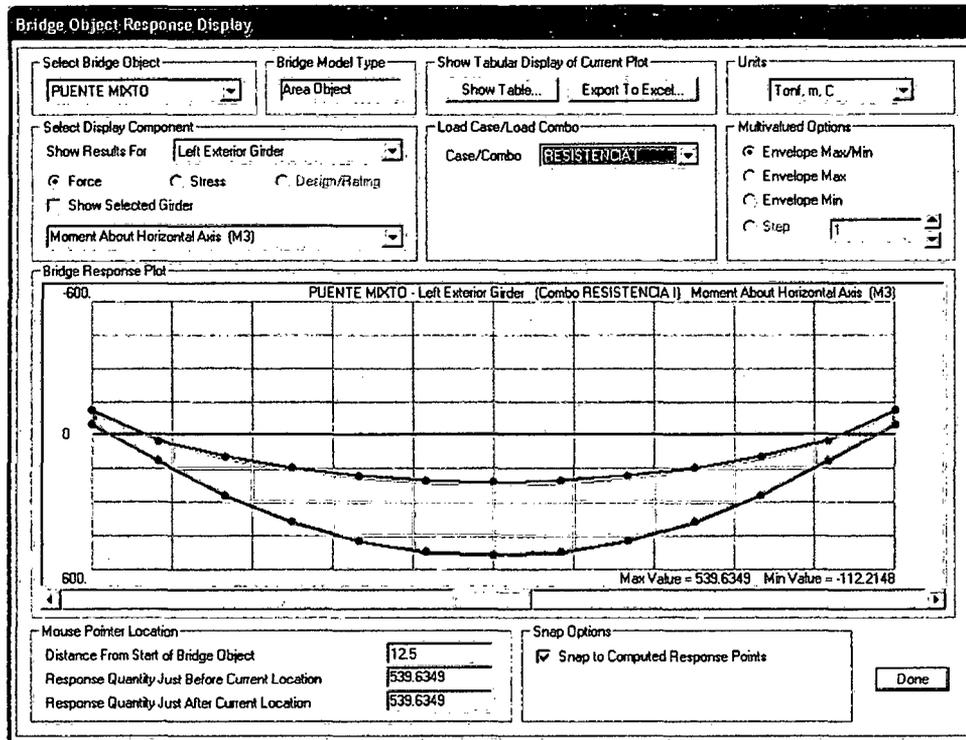


Momento flector producido por camión de diseño HL-93 en la viga principal.

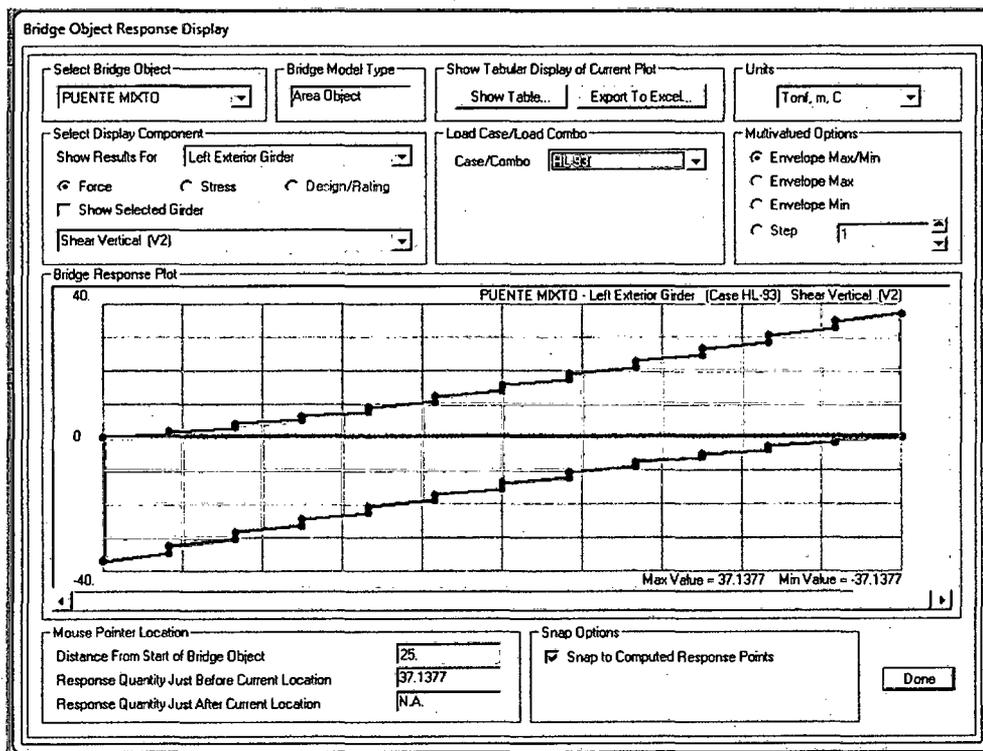




Momento factorizado por el Estado Limite de Resistencia I, actuante en la viga principal.

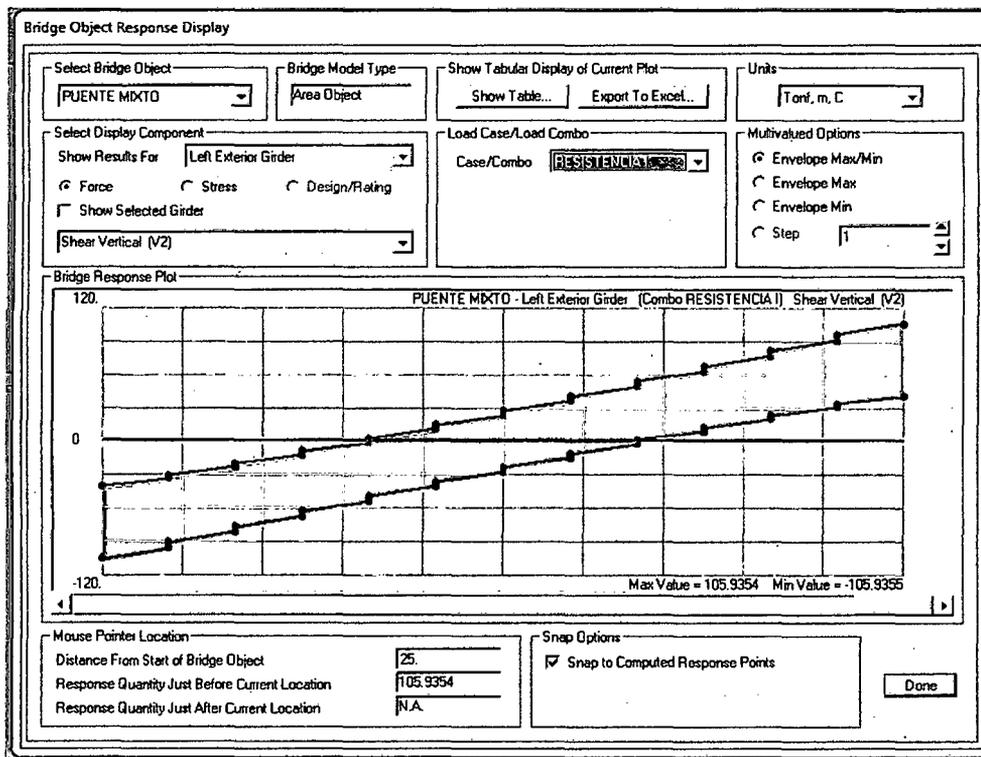


Cortante producido por camión de diseño HL-93, actuante en la viga principal.

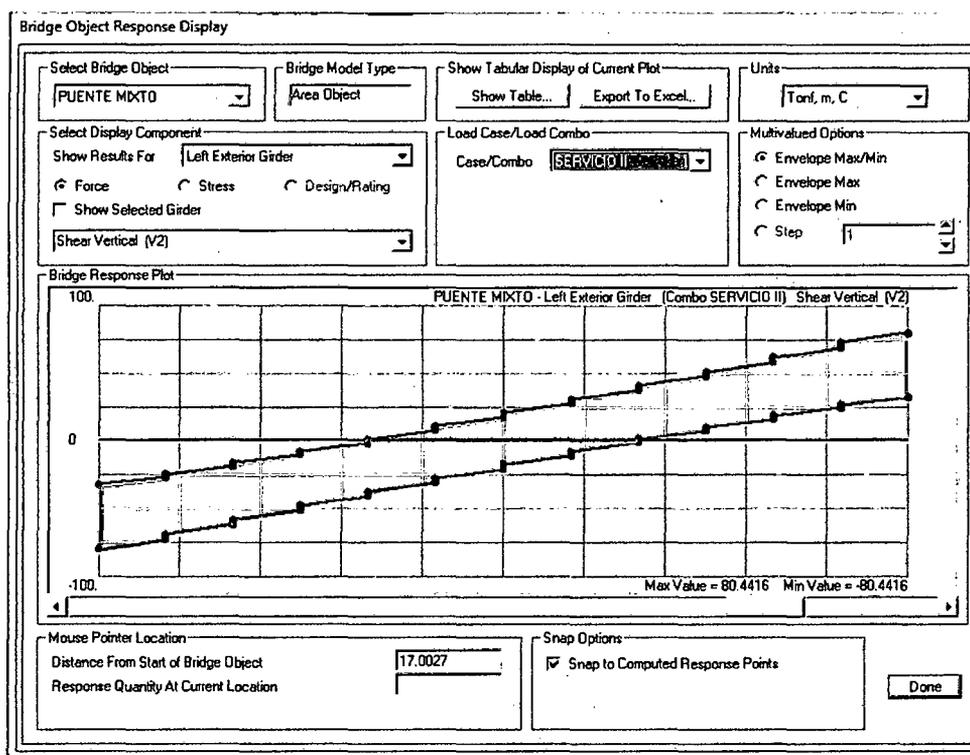




Cortante factorizado por el Estado Limite de Resistencia I, actuante en la viga principal.



Cortante factorizado por el Estado Limite de Servicio II, actuante en la viga principal.





A continuación, presentamos un resumen de los valores de los momentos flectores y cortantes, actuantes en el puente de estructura mixta los cuales fueron obtenidos usando la Ecuación 60.

Momentos		Cortantes	
• DC1-VIGA	: 114.9 Ton/m	22.71 Ton	
• DC1-VEREDA	: 29.81 Ton/m	5.60 Ton	
• DC2-BARRERAS	: 6.37 Ton/m	1.20 Ton	
• DW-PAVIMENTO	: 15.82 Ton/m	2.96 Ton	
• LL+IM (33%)	: 186.89 Ton/m	37.14 Ton	
• LL+IM (15%)	: 196.87		

Para nuestro diseño usaremos tres combinaciones propuestos por el AASHTO LRFD, que a continuación detallamos

Resistencia I

$1.75*(LL+IM)+1.25*(DC-1VIGA+DC1-LOZA+DC1-SILLETA+DC1-VEREDA)+1.50*(DC2-BARRERAS)+1.50*(DW-PAVIMENTO)$

Resistencia I : Momento flector: 539.63 ton/m Cortante: 105.93 ton

Servicio II

$1.3*(LL+IM)+1.0*(DC-1VIGA+DC1-LOZA+DC1-VEREDA+DC1-SILLETA)+1.00*(DC2-BARRERAS)+1.00*(DW-PAVIMENTO)$

Servicio II : Momento flector: 409.86 ton/m Cortante: 80.44 ton

Fatiga: $0.7*(LL+IM)$

Fatiga: Momento flector: 147.65 Ton/m

LÍMITES DE PROPORCIONALIDAD DE LA SECCIÓN

Las dimensiones de la sección de la viga serán calculadas usando la ecuación 90:

- a) Alma con rigidizador longitudinal $D/tw \leq 300$
D = Peralte del alma de la trabe
tw = Espesor del alma de la trabe
 $78.74 \leq 300$ NO NECESITA

Las dimensiones de la sección de la viga serán calculadas usando la Ecuación 91:

- b) Alma sin rigidizador longitudinal $D/tw \leq 150$



D = Peralte del alma de la trabe
tw = Espesor del alma de la trabe

$$78.74 \leq 150 \text{ No necesita}$$

4.2.2 Proporción en las alas de la viga metálica:

Las dimensiones de la sección de la viga serán calculadas usando la Ecuación 92,93 y 94 respectivamente:

a) Ala superior

$$\begin{array}{lclcl}
 bf/2tf \leq 12 & 7.87 & \leq & 12 & \text{OK} \\
 bf \geq D/6 & 0.4 & \geq & 0.17 & \text{OK} \\
 tf \geq 1.1tw & 2.54E-02 & \geq & 1.40E-02 & \text{OK}
 \end{array}$$

Las dimensiones de la sección de la viga, serán calculadas usando la Ecuación 92,93 y 94 respectivamente

b) Ala inferior

$$\begin{array}{lclcl}
 bf/2tf \leq 12 & 9.84 & \leq & 12 & \text{OK} \\
 bf \geq D/6 & 0.5 & \geq & 0.17 & \text{OK} \\
 tf \geq 1.1tw & 2.54E-02 & \geq & 1.40E-02 & \text{OK}
 \end{array}$$

Determinamos del ancho efectivo de la loza viga exterior utilizando las Ecuaciones 69,70 y 71 respectivamente, siendo el menor valor de las siguientes expresiones:

- a) $1/4L = 6.25m$ Un cuarto de la luz Efectiva
- b) $12 * ts + \text{máx}(tw, 1/4bfs) = 2.5m$
- c) $S = 3.4m$ distancia promedio entre las vigas
Por lo tanto el ancho efectivo de la loza es $2.5 m$

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA

DISEÑO DE LA VIGA PARA MOMENTOS POSITIVOS (TRAMO CENTRAL)

El eje neutro se calculara, con respecto al eje de coordenadas (0,0) de la sección:

Descripción	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	d (cm)	A*d
Ala Superior	40.00	2.54	101.60	103.79	10545.064
Alma	1.27	100	127.00	52.54	6672.58
Ala Inferior	50.00	2.54	127.00	0.127	16.129
		ΣA	355.6	ΣA*d	17233.773



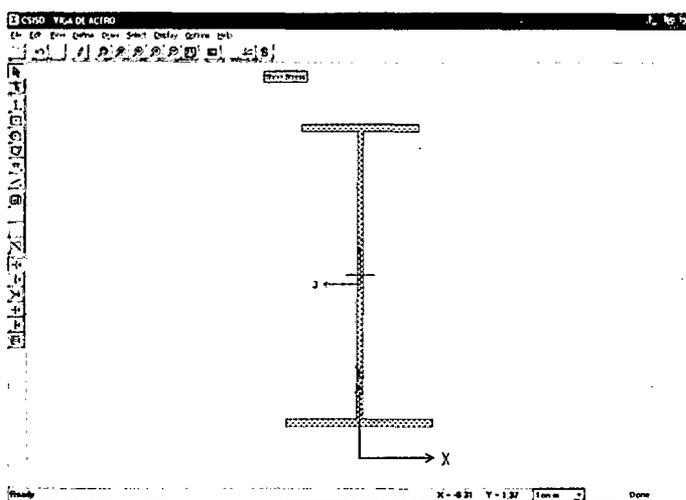
La altura del eje neutro de la sección de la viga, se se obtiene utilizando la Ecuación 96 y 97 respectivamente:

$$y_{tf2} = 48.464\text{cm}$$

$$y_{tf1} = h_{viga} - y_{tf2} = 56.616\text{cm}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección de la viga:

El eje del momento de inercia se calculara con respecto al centro de gravedad, medido desde las coordenadas (X=0, Y=60.07), para lo cual usaremos el teorema de Steiner y serán verificados con los resultados obtenidos del software sap2000 v14.1.0, mediante el subprograma section designer.



Properties	
Base Material	ACERO A36
Xcp	0
Ycp	60.077
Axis Angle	0
A	419.4472
J	741.6735
I33	754835
I22	40063
I23	0
AS2	197.2833
AS3	213.9847
S33(+face)	13576
S33(-face)	15281
S22(+face)	1602.5208
S22(-face)	1602.5208
Z33	16394
Z22	2634.6295
I33	42.4216
I22	9.7731
d33pna	-3.5468
d22pna	0

Descripción	A (cm ²)	d (cm)	A*d ²	Io (cm ⁴)	Ixx (cm ⁴)
Patín superior	101.6	43.37	191105.22	54.62	191159.84
Alma	127	6.88	6011.47	105833.33	111844.80
Patín Inferior	127	56.15	400408.46	68.28	400476.74
				∑Ixx	703481.384

CÁLCULO DEL MÓDULO DE LA SECCIÓN

Módulo de sección con respecto al patín superior (compresión), se obtiene usando la Ecuación 98:

- $S_{topgdr-f1} = 12425.47 \text{ cm}^3$

Módulo de sección con respecto al patín inferior (tensión), se obtiene usando la Ecuación 99: $S_{botgdr-f1} = 14515.57 \text{ cm}^3$



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA PARA (3n)

Estas propiedades se utilizan, para cargas de larga duración como las cargas muertas superpuesta:

El eje neutro se calculara con respecto al eje de coordenadas (0,0) de la sección:

Descripción	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	d (cm)	A*d
Patín sup.	40.00	2.54	101.60	103.79	10545.06
Alma	1.27	100.00	127.00	52.54	6672.58
Patín Inf.	50.00	2.54	127.00	0.13	16.13
Silleta	40.00	10.00	400.00	110.54	44216.00
Loza (A=b*h/3n)	250.00	20.00	208.33	126.04	26258.33
		ΣA	963.93	ΣA*d	87708.11

La altura del eje neutro de la sección de la viga se calculara, utilizando la Ecuación 96 y 97 respectivamente:

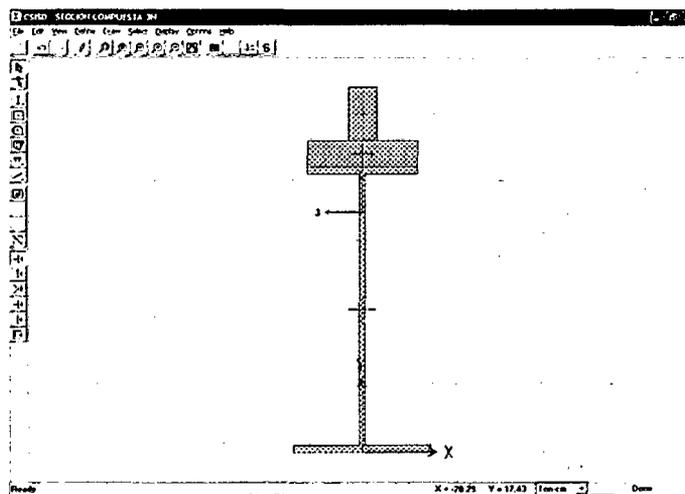
$$y_{tf2} = 90.99\text{cm}$$

$$y_{tf1} = h_{viga} - y_{tf2} = 44.09\text{cm}$$

$$y_{loza} = y_{tf1} + s + e = 74.09\text{cm}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN (3n)

El eje del momento de inercia se cálculo con respecto al centro de gravedad medido desde las coordenadas (X=0.00, Y=88.37) para lo cual usaremos el teorema de Steiner y serán verificados con los valores obtenidos del software sap2000 v14.1.0. mediante el subprograma section designer.



Properties	
Base Material	Concrete
Xcp	
Ycp	
Axis Angle	0
A	1028
J	34573
I33	1871843
I22	95282
I23	0
AS2	253.9611
AS3	761.7773
S33(face)	40072
S33(back)	21182
S22(face)	3811.2804
S22(back)	3811.2804
Z33	23293
Z22	7237.5845
r33	42.6715
r22	9.6274
d33pno	19.0721
d22pno	0



Descripción	A (cm ²)	d (cm)	A*d ²	Io (cm ⁴)	Ixx(cm ⁴)
Patín superior	101.60	12.62	16181.26	54.62	16235.89
Alma	127.00	37.63	179834.15	105833.33	285667.48
Patín Inferior	127	89.9	1026415.27	68.28	1026483.55
Silleta	400.00	20.37	165974.76	3333.33	169308.09
Loza (A=b*h/3n)	208.33	34.87	253316.02	6944.44	260260.47
				ΣIxx	1757955.47

CÁLCULO DEL MÓDULO DE LA SECCIÓN

Módulo de sección con respecto al patín superior (compresión), se obtiene usando la Ecuación 98:

- $stopgdr-3n = 39871.80 \text{ cm}^3$

Módulo de sección con respecto al patín inferior (tensión) se obtiene usando la Ecuación 99:

- $sbotgdr-3n = 19320.36 \text{ cm}^3$

Módulo de sección con respecto a la loza:

- $Stf \text{ loza}-3n = 23727.24 \text{ cm}^3$

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA PARA (n)

Estas propiedades se utilizan para cargas de corta duración como las cargas móviles, los equipos durante la construcción del puente, etc:

El eje neutro se calculara se calculara con respecto al eje de coordenadas (0,0) de la sección:

Descripción	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	d (cm)	A*d
Patín superior	40.00	2.54	101.60	103.79	10545.06
Alma	1.27	100.00	127.00	52.54	6672.58
Patín Inferior	50.00	2.54	127.00	0.13	16.13
Silleta	40.00	10.00	400.00	110.54	44216.00
Loza (A=b*h/n)	250.00	20.00	625.00	126.04	78775.00
		ΣA	1380.60	$\Sigma A*d$	140224.77

La altura del eje neutro de la sección de la viga se calculara utilizando la Ecuación 96 y 97 respectivamente:

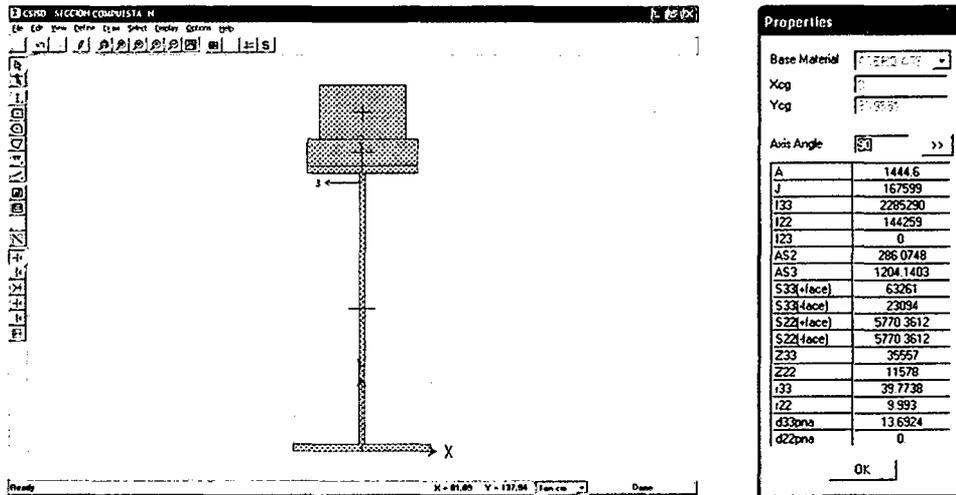
- $ytf2 = 101.568cm$



- $y_{tf1} = h_{viga} - y_{tf2} = 33.512\text{cm}$
- $y_{loza} = y_{tf1} + s + e = 63.512\text{cm}$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INERCIA (n)

El eje del momento de inercia se cálculo con respecto al centro de gravedad medido desde las coordenadas (X=0.00, Y=98.96), para lo cual usaremos el teorema de Steiner y serán verificados con los valores obtenidos del software sap2000 v14.1.0. mediante el subprograma section designer.



Descripción	A (cm ²)	d (cm)	A*d ²	lo (cm ⁴)	Ixx(cm ⁴)
Patín sup.	101.60	4.83	2370.22	54.62	2424.84
Alma	127	42.42	228530.96	105833.33	334364.30
Patín Inf.	127	95.7	1163128.23	68.28	1163196.51
Silleta	400.00	11.58	53638.56	3333.33	56971.89
Loza (A=b*h/n)	625.00	29.08	528529.00	20833.33	549362.33
				∑Ixx	2106319.87

Para el cálculo del módulo de la sección se usaran las Ecuaciones 98 y 99 respectivamente:

Módulo de sección con respecto al patín superior (Compresión):

- $S_{topgr-n} = 62852.70\text{ cm}^3$

Módulo de sección con respecto al patín inferior (Tensión)

- $S_{botgr-n} = 20738.03\text{ cm}^3$

Módulo de sección con respecto a la loza superior

- $S_{tf\ loza-n} = 33164.12\text{ cm}^3$



A continuación se presenta un resumen, de los módulos de sección para diferentes condiciones de servicio:

Tipo de análisis	Superior Stf1 (cm3)	Inferior Stf2 (cm3)	S loza (cm3)
Viga	12425.47	14515.57	-
Secc. Compuesta 3n	39871.80	19320.36	23727.24
Secc. Compuesta n	62852.70	20738.03	33164.12

Los esfuerzos máximos se obtienen de la siguiente manera:

PATÍN SUPERIOR DE LA TRABE

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga serán calculados utilizando la Ecuación 100:

- Carga muerta -Peso propio (Sección no compuesta)

$$M_{noncompDI} : 144.71 \text{ Ton/m}$$

$$Stopgdr - f1 : 12425.47 \text{ cm}^3$$

$$f_{noncomp} : (-M_{noncompDI}) / (Stopgdr - f1)$$

$$f_{noncomp} : -11646.2381 \text{ Ton/m}^2 : -16.56 \text{ ksi}$$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de larga duración serán obtenidos utilizando la Ecuación 101 y 102:

- Carga muerta por barreras (Sección compuesta)

$$M_{parapet} : 6.37 \text{ Ton/m}$$

$$Stopgdr - 3n : 39871.80 \text{ cm}^3$$

$$f_{parapeto} : (-M_{parapeto} D2) / (Stopgdr - 3n)$$

$$f_{parapeto} : -159.7620328 \text{ Ton/m}^2 : -0.23 \text{ ksi}$$

- Carga muerta: Pavimento (Sección compuesta)

$$M_{fws} : 15.82 \text{ Ton/m}$$

$$Stopgdr - 3n : 39871.80 \text{ cm}^3$$

$$f_{pavimento} : (-M_{pavimento} DW) / (Stopgdr - 3n)$$



$f_{pavimento} = -396.7716419 \text{Ton/m}^2 = -0.56 \text{ksi}$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga, para cargas de corta duración, serán calculados utilizando la Ecuación 103:

- Carga viva (HI-93) Carga dinámica

$MLL = 186.89 \text{Ton/m}$

$Stopgdr-n = 62852.70 \text{ cm}^3$

$f_{LL} = (-M_{LL}) / (Stopgdr - n) = -2973.460403 = -4.23 \text{ksi}$

Multiplicamos los esfuerzos obtenidos en el paso anterior, por sus respectivos factores de carga para el estado Límite de Resistencia I:

$f_{str} : -20596.15385 \text{ Ton/m}^2 = -29.29 \text{ ksi}$

PATÍN INFERIOR DE LA TRABE

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga serán, calculados utilizando la ecuación 100: Carga muerta peso propio (Sección no compuesta):

$M_{noncompDI} = 144.71 \text{Ton/m}$

$S_{botgdr-f1} = 14515.57 \text{ cm}^3$

$f_{noncomp} = (-M_{noncompDI}) / (S_{botgdr} - f1) : -9969.297364 \text{Ton/m}^2 = -14.18 \text{ksi}$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de larga duración, serán calculados utilizando la Ecuación 101:

- Carga muerta parapeto (Sección compuesta)

$M_{parapet} = 6.37 \text{Ton/m}$

$S_{botgdr-3n} = 19320.36 \text{ cm}^3$

$f_{parapeto} = (-M_{parapeto D2}) / (S_{botgdr} - 3n)$

$f_{parapeto} = -329.7040615 \text{Ton/m}^2 = -0.47 \text{ksi}$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de larga duración, serán calculados utilizando la Ecuación 102:

- Carga muerta pavimento (Sección compuesta)

$M_{fws} = 15.82 \text{Ton/m}$

$S_{botgdr-3n} = 19320.36 \text{ cm}^3$

$f_{pavimento} = (-M_{pavimento DW}) / (S_{botgdr} - 3n)$



$$f_{pavimento} = -818.8254715 \text{Ton/m}^2 = -1.16 \text{ksi}$$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de corta duración, serán calculados utilizando la Ecuación 103:

- Carga viva (HI-93) Carga dinámica

$$MLL = 186.89 \text{Ton/m} \quad MLL + IM \text{ FATIGA} = 196.87 \text{Ton/m}$$

$$S_{botgdr-n} = 20738.03 \text{ cm}^3$$

$$f_{LL} = (-M_{LL}) / (S_{botgdr} - n) = -9011.946721$$

$$f_{LL} = -12.82 \text{ksi} = -13.50 \text{ksi}$$

Multiplicar los esfuerzos anteriores por sus respectivos factores de carga

$$f_{str} = -29955.32277 \text{Ton/m}^2 = -42.61 \text{ksi} : \text{Resistencia I}$$

LOSA

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga serán calculados utilizando la Ecuación 100:

- Carga muerta (sección no compuesta)

$$M_{noncompDI} : 144.71 \text{ Ton/m}$$

$$S\text{- LOSA} : 0.00 \text{ cm}^3$$

$$f_{noncomp} = (-M_{noncompDI}) / (S_{botgdr} - f_1) = 0 \text{Ton/m}^2 = 0.00 \text{ksi}$$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de larga duración, serán calculados utilizando la Ecuación 100:

- Carga muerta parapeto (sección compuesta)

$$M_{parapet} = 6.37 \text{ Ton/m}$$

$$f_{parapeto} = (-M_{parapeto} D_2) / (S_{f \text{ loza}} - 3n) = -268.4678577 \text{Ton/m}^2 = -0.38 \text{ksi}$$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de larga duración, serán calculados utilizando la Ecuación 102:

- Carga muerta pavimento (sección compuesta)

$$M_{fws} : 15.82 \text{ Ton/m}$$

$$S_{f \text{ loza}-3n} : 23727.24 \text{ cm}^3$$

$$f_{pavimento} = (-M_{pavimento} DW) / (S_{f \text{ loza}} - 3n) = -666.74435 \text{ Ton/m}^2$$



$f_{pavimento} = -0.95ksi$

Los esfuerzos máximos en la sección de la viga para cargas de corta duración serán calculados utilizando la Ecuación 103:

- Carga Viva (HI-93) Carga Dinámica

$MLL = 186.89 \text{ Ton/m}$

$Stf \text{ losa-n} = 33164.12 \text{ cm}^3$

$f_{LL} = (-M_{LL}) / (Stf \text{ losa} - n) = -5635.306818 = -8.02ksi$

Multiplicamos los esfuerzos obtenidos anteriormente, por sus respectivos factores de carga.

$Stf - \text{loza} = 11264.61 \text{ Ton/m}^2 = -16.02 \text{ ksi}$ por Resistencia I.

A continuación se presenta, un resumen de los esfuerzos de obtenidos y factorados por los Estados Limites (LRFD), en el patín superior, inferior de la viga y en la losa del tablero

Estado Límite	f_{botgdr}	f_{topgdr}	stf-loza
Resistencia I	42.61	-29.29	-16.02
Servicio II	32.48	-22.85	-11.75
Fatiga	0.014	-3.17	-8.02

Comprobamos las dimensiones de la sección para el Estado Límite de Servicio para el Momento Positivo. Se requieren varias comprobaciones para asegurar que las proporciones de la sección de la viga estén dentro de los límites especificados

Los límites de proporcionalidad de la sección, se obtiene utilizando la Ecuación 104:

$0.1 \leq I_{yc} / I_y \leq 0.9$

$I_{yc}: 325.46m^4$

$I_y: 637.38m^4$

$\frac{I_{yc}}{I_y}: 0.511 \text{ OK}$

Verificamos las proporciones de la esbeltez del alma de la viga.

- $f_{botgdr} = 42.61ksi$ Esfuerzos por Momento positivo factorizado por Estado Limite de Resistencia $f_{topgdr} = -29.29ksi$



Esfuerzos por Momento Negativo factorizado por Estado Limite de Resistencia

t_{topfl} : 1.000in Peralte del patín superior
 D_{web} : 39.37in Peralte del patín del alma
 t_{botfl} : 1.000in Peralte del patín inferior
 $Depth_{gdr}$: $t_{topfl} + D_{web} + t_{botfl}$: 41.37 in Peralte de total de la viga

Para el cálculo $Depth_{comp}$ usamos la Ecuación 107:

$$Depth_{comp} = \frac{-f_{topgdr}}{f_{botgdr} - f_{topgdr}} * Depht_{gdr}$$

$$Depth_{comp} = 24.515in$$

Para el obtener la longitud efectiva de la sección compuesta usamos la Ecuación 106:

$$D_c: Depth_{com} - t_{topfl} = 23.515 in$$

Para una sección sin refuerzos longitudinales, del alma de la viga principal se usara la Ecuación 105:

$$2D_c/tw \leq 6.77\sqrt{(E/fc)} \leq 200$$

$$\frac{2D_c}{tw} = 94.06 \text{ OK}$$

$$6.77 * \sqrt{\frac{E}{fc}} \leq 200 = 199.01 \text{ OK}$$

$$tw = 0.500in$$

$$E = 29000.000ksi$$

$$F_c = -f_{topgdr}: 29.29ksi$$

Comprobaremos las dimensiones de los patines de la trabe, en compresión (superiores)

$$b_{fs} \geq 0.3 * DC : 7.05 in$$

$$15.748 \geq 7.05 \text{ OK}$$

Es preferible que el ancho del ala del patín superior, sea mayor a $0.40*DC$, en este caso el ancho del ala del patín es mayor a $0.30*DC$ y $0.4*DC$ por lo tanto el requisito está claramente satisfecho.

Las proporciones de las dimensiones de los patines de la trabe, en tensión (inferiores) deberán cumplir para ello se calcularán usando la Ecuación 108:



$$\frac{bf}{2 * tf} \leq 12 = 9.84in \text{ OK}$$

$bfi = 19.69in$

Ancho del patín inferior

$tfi = 1.00in$

Peralte del patín inferior

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO (REGIÓN MOMENTO POSITIVO)

Para secciones compuestas, el momento plástico, Mp se calcula como el primer momento de las fuerzas alrededor del eje neutro plástico.

A continuación se presenta un resumen de las dimensiones de los elementos que conforman la viga y su esfuerzo de fluencia

TENSIÓN EN EL PATÍN INFERIOR

Se calculó con la Ecuación 111:

$F_{yt} : 50ksi \quad bfi : 19.69in \quad tfi : 1.000in$

$P_t : F_{yt} * bfi * tfi : 984.25 \text{ kip}$

TENSIÓN EN EL ALMA

Se calculó con la Ecuación 112:

$F_{yw} : 50ksi \quad h_w : 39.37in \quad t_w : 0.50in$

$P_w : F_{yw} * h_w * t_w : 984.25 \text{ kip}$

COMPRESIÓN EN EL PATÍN SUPERIOR

Se calculó con la Ecuación 113:

$F_{yt} : 50ksi \quad b_{fs} : 15.75in \quad t_{fs} : 1.00in$

$P_c : F_{yt} * b_{fs} * t_{fs} : 787.40 \text{ kip}$

COMPRESIÓN EN LA EN LA LOSA DEL TABLERO DEL PUENTE

Se calculó con la Ecuación 114:

$f'_c : 4.39ksi \quad b_s : 100.00in \quad t_s : 8.00in$

$P_s : 0.85 * F_c * b_s * t_s : 2985.28 \text{ Kip}$

Verificamos la ubicación del eje neutro plástico usando la Ecuación 116:

$P_t + P_w : 1968.50 \text{ Kip} \quad P_c + P_s : 3772.68 \text{ Kip}$

$P_t + P_w + P_c : 2755.89 \text{ Kip} \quad P_s : 2985.28 \text{ Kip}$



Para el cálculo del eje neutro se utiliza la Ecuación 115:

$$\bar{Y} = (ts)((Pc + Pw + Pt)/Ps)$$

$$\bar{Y} = 7.39 \text{ in OK}$$

Nota: Por lo tanto el eje neutro plástico se encuentra dentro de la loza.

La posición del eje neutro plástico, calculado anteriormente, da como resultado una condición de equilibrio en el que no hay fuerza axial, para su cálculo se usara la Ecuación 117:

$$\text{"Compresión : } 0.85 * f_c * b_s * Y\text{"}$$

$$\text{Compresión: } 2755.89 \text{ Kip}$$

$$Pt + Pw + Pc: 2755.89 \text{ Kip OK}$$

El momento plástico, Mp, se calcula como sigue, donde d es la distancia desde una fuerza del elemento con respecto al eje neutro plástico para ello utilizaremos las Ecuaciones 119, 120 y 121 respectivamente:

$$dc = (-tc/2) + 3.5in + ts - Y = 3.61 \text{ in} = 0.301 \text{ ft}$$

$$dw = (Dw/2) + 3.5in + ts - Y = 23.80 \text{ in} = 1.983 \text{ ft}$$

$$dt = (tt/2) + Dw + 3.5in + ts - Y = 43.98 \text{ in} = 3.664 \text{ ft}$$

Para calcular el momento plástico utilizaremos la ecuación 118:

$$Mp = \frac{Y^2 * Ps}{2 * ts} + (Pc * dc + Pw * dw + Pt * dt) = 6642.30 \text{ k/ft}$$

El siguiente paso en el proceso de diseño, es para determinar si la sección es compacta o no, para ello usaremos la Ecuación 122. Esto a su vez determinara que formulas se debe utilizar para calcular la capacidad de flexión de la viga.

$$2Dc/tw \leq 3.76\sqrt{(E/Fyc)}$$

Como el eje neutro plástico se encuentra dentro de la loza Dc = 0. Por lo tanto la sección se considera que la sección es compacta automáticamente.

Por lo tanto el alma se considera compacta. Dado que esta es una sección compuesta en flexión positiva, la resistencia a la flexión se calculara a continuación como sigue.

DISEÑO POR FLEXIÓN -ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA PARA EL PATÍN INFERIOR:

Por lo tanto la resistencia a flexión nominal se determinara mediante la siguiente Ecuación 123, basada en el método aproximado



$$Mn = 1.3 * Rh * My$$

Toda la sección de diseño de esta viga es homogénea. Es decir el acero estructural es el mismo para el patín superior, el alma, patín inferior por lo tanto el factor Híbrido, Rh es igual:

$$Rh = 1$$

Calculamos el valor de FY usando la Ecuación 124:

$$FY = \frac{MD1}{SNC} + \frac{MD2}{SLT} + \frac{MAD}{SST}$$

Por lo tanto el momento actuante en el eje neutro plástico My se calculara utilizando la Ecuación 126:

$$My = MD1 + MD2 + MAD$$

Fy: 50ksi Esfuerzo de fluencia del Acero Estructural

MD1: 143.625 Ton/m=96.37 K/ft

Momento por peso propio de los elementos que conforman el puente factorizado por Resistencia I.

MD2 = 31.6925 Ton/m = 21.26 K/ft

Momento por peso de las barreras y superficie de desgaste factorizado por Resistencia I.

SNC = 14515.57 cm³ = 885.80 in³

Módulo de sección con respecto al patín Inferior (Tensión) Viga sola.

SLT = 19320.36 cm³ = 1179.01 in³

Módulo de sección con respecto al patín Inferior (Tensión) 3n.

SST = 20738.03 cm³ = 1265.52 in³

Módulo de sección con respecto al patín Inferior (Tensión) n.

Para el cálculo del momento en el patín inferior de la viga se usara la Ecuación 125:

$$MAD = [SST * (fy - MD1/SNC - MD2/SLT)] * ((1 ft)/(12 in))$$

$$MAD = 5259.61 K/ft$$

Por lo tanto el momento actuante en el eje neutro plástico My en el patín inferior se calculara utilizando la Ecuación 126:

$$Mybot = MD1 + MD2 + MAD = 5377.25 K/ft$$

$$Mybot = 5377.25 K/ft$$



DISEÑO POR FLEXIÓN POR EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA PARA EL PATÍN SUPERIOR:

En el Patín Superior $SNC = 12425.47 \text{ cm}^3 = 757.95 \text{ in}^3$

SLT : $39871.80 \text{ cm}^3 = 2432.18 \text{ in}^3$

SST : $62852.70 \text{ cm}^3 = 3834.01 \text{ in}^3$

Para el cálculo del momento en el patín superior de la viga, se usara la Ecuación 125:

$$MAD : [SST * (fy - MD1/SNC - MD2/SLT)] * ((1 \text{ ft})/(12 \text{ in}))$$

$$MAD = 15931.64 \text{ K/ft}$$

Por lo tanto el momento actuante en el eje neutro plástico, M_y en el patín inferior se calculara utilizando la Ecuación 126:

$$My_{top} = MD1 + MD2 + MAD = 16049.28 \text{ K/ft}$$

$$My_{top} = 16049.28 \text{ K/ft}$$

Para el diseño por flexión se escogerá el menor valor de los calculados, usaremos la Ecuación 127:

$$My = \min(My_{bot}, My_{top})$$

$$My = 5377.25 \text{ K/ft}$$

Para calcular el valor del momento nominal usaremos la Ecuación 128:

$$Mn = 1.3 * Rh * My$$

$$Mn = 6990.43 \text{ K/ft}$$

$$Dp = Y \quad Dp = 7.40 \text{ in}$$

$$D' = \beta * \frac{(d + ts + th)}{7.5}$$

β : 0.6 Para F_y : 50Ksi

d : Depth d : 41.34 in

ts : 8.00 in Espesor del Tablero

$$th = h \text{ silleta} - h_{patin \text{ sup}} = 4.00 \text{ in}$$



$$D' = \beta * \frac{(d + ts + th)}{7.5}$$

$$D' = 4.27in$$

$$5 * D' = 21.34in$$

El momento nominal, será calculado con la Ecuación 129:

$$Mn = (5 * Mp - 0.85My)/4 + (0.85My - Mp)/4 * (Dp/D')$$

$$Mn = 6263.83 K/ft$$

Además tendremos que verificar si cumple con la Ecuación 131:

$$D' \leq Dp \leq 5 * D'$$

Por lo tanto usaremos el menor de los valores obtenidos anteriormente del Mn:

$$Mn \text{ diseño} = 6263.83 \quad K/ft$$

Verificamos el requerimiento por ductilidad utilizando la Ecuación 132:

$$Dp/D' = 1.73 \quad \text{OK} \qquad Dp/D' \leq 5$$

El momento resistente a la flexión es calculado usando la Ecuación 133:

$$\phi_f = 1.00$$

$$Mr = \phi_f * Mn$$

La resistencia a flexión positiva en esta sección de diseño se comprueba utilizando la Ecuación 134:

$$\sum ni * \gamma_i * Mi \leq Mr$$

Para este diseño:

$$ni = 1.00$$

$$Mr : 6263.83 \frac{k}{ft} = 917.19 \frac{ton}{m}$$

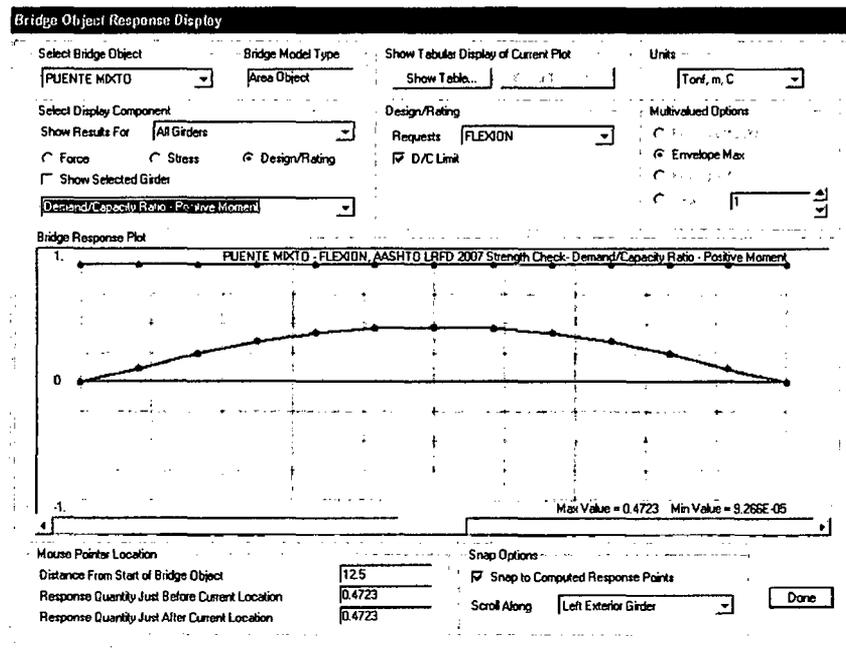
Momento resistente de la sección del puente.

$$Mn \text{ Resistencia I} = 541.23 \text{ Ton/m} \quad \text{Momento actuante de la sección del puente.}$$

Por lo tanto el momento resistente es mayor al momento actuante calculado por el estado Límite de Resistencia I, esto indica que nuestro diseño está bien.



Esta verificación también fue calculada con el software Csi Bridge, momento actuante vs momento resistente haciendo uso de elementos finitos, encontrando valores muy cercanos a los calculados, con una relación de 0.47 como se observa en el siguiente Gráfico.



DISEÑO POR FLEXIÓN PARA EL MOMENTO MÁXIMO, POR EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA

Para este diseño, por el Estado Límite de Fatiga se comprobara las conexiones de soldadura de los refuerzos transversales intermedios de la viga. Calcularemos la tensión de fatiga del patín de la trabe en tensión (Inferior):

La resistencia nominal por fatiga se calcula:

Categoría C': Para elementos con refuerzo transversal unidos por soldadura, total o parcial.

$$ADTT \text{ SL} = 50 \times 1.2 = 60$$

Calculamos la constante de amplitud por fatiga usando la ecuación 136:

$$(\Delta F)n = \left[\left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)TH \right]$$

A = 4.40E+09 ksi³ Valor obtenido del Cuadro 2.33 (Para superficies planas).

Para el cálculo de camiones de paso por día en una dirección en el periodo de diseño usaremos la Ecuación 137:



$$N = (365) * (75) * n * (ADTT) SL$$

$$n = 1.00$$

Constante n por ciclos del camión de diseño valor obtenido de la tabla 2.34.

$$ADTT SL = 60$$

$$N = 1642500 \quad \text{Ciclos}$$

Constante de amplitud por fatiga

$$\Delta FHT = 12.00 \text{ ksi} \quad \text{Valor obtenido del cuadro 2.35.}$$

$$1/2 * \Delta FHT = 6.00 \text{ ksi}$$

$$(A/N)^{(1/3)} = 13.89 \text{ ksi}$$

Para obtener la constante de amplitud máxima por fatiga usamos la Ecuación 138:

$$(\Delta F)n = \text{máx}\{(A/N)^{(1/3)}, 1/2 (\Delta F)TH\}$$

$$\Delta F n = 13.89 \text{ KSI}$$

$$f_{botgdr} = 0.01 \text{ KSI}$$

$$f_{botgdr} \leq \Delta F n$$

$$0.01 \leq 13.89 \quad OK$$

DISEÑO POR FLEXIÓN PARA MOMENTO POSITIVO, POR ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La viga debe ser revisada para el control del Estado Límite de Servicio por deformación permanente, producida por el paso del camión de diseño HL-93. Esta comprobación tiene por objeto evitar las desviaciones permanentes debido a las cargas esperadas de tráfico, se calculara usando a Ecuación 143:

$$ff \leq 0.95 Fyf$$

- f_{topgdr} : -22.85 ksi
- f_{botgdr} : 32.48 ksi
- $0.95 * Fyf$: 47.5 ksi Esfuerzo de fluencia del Acero Estructural

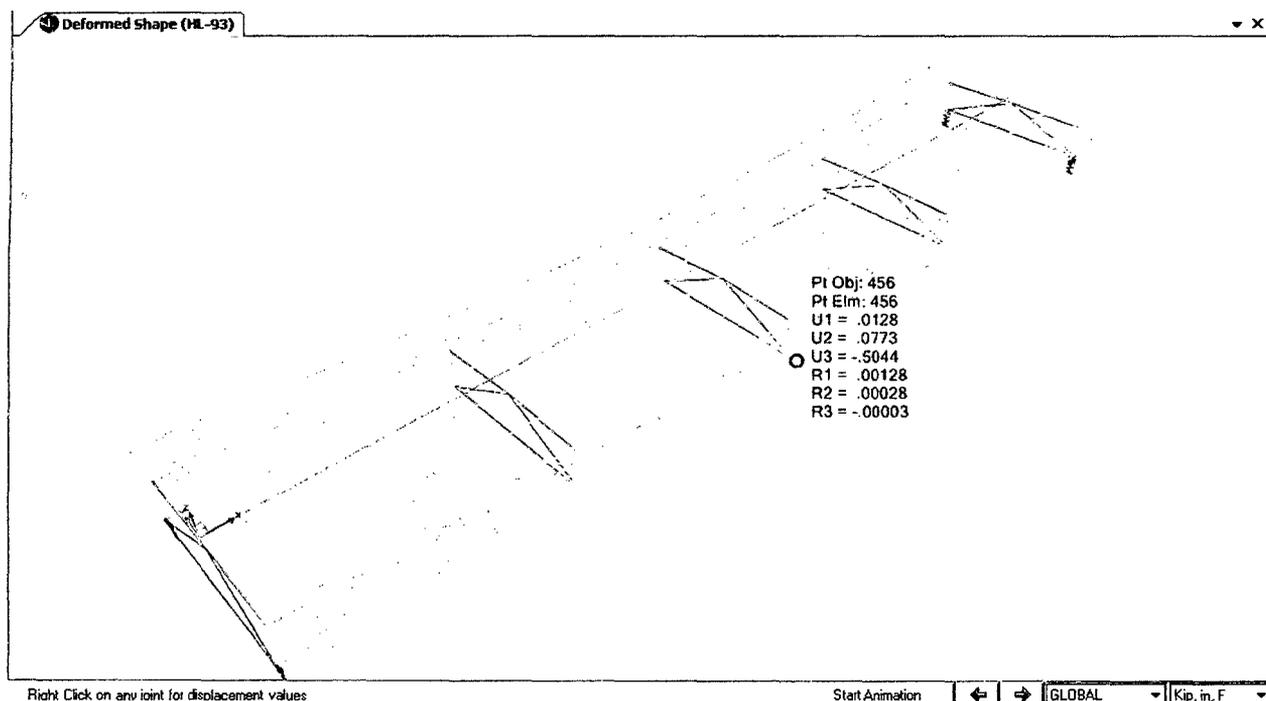
Calcularemos la deflexión máxima permitida, por el paso de la carga móvil, utilizando elementos finitos, y se comprobara usando la Ecuación 140.

$$\Delta_{\text{máx}} = L/800$$



$$\Delta_{\text{máx}} = 3.125 \text{ cm}$$

- $\Delta_{\text{máx}}: 0.5044 \text{ in} = 1.28 \text{ cm}$ Valor obtenido de programa CSI BRIDGE V15.0.0 advance mostrada con el símbolo U3.



- Long. Puente : 25 m Para un puente de estas dimensiones la deflexión admisible es de 3.12 cm.
- $\Delta_{\text{adm}}: 1.230 \text{ in} : 3.12 \text{ cm}$ OK

Por lo tanto nuestra deflexión está dentro de los valores permitidos.

DISEÑO POR FLEXIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.

La viga deberá ser comprobada por flexión, durante la construcción del puente. La viga ya se ha comprobado en su estado final, cuando se comporta como una sección compuesta. La constructibilidad también deberá ser comprobada antes del endurecimiento de la loza de concreto cuando la viga no se comporta como una sección no compuesta.

Para esta comprobación, se harán los chequeos necesarios para nuestro diseño:

Empezaremos con el patín superior de la viga de acero, debiendo cumplirse con la Ecuación 141:

$$bf : 0.4m$$



$$tf: 0.0254m$$

$$\frac{bf}{2tf} : 7.87 \leq 12 \quad OK$$

Además se deberá cumplir, con la siguiente relación para ello usaremos la Ecuación 142:

$$Lb \leq Lp = 1.76 * rt * \sqrt{(E/Fyc)}$$

Cargas durante la construcción no compuesta

$$Depthcomp = 22.26in$$

Calcularemos el valor de Dc usando la Ecuación 143:

$$Dc = Depthcomp - ttopfl$$

$$Dc = 21.26in \quad Dc/3 = 7.09in \quad tw = 0.50in$$

$$bc = 15.75in \quad tc = 1.00in$$

Para obtener momento de inercia de la sección de la loza y el patín superior se utiliza la Ecuación 144:

$$It = \frac{tc * bc^3}{12} + \frac{Dc}{3} * tw^3 \quad It: 325.53in^4$$

Para obtener la sección transversal de la sección usamos la Ecuación 145:

$$At = (tc * bc) + \left(\frac{Dc}{3} * tw\right) \quad At: 19.29in^2$$

Para obtener del radio de giro de la sección utilizamos la Ecuación 153:

$$rt: \sqrt{(It/At)} \quad rt = 4.11in$$

Por lo tanto el espaciamiento máximo entre vigas diafragma o marcos transversales se calcula usando la Ecuación 147:

$$\bar{E} : 29000ksi \quad \bar{F}yc: 50ksi$$

$$Lp = 1.76 * rt * \sqrt{(E/Fyc)} \quad Lp = 14.50ft$$

Se tendrá que verificar que se cumpla con la Ecuación 148:

$$Lb \leq Lp \quad Lb = 10ft \quad OK$$

El espaciamiento entre vigas diafragma para nuestro diseño está dentro del rango.



CHEQUEO POR TORSIÓN LATERAL

La resistencia nominal del patín en compresión se determinó usando la Ecuación 149:

$$F_n = R_b * R_h * F_{cr}$$

El factor de carga, para secciones donde D_c es mayor que $D/2$ es igual a $\lambda: 6.773$

Se deberá revisar que se cumpla la relación, usando la Ecuación 150:

$$(2 * D_c) / t_w \leq \lambda * \sqrt{(E / f_c)}$$

Se deberá revisar que se cumpla la relación, usando la Ecuación 151:

$$D_c: 21.26in \quad \frac{D}{2}: 19.69in$$

$$(2 * D_c) / t_w : 85.03in$$

$$E: 29000ksi$$

$f_c = f_{noncomp} = 20.71 \text{ ksi}$ Esfuerzo de la sección no compuesta por flexión

$$\lambda * \sqrt{(E / f_c)} = 253.47$$

Por lo tanto:

$$R_b = 1.00$$

Como la sección de la viga es homogénea entonces:

$$R_h = 1.00$$

La resistencia crítica del patín de la viga de acero, en compresión por pandeo local F_{cr} se, calcula usando la Ecuación 152:

$$F_{cr} = (1.904 * E) / ((b_f / (2 * t_f))^2 * \sqrt{((2 * D_c) / t_w)}) \leq F_{yc}$$

$$F_{cr}: 96.58ksi$$

$F_{yc}: 50ksi$ Esfuerzo de fluencia del acero estructural de la viga.

Para el diseño se debe usar el menor de los valores obtenidos con la Ecuación 153:

$$F_{cr}: \min(((1.904 * E) / ((b_f / (2 * t_f))^2 * \sqrt{((2 * D_c) / t_w)})), F_{yc})$$

$$F_{cr} = 50.00ksi$$



CAPACIDAD POR CORTE VERTICAL.

En el diseño por corte lo se deberá cumplir la siguiente Ecuación 154:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u = 105.93 \text{ Ton} = 214 \text{ kip}$$

Para vigas de acero sin rigidizador longitudinal, se debe cumplir con la Ecuación 155:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

Revisamos que se cumpla la Ecuación 156:

$$\frac{D}{tw} \geq 1.12 * \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

$$(D)/tw = 78.74$$

Como no hemos usado refuerzos transversales:

- $k = 5$ Puesto que no hay refuerzos transversales.
- $E = 29000 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad del acero estructural de la viga.
- $F_{yw} = 50 \text{ ksi}$ Esfuerzo de fluencia del acero del alma de la viga.

$$1.12 * \sqrt{(Ek/F_{yw})} = 60.31 \text{ Ok}$$

Se deberá cumplir la siguiente Ecuación 157:

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} * \left(\frac{kE}{F_{yw}}\right)$$

$$C = 0.73$$

Se deberá cumplir la siguiente Ecuación 158:

$$V_p = 0.58 * F_{yw} * D * tw$$

$$D = 40.00 \text{ in}$$

$$tw = 0.500 \text{ in}$$

$$V_p = 580.00 \text{ kip}$$

Calcularemos el momento resistente usando la Ecuación 159:

$$V_n = C * V_p$$

$$V_n = 425.92 \text{ kip}$$

$$\phi = 1.00$$

Por lo tanto $\phi * V_n = 425.92 \text{ kip} > 214 \text{ kip OK}$

DISEÑO DE LOS RIGIDIZADORES

Para darle mayor resistencia por cortante a nuestra viga de acero, usaremos rigidizadores verticales. Para esto se revisara que se cumpla:

El ancho de proyección del rigidizador deberá cumplir con la Ecuación 160.

$$b \leq 0.48 * t_p * \sqrt{(E/F_{ys})}$$

$t_p = 5/16 \text{ in}$ Espesor del rigidizador.

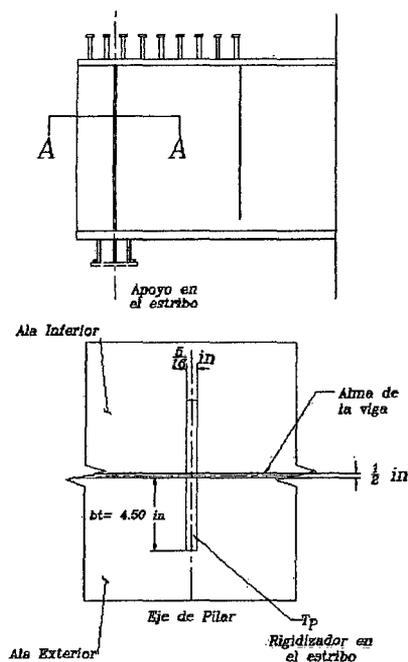
$E = 29000 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad del acero.

$F_{ys} = 36 \text{ ksi}$ Esfuerzo del acero estructural utilizado para rigidizadores.

$$0.48 * t_p * \sqrt{(E/F_{ys})} = 5.00 \text{ in}$$

Asumimos:

$$b t = 4.5 \text{ in}$$



SECCION A-A

Para determinar la separación necesaria entre rigidizadores intermedios por acción del cortante, por el Estado Limite de Resistencia I.

$V_u = 214.00 \text{ kips}$ Valor del cortante ultimo factorado por el Estado Limite de Resistencia I, obtenido del software CSI Bridge en la viga principal.

Se tendrá que cumplir con la Ecuación 161:

$$(\phi_v * V_n) / A_w = 10.83 \text{ ksi}$$

- $h = 40.0 \text{ in}$ Altura del alma.
- $t_w = 0.500 \text{ in}$ Espesor del alma.



- $a = 80$ in Separación entre rigidizadores.

Calcularemos la separación máxima entre los rigidizadores, usando el cuadro a la tabla 10-36 del AISC con el valor de h/tw en las ordenadas y con una relación de a/h , como el valor del peralte de la viga ya se conoce podemos hacer un tanteo para calcular la separación máxima, entre los rigidizadores intermedios, que se usaran para el diseño del proyecto:

$$\frac{h}{tw} = 80 \quad a/h = 2.0$$

Para calcular el valor del cortante nominal, se usara la Ecuación 162:

$$V_n = V_u \times \phi_v$$

- $V_n = 214.00$ kips El cortante nominal en la viga.
- $A_w = 19.69$ in² Sección transversal del alma.
- $\phi_v = 1.00$ Factor de reducción

$$\frac{\phi_v * V_n}{A_w} = 19.4 > 10.83 \quad OK$$

$$\phi_v * V_n = 381.89 \text{ kips}$$

Pero para tener una separación uniforme entre los rigidizadores, se usara una separación centro a centro, la cual tendrá que ser verificada.

$$a = 60 \text{ in}$$

$$h/tw = 80 \quad a/h = 1.5$$

$$(\phi_v * V_n)/A_w = 19.4$$

DISEÑO DE RIGIDIZADORES INTERMEDIOS

Por lo tanto calcularemos el área de la sección transversal de rigidizador:

$$A_{st} = 2.30\% \text{ del área del alma}$$

$$A_{st} = 0.45 \text{ in}^2$$

Usando la Ecuación 164 calculamos el valor de j :

$$J = (2.5)/(a/h)^2 - 2 \geq 0.5$$



$$J = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 = -0.89$$

Usaremos el valor de 0.5, este valor se usará para encontrar, el valor mínimo del momento de inercia de la sección:

$$J = 0.5$$

Por lo tanto el momento de inercia mínimo requerido, se calculara usando la Ecuación 163:

$$I_t = a * t w^3 * j$$

$$I_s = 3.75 \text{ in}^4$$

Revisamos el valor máximo de b/t de:

$$95/\sqrt{F_y} = 15.83$$

Ensayamos con placas de: 6 in x 5/16 in

$$b = 6.0 \text{ in} \quad t = \frac{5}{16} \text{ in} \quad \text{Ancho x Espesor del rigidizador}$$

$$b/t = 14.40$$

$$\text{Ast proporcionada} = 2 * b * t = 2.81 > 0.45 \text{ in}^2 \quad \text{OK}$$

Por el teorema de los ejes paralelos:

$$I_{st} = \sum(I_x A d^2)$$

$$I_{st} = 11.78 \text{ in}^4 > 3.75 \text{ in}^4 \quad \text{OK}$$

Para determinar la longitud de los rigidizadores, calculamos la distancia entre la soldadura del de este y el alma y la soldadura del alma al patín de las vigas de acero, para ello usaremos las Ecuaciones 165y 166 respectivamente:

- Distancia mínima = 4tw = 2.00 in
- Distancia máxima = 6tw = 3.00 in

Suponemos un tamaño de soldadura entre el patín y el alma de 5/16 y 1.25 in entre los cordones, la longitud aproximada del rigidizador es:

$$h\text{-tamaño de soldadura}-1.5 = 38.44 \text{ in} \approx 38.00 \text{ in}$$

Por lo tanto usaremos dos placas de 5/16 in x 6.00 in x 38 in



DISEÑO DE RIGIDIZADORES EN LOS APOYOS

Probaremos con un ancho del rigidizador $b=7$ pulgadas:

$$\text{Ancho Total} = 14.50 \text{ in}$$

Este valor es la suma del ancho del rigidizador a ambos lados más el espesor del alma de la viga, es algo menor que el ancho del patín superior que es de menor longitud por lo que estamos dentro de los valores admisibles.

$$bfs = 16.00 \text{ in}$$

$$\text{Ancho Total} < bfs \quad \text{OK}$$

Usaremos la ecuación 167 para cumplir con la relación ancho espesor del rigidizador:

$$t \geq (b * \sqrt{Fy})/95 = 0.32 \text{ in} \quad \text{Espesor mínimo}$$

Ensayamos rigidizadores de $\frac{1}{2} \text{ in} \times 7.00 \text{ in}$ supondremos una soldadura de 5/16 in entre el alma y el patín.

Revisamos el rigidizador del soporte o resistencia por aplastamiento usando la Ecuación 168.

$$\phi Rn = 0.75(1.8Fy * Apb) \quad \phi Rn = 328.05 \text{ kips} > 213.25 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

Diseñamos los rigidizadores como una columna. La longitud del alma que actúa con las placas rigidizadoras para formar un miembro en compresión es de 12 veces el espesor del alma para un rigidizador del extremo:

$$12 tw = 6.00 \text{ in}$$

Como el rigidizador estará localizado en el centro, dentro de esta longitud, el punto de soporte (Posición de reacción de la trabe), debe estar aproximadamente a:

$$6 tw = 3.00 \text{ in}$$

$e = 10.00 \text{ in}$ Usaremos un espaciamiento entre rigidizadores.

Calcularemos el valor de la sección transversal usando la Ecuación 173:

$$A = 4As + tw(18tw + e)$$

$$A = 19.50 \text{ in}^2$$

Calcularemos el valor del momento de inercia usando el teorema de los ejes paralelos:

$$I = 4I_o + 4As x y^2$$

$$I = 96.46 \text{ in}^3$$



Calcularemos el radio de giro de la sección transversal usando la Ecuación 172:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 2.22in$$

$K = 0.75$ Valor obtenido del gráfico 2.23

Para obtener la longitud efectiva usamos la Ecuación 171:

$$KL/r = 13.5 < 120 \quad \text{OK}$$

$$\lambda = (KL/\pi r)^2 Fy/E$$

$$\lambda = 0.023 < 2.25 \quad \text{OK}$$

Calcularemos la resistencia de diseño usando la Ecuación 169:

$$Pn = 0.66^\lambda \times Fy \times A$$

$$Pn = 695.3kips$$

El factor de resistencia axial: $\phi_c = 0.90$

$$\phi_c * Pn = 625.81kips = 213.25 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Para nuestro diseño usaremos 4 placas de 1/2 in x 7in x 40 in, para los rigidizadores de los apoyos.

DISEÑO DE LOS CONECTORES DE CORTE (ESPÁRRAGOS)

Los conectores serán colocados en el patín superior de la viga, estos se utilizaran para transferir el cortante horizontal entre el concreto de la y la losa de concreto y el borde superior de la viga de acero, se prefiere el uso de conectores tipo perno de 7/8 pulgadas de diámetro. Idealmente los espárragos se deben extender a la mitad del espesor de la losa del tablero. Utilizando este criterio la esta altura puede ser determinada.

AASHTO requiere que la relación de H / D será mayor o igual a 4,0.

Calculamos el peralte del conector de corte, que ira soldado al alma superior de la viga de acero para ello usaremos la Ecuación 174:

$$h = ts + thaunch + tes \text{ patin sup}$$

$$ts = 100 \text{ mm} = 4 \text{ in} \text{ Peralte del tablero del puente}$$

$$thaunch = 100\text{mm} = 4\text{in} \text{ Peralte de la silleta de la sección del puente}$$

$$tc = 25.4 \text{ mm} = 1.00 \text{ in} \text{ Peralte del patín superior de la viga.}$$



$$h = 225.40mm = 9.02in$$

Utilizamos espárragos de corte: 7/8" x 9.00"

Las dimensiones del conector deberán cumplir la siguiente condición para ello se usa la Ecuación 175:

$$h/d \geq 4$$

$$d = 7/8in$$

$$\frac{h}{d} = 10.29 \quad Ok$$

AASHTO recomienda una separación transversal entre espárragos 4d. Por lo tanto utilizaremos una distancia de 4".

$$e = 10cm$$

Con conectores de 7/8 "de diámetro, hay suficiente espacio transversal en el patín superior de la viga, por lo tanto podremos utilizar hasta 3 espárragos en cada fila.

ESTADO LÍMITE DE FATIGA:

El paso longitudinal de los espárragos de corte basados en el Estado límite por fatiga se determina usando las Ecuaciones 176 y 177 respectivamente:

$$p \leq nZr/Vsr$$

$$Vsr = VfQ/l$$

La resistencia al corte de un conector por el estado límite de fatiga es se calcula usando la Ecuación 178:

$$Zr = \alpha d^2 \geq (5.5)/2 d^2$$

Calcularemos el valor de α se calcula usando la Ecuación 179:

$$\alpha = 34.5 - 4.28 \log(N)$$

INFORMACIÓN SOBRE EL TRÁFICO:

El tránsito promedio diario ADTT, para un carril de diseño. (ADTT) SL se obtiene de la siguiente manera:

Donde.

- $ADTT = 50$ Número de camiones por día en una dirección.
- $p = 1.00$ Fracción de tráfico de camiones para un carril p. Tabla 3.6.1.4.2-1 (AASHTO LRFD) se calculara usando la Ecuación 180:



(ADTT)SL = 1.00x50 = 50

Para una vida útil de 75 años, se calcula el número de ciclos usando la Ecuación 180:

N = (ADTT) L (365) (75) n°

n° = 1

N = 1.37E + 06 Ciclos

α = 8.24 Ksi

Zr = αd^2

αd^2 = 6.31

(5.5d^2)/2 = 2.11

Zr = αd^2 ≥ (5.5)/2 d^2

Zr = 6.31kip Ok

Calculamos el valor de los esfuerzos corto plazo.

Q = Atc * dc

n = 8 Relación modular

Descripción	b (cm)	h (cm)	A (cm2)	d (cm)	A*d
Patín Superior	40.00	2.54	101.60	103.79	10545.06
Alma	1.27	100.00	127.00	52.54	6672.58
Patín Inferior	50.00	2.54	127.00	0.13	16.51
Silleta	10.00	40.00	400.00	110.54	44216.00
Loza (A=b*h/n)	260.00	20.00	650.00	126.04	81926.00
		ΣA	1405.60	ΣAd	143376.15

ytf2= 40.16 in

bfs = 102.36 in Ancho efectivo de la loza.

ts = 8.00 in Espesor de loza.

tfs = 1.00 in Espesor del ala superior.

hw = 39.37 in Altura del alma.

tfi = 1.00 in Espesor del ala inferior

Usando la Ecuación 183 se obtiene el valor de Q:

Q = [(bfs + ts)/n](tfs + hw + tfi + ts/2 - ytf2)



- $Q = 533.42 \text{ in}^3$
- $I = 52628.42 \text{ in}^4$ Momento de Inercia de la sección compuesta para "n".

Dado que el cortante por fatiga varía a lo largo de la longitud de la viga del puente, la distribución longitudinal por cortante en los patines basados en el límite de fatiga también varía, este valor será calculado usando la Ecuación 182:

$$V_{sr} = ((V_f * Q)/I)$$

$$V_f = 25.71 \text{ Ton} = 51.42 \text{ kip}$$

$$V_{sr} = 0.52 \text{ kip/in}$$

Calculamos la separación de los conectores usando 3 en cada fila usando la Ecuación 185:

$$p \leq (n_e * Z_r)/V_{sr}$$

$$n - \text{espárragos} = 3$$

$$\frac{n_e * Z_r}{V_{sr}} = 36.30 \text{ in/fila}$$

La resistencia por corte de un conector se obtiene usando la Ecuación 187:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{(f_c * E_c)} \leq A_{sc} * F_u$$

- $A_{sc} = 0.60 \text{ in}^2$ Sección transversal del conector en in².
- $f'_c = 4.0 \text{ ksi}$ Resistencia especificada del concreto.
- $n = 8$ Relación modular.
- $E_c = E_s/n = E_c = 3625 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad del concreto.

$F_u = 60 \text{ ksi}$ Resistencia mínima de los conectores a usar en este proyecto es de 60 ksi:

$$0.5 * A_{sc} * \sqrt{f_c * E_c} = 36.11 \frac{\text{kip}}{\text{esparrago}}$$

$$A_{sc} * F_u = 38.06 \frac{\text{kip}}{\text{esparrago}} \quad \text{OK}$$

Para el cálculo de la resistencia de los conectores de corte, usando la Ecuación 186:

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n$$



$$\phi_{sc} = 0.85 \text{ Factor de reducción}$$

$$Q_r = 30.69 \frac{\text{kip}}{\text{esparrago}}$$

Por lo tanto el número de conectores mínimo que se necesitara por resistencia será usando la Ecuación 188:

$$n^+ = P_p / Q_r$$

El momento positivo para la sección de la viga varia a lo largo de esta, se escogerá el valor mínimo usando la Ecuación 189:

$$P_p = \text{Min}(P - \text{concreto}, P - \text{acero})$$

Usando la Ecuación 190 calculamos el momento actuante en la losa de concreto del tablero del puente:

$$P_{\text{concretotop}} = 0.85 * f_c * b_e * t_s$$

- $b_e = 104.00 \text{ in}$ Ancho efectivo del tablero de concreto armado.
- $t_s = 8.00 \text{ in}$ Espesor del tablero de concreto armado.
- $P - \text{concreto} = 2771.92 \text{ kip}$

El momento actuante en la viga de acero, se obtiene usando la Ecuación 191:

$$P_{\text{acero}} = F_{yw} * D * t_w + F_{ft} * b_{ft} * t_{ft} + F_{fc} * b_{fc} * t_{fc}$$

$$P - \text{acero} = 14368.50 \text{ kip}$$

$$P_p = 2771.92 \text{ kip}$$

$$n^+ = 90.32$$

Con 3 conectores de corte por fila $\text{fila} = 3$

$$n^3 = 30.1 = 30 \text{ Conectores}$$

$$E_i = 0.0 \text{ m} = 0.00 \text{ ft}$$

$$E_f = 25.0 \text{ m} = 82.03 \text{ ft} \text{ Longitud del puente.}$$

Separación de cada conector en el sentido longitudinal de la viga se debe obtener usando la Ecuación 192:

$$P = (E_f - E_i) / (N_{Esp} - 1) = 33.9 \text{ in/fila}$$

$$P = 30.0 \text{ in/fila}$$



Rpta. A: Colocamos los conectores a 900.00 mm de espaciamiento, por 3 filas. Por el Estado Límite de Fatiga.

Rpta. B: Colocar los conectores a 750.00 mm de espaciamiento, por 3 filas. Diseño por Resistencia.

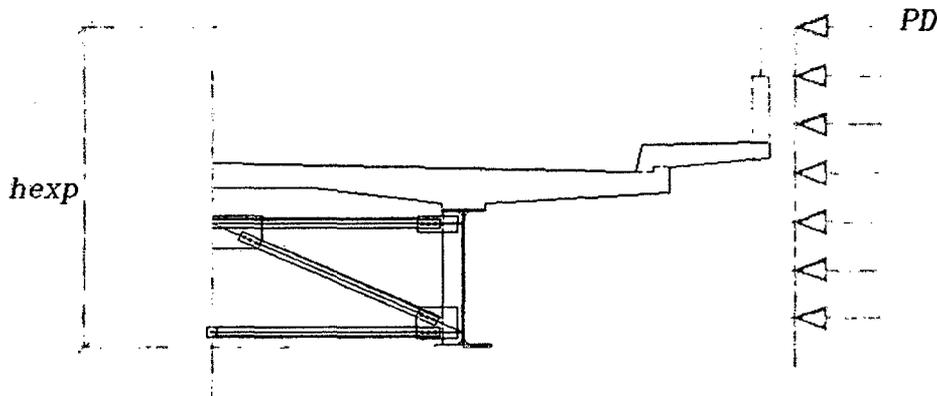
Para el diseño de este proyecto se usara la menor separación que corresponde al análisis por resistencia "B".

4.6.3. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA o MARCOS TRANSVERSALES

Para el diseño de estos elementos se usaremos la carga de viento.

Estas cargas se han tomado según las indicaciones de 2.4.5.10 del Manual de Diseño de Puentes. La velocidad de referencia, correspondiente a una altura de 10m. Se ha tomado la velocidad del viento para Cajamarca del plano del Anexo 2 de la Norma de Cargas E.020, usamos un valor de 65 km/h.

Las presiones horizontales que ejercen sobre la estructura Pd Carga de viento horizontal sobre la estructura, se calculan de la siguiente manera.



Dónde:

- VDZ= 65 Km/h Velocidad del viento Norma 0.20 Mapa eólico
- PB= 150 kg-f/m² Tabla 2.4.3.10.2 Presiones básicas correspondientes a una velocidad de 100 km/h.

Presiones horizontales sobre la estructura.

Las presiones del viento, serán calculadas mediante la Ecuación 193:



$$P = P_B \left(\frac{V_Z}{100} \right)^2$$

$$PD = 63.38 \text{ kgf/m}^2$$

Trabajaremos:

$$PD = 65 \text{ kgf/m}^2 = 0.00064 \text{ Mpa}$$

$$W = 65 \times 25 = 1625 \text{ Kg/m}$$

Calculamos las presiones verticales sobre el tablero:

$$\bullet \text{ PS} = 100 \times 6.4 = 640 \text{ Kg-f/m}$$

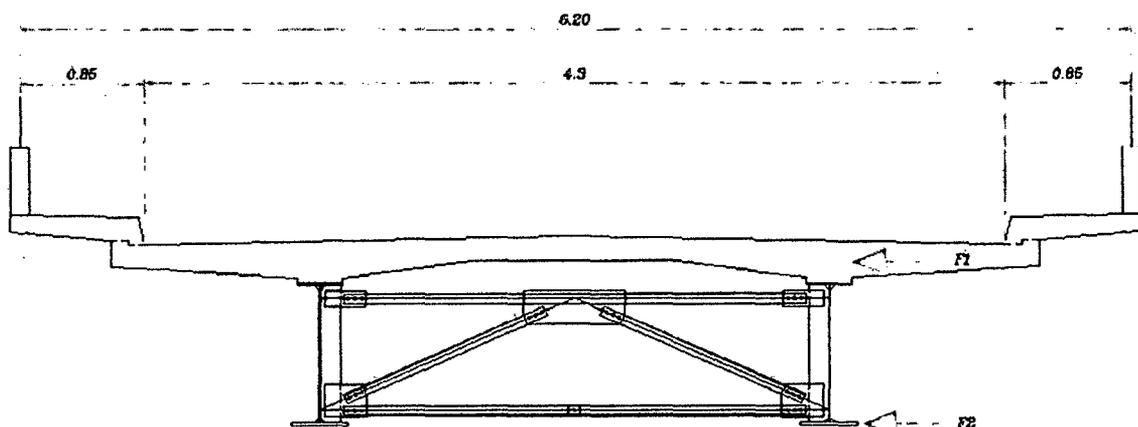
De acuerdo lo indicado en el Manual en 2.4.3.10.4, el 75% actúa al lado de barlovento y el 25% al lado de sotavento:

$$\begin{aligned} \bullet \text{ } 640 \times 0.75 &= 480 \text{ Kg-f/m} = 0.48 \text{ ton-f/m}^2 && \text{Barlovento} \\ \bullet \text{ } 640 \times 0.25 &= 160 \text{ Kg-f/m} = 0.16 \text{ ton-f/m}^2 && \text{Sotavento} \end{aligned}$$

No se considera necesario hacer estudios de estabilidad aerodinámica, porque de acuerdo a lo indicado en 2.4.3.10.5 del Manual de Diseño de Puentes (art 3.8.3.1) y la Norma AASHTO, la relación luz/ancho del tablero deberá ser menor que 30, en este caso es:

Luz/ancho = 3.91 Relación entre la longitud y el ancho del puente, por lo que estamos dentro de los valores aceptables.

SECCIÓN TÍPICA DEL PUENTE:



A continuación detallamos la metodología, de cómo se calculó estos elementos estructurales para nuestro puente.



La trayectoria de carga tomada por estas fuerzas es la siguiente:

- Las fuerzas en el ala inferior, se transmiten a los puntos donde existen marcos transversales.
- Las fuerzas ejercidas en la cubierta, se transfieren hacia los marcos transversales.
- Las fuerzas que actúan sobre la mitad superior de la viga (losa, barreras y los vehículos), se transmiten directamente de la cubierta.
- La cubierta actúa como un diafragma de transmisión de las fuerzas que soporta.

El máximo momento en el ala inferior, debido a la carga de viento según las Normas AASHTO (tabla 3.4.1) recomienda un factor para el viento (γ)=1.4

Calcularemos la fuerza del viento, que actúa en la parte baja de la sección del puente haciendo uso de la Ecuación 194:

$$F2 = W = \frac{\gamma * PB * h}{2}$$

$$h = 2.35m$$

$$h = 2350mm \quad \gamma = 1.4$$

$$F2 = Wbf = 1.04kN/m$$

Calculamos el momento positivo usando la Ecuación 195:

$$Mw = \frac{Wbf * Lb^2}{10}$$

$$Lb = 3.50m \quad \text{Separación entre diafragma y diafragmas}$$

$$Mw = 1.27 kN m$$

Hallamos el módulo de la sección (Patín inferior) usando la Ecuación 196:

$$Sf = 1/6 * b * h^2$$

$$b = 25.40$$

$$h = 500.00$$

$$Sf = 1.06E + 06mm^3$$

Calculamos el valor de f usando la Ecuación 197:

$$f = Mw/Sf$$

$$f = 1.20Mpa$$



La fuerza máxima del viento horizontal aplicado a cada soporte, se usando la Ecuación 198:

$$P_w = W \times L$$

$$P_w = 3.64 \text{ kN}$$

Para obtener el valor de la fuerza F1 que actúa en la parte superior de la viga, se usara la Ecuación 199:

$$F1 = 1.4 \times V \times h_0 - W$$

$$F1 = 1.06 \text{ kN/m}$$

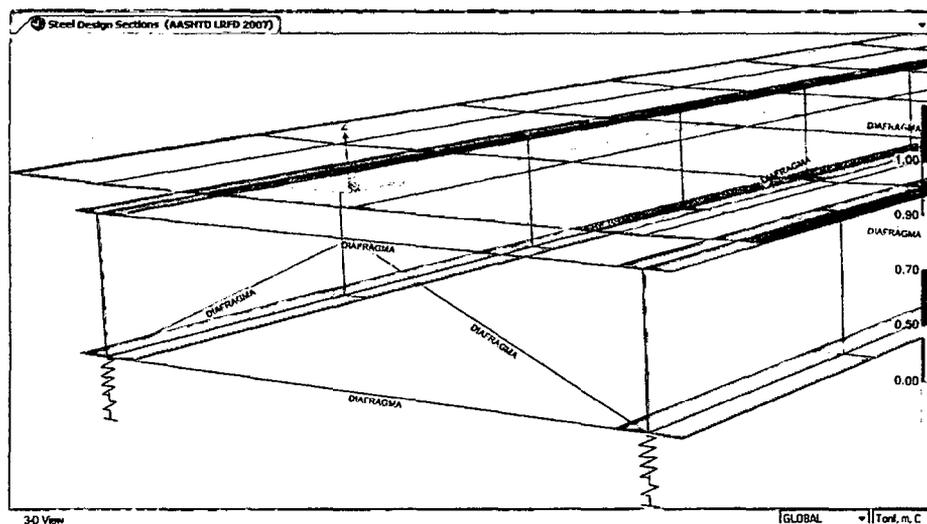
Los marcos transversales intermedios son diseñados utilizando arriostramiento tipo X, los cuales están unidos al rigidizador de la viga, tal como se muestra. Para los refuerzos transversales que actúan en tensión y compresión se ha elegido un perfil, 2L 76 × 76 × 9.5.

$$P_w = W \times L_b$$

$$L_b = 3.000 \text{ m}$$

$$P_{wb} = 3.120 \text{ kN}$$

Para obtener las reacciones que actúan en los marcos transversales, se procedió ingresar los valores de F1, F2 y además las presiones que actúan en el tablero del puente, al modelo tridimensional utilizado del software CSI BRIDGE, analizándose como una armadura.



De acuerdo a los resultados obtenidos del software la fuerza de tracción en el refuerzo transversal es sólo 39.33 kN. Por lo tanto, el perfil tiene una resistencia adecuada.



A partir de este análisis se determina que los elementos del marco transversal deben estar diseñados para resistir una fuerza de tracción de 39.33 KN. El perfil en la parte inferior de la viga debe ser diseñado para resistir una fuerza de 4.63 KN.

Usaremos verificaremos el perfil 2L-76 x 76 x 9.5mm (3" x 3" x 3/8"):

Comprobamos la relación de esbeltez límite para la sección de los perfiles sometidos a tensión, para ello utilizaremos los valores del momento de inercia en el eje 3 y el radio de giro en el eje 3 obtenidos del programa.

Double Angle Section

Section Name: DIAFRAGMA

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + ACERO A-36

Dimensions:

- Outside depth (t3): 85.5
- Outside width (t2): 164.
- Horizontal leg thickness (tf): 9.5
- Vertical leg thickness (tw): 9.5
- Back to back distance (dis): 12.

Display Color:

OK Cancel

Property Data

Section Name: DIAFRAGMA

Properties:

Cross-section (axial) area	2888.	Section modulus about 3 axis	34112.09
Torsional constant	82889.59	Section modulus about 2 axis	44736.12
Moment of Inertia about 3 axis	2025405.5	Plastic modulus about 3 axis	61731.
Moment of Inertia about 2 axis	3668362.	Plastic modulus about 2 axis	79059.
Shear area in 2 direction	1624.5	Radius of Gyration about 3 axis	26.4924
Shear area in 3 direction	1444.	Radius of Gyration about 2 axis	35.64

OK

Para los perfiles de refuerzo, que limitan la relación de esbeltez, estos deberán cumplir con la Ecuación 201:

$$L/r \leq 240$$

$$L = 1.500 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$r = 26.48 \text{ mm} \text{ Radio de giro del elemento}$$



$$L/r = 56.647 \leq 240 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, se utilizara un perfil 2L-76 × 76 × 9.5mm (3" x 3" x 3/8"), para las diagonales estas tendrán que cumplir con la ecuación 202:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.77 \text{ Ok}$$

Dónde:

$$k = 0.45$$

$$b = 102.000 \text{ mm} = 4.08 \text{ in} \quad \text{Ancho del perfil.}$$

$$t = 79.000\text{mm} = 3.16\text{in} \quad \text{Espesor del perfil.}$$

$$b/t = 1.291$$

$$E = 29000 \text{ ksi} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 36.000 = 250 \text{ Mpa}$$

Revisamos la resistencia nominal axial a la compresión del perfil P_r , se calculara usando la Ecuación 203:

$$P_r = \phi_c \times P_n$$

Dónde:

ϕ_c = Factor de resistencia axial a la compresión de acero, sólo = 0,90.

P_n = Resistencia a la compresión nominal para no compuesta miembros y P_n es dependiente de λ , por lo tanto calcularemos primero este parámetro, usando la Ecuación 204:

$$\phi_c = 0.90$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{rs\pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

Dónde:

- $k = 0.75$ Factor de longitud efectiva
- $L = 3.00 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$
- $rs = 30.87 \text{ mm}$ Radio de giro del elemento
- $\lambda = 0.67$

Si $\lambda < 2.25$ Por lo tanto usamos la Ecuación 205:



$$P_n = 0.66^{\lambda} * A_s * F_y$$

$$A_s = 2888 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 545.91 \text{ kN}$$

$$P_r = \phi_c * P_n$$

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_r = 491.32 \text{ KN}$$

DISEÑO DE LAS DIAGONALES

Se diseñara las diagonales para una fuerza de 4.63 kN.

Ensayamos con un perfil:

2L – 76 x 76 x 9.5 (mm) con:

- b = 76 mm
- t = 76 mm
- A_s = 2888 mm²
- r_{mín} = 26.48 mm

Revisamos la relación de esbeltez del perfil usando la Ecuación 206:

$$kl/r \leq 140$$

- k = 0.75
- L_d = 2.04 m = 2040 mm
- r = 26.48 mm
- $kL_d/r = 57.78$ Ok

Verificamos la limitación ancho / espesor, para elementos sometidos a compresión axial, usando la Ecuación 202:

$$b/t < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

- F_y = 36.00 ksi E = 29000 ksi
- F_y = 250.00 Mpa E = 200000 Mpa

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.77 \qquad \frac{b}{t} = 1.00 \text{ Ok}$$



a. DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS TRANSVERSALES CENTRALES:

La fuerza sobre el ala o patín inferior de cada viga que debe transmitirse a través de los rigidizadores para el soporte se calcula usando la Ecuación 208:

$$P_{viga} = \frac{(F1 + F2)Lave}{N - Vigas}$$

- Lave = 6.20 m Ancho tributario del Diafragma
- N -Vigas = 2.00 Número de Vigas
- P viga = 7.50 KN

b. DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS TRANSVERSALES DE LOS APOYOS

La fuerza tomada del por la sección del diafragma que le trasfiere de la cubierta hacia los apoyos, se calcula usando la Ecuación 207:

$$P_{frame} = \frac{(F1 + F2)Lave}{N - Barras}$$

Lave = 12.50 m Ancho tributario del Diafragma en los Apoyos (Valor que cambia se disminuye).

$$P_{frame} = 13.13 KN$$

c. DISEÑO DE LA PLACA DE SOPORTE DE LA VIGA DIAFRAGMA

Se calculara usando la Ecuación 214 la dimensión de la placa soporte:

$$Ag \leq Fd / (\phi * Fy)$$

Siendo:

- Fd = 39.33 KN
- ϕ = 0.9
- Fy = 36 ksi = 2531.10 kg/cm2

Dónde:

$$Ag \leq 1.76 \text{ cm}^2$$

Ensayamos una placa con las siguientes dimensiones:

- PL = 500 x 250 x 16 mm
- APL = 500 x 250 = 1250 cm2
- APL > Ag OK



4.6.4. BARANDAS:

Las barandas serán diseñadas teniendo en cuenta las recomendaciones AASHTO y la norma ACI.

En el caso de una baranda de acero, se verificará que los esfuerzos actuantes, sean menores a los esfuerzos resistentes.

VERIFICACIÓN DEL POSTE:

Verificación del momento:

Usando la Ecuación 215 se cálculo el momento actuante:

$$Ma = Fh \times hf \times s$$

$$Ma = 0.0720 \text{ Ton} \times m = 7200 \text{ kg} \times m$$

Remplazamos en la Ecuación 217 para obtener el momento de inercia:

$$I = \frac{\pi}{64} [(Di + 2et)^4 + Di^4]$$

$$I = 34.72 \text{ cm}^4$$

Se calculó del momento resistente utilizando la Ecuación 216:

$$Mr = F \times I/Y$$

$$Mr = 7992.16 \text{ kg} \times m$$

Por lo tanto la verificación es correcta: $Mr > Ma$

Calcularemos el momento cortante actuante usando la Ecuación 218:

$$Va = Fh \times s \quad Va = 120 \text{ kg}$$

Remplazando en la Ecuación 220 se obtuvo el área de la sección:

$$A = \frac{\pi}{4} (Di + 2et)^2 + Di^2$$

$$A = 6.27 \text{ cm}^2$$

Calcularemos el cortante resistente usando la Ecuación 219:

$$Vr = T \times A/2 \quad Vr = 188.02 \text{ kg}$$

Por lo tanto la verificación $Vr > Va$ está conforme.



VERIFICACIÓN DEL PASAMANO

Verificación del momento

Se calculó el momento actuante usando la Ecuación 221:

$$M_a = F_h \times s^2 / 10$$

$$M_a = 960 \text{ kg}$$

Donde el momento de inercia, se calculara usando la Ecuación 223:

$$I = \frac{\pi}{64} [(D_i + 2et)^4 + D_i^4]$$

$$I = 34.72 \text{ cm}^4$$

Se calculó momento resistente reemplazando en la Ecuación 222:

$$M = F \times I / Y$$

$$M = 7992.16 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Por lo tanto la verificación $M_r > M_a$ es correcta.

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE:

Usando la Ecuación 224 se calculó el valor del cortante actuante

$$V_a = F \times s / 2$$

$$V_a = 60.00 \text{ kg}$$

Se calculó el valor del cortante resistente, usando la Ecuación 225:

$$V_r = T \times A / 2 \quad V_r = 188.02$$

Se calculó el área de la sección, usando la Ecuación 226:

$$A = \frac{\pi}{4} (D_i + 2et)^2 + D_i^2$$

Por lo tanto la verificación $V_r > V_a$ es correcta.

DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

Calcularemos el área de acero por flexión usando la Ecuación 227 calculamos el valor del momento actuante:

$$M_u = P_c \times h_c \quad M_u = 2.00 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Se calculó el peralte efectivo usando la Ecuación 228:



$$d = Bc - (Dv/2 + r)$$

$$d=11.37 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del índice de refuerzo usamos la Ecuación 229:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \times 10^5}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$W=0.0863$$

Por lo tanto, la cuantía de acero requerida se calculó usando la Ecuación 230:

$$p = \frac{w f'c}{f_y} \quad p = 0.0043$$

El área de acero requerida se calculó usando la Ecuación 231 para un ancho b de 100cm:

$$As = p \times b \times d \quad As=4.90 \text{ cm}^2$$

Usando la Ecuación 232 se calculó el área de acero mínimo:

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times b \times d$$

$$As_{\text{mín}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del espaciamiento de las barras de refuerzo se usara la Ecuación 233:

$$Sp = \frac{100 \times Av}{As}$$

$$Sp = 25.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto la verificación del espaciamiento $Sp < 45$ es correcta.

ACERO POR TEMPERATURA EN BARANDA

Se calculó el cortante actuante usando la Ecuación 235:

$$V = Pc$$

$$V=4.00 \text{ ton}$$

Para el cortante resistente usaremos la Ecuación 236:

$$Vc = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vc = 7.42 \text{ ton}$$

Por lo tanto para la verificación por corte se usará la Ecuación 237:



$$V_c > V \dots \text{Ok}$$

Se calculó el área de acero requerida usando la Ecuación 238 para un ancho $b=100\text{cm}$:

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot B_c$$

$$A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Para calcular el espaciamiento de las barras de acero de $\varnothing=3/8"$ usaremos la Ecuación 239:

$$S_p = \frac{100 \times A_v}{A_{st}}$$

$$S_p = 25.00 \text{ cm}$$

4.6.5. DISEÑO DE VEREDA

MOMENTO POR PESO PROPIO

El metrado por carga muerta, se calculó usando las Ecuaciones 240, 241, 242 y 243 respectivamente:

Baranda (Parte concreto) : $F_1 = hc \times B_c \times Y = 0.1875 \text{ ton}$

Baranda poste (anclaje = 0.30 m) : $F_2 = (hf + \text{anclaje}) \times P_u$

$$F_2 = 0.0045 \text{ ton}$$

Baranda pasamano: $F_3 = 2 \cdot P_u = 0.0080 \text{ ton}$

Vereda: $F_4 = e_v \times (L_{vol}) \times Y = 0.3252 \text{ ton}$

El momento de diseño se obtiene multiplicando, el peso de los elementos que la conforman por su brazo de palanca, usando la Ecuación 244:

$$MD = (\text{BRAZO} \times F_1) + (b_2 \times F_2) + (b_3 \times F_3) + (b_4 \times F_4)$$

$$MD = 0.1875 \times 0.725 + 0.0045 \times 0.7250 + 0.008 \times 0.7250 + 0.3250 \times 0.3250$$

$$MD = 0.2506 \text{ ton/m}$$

MOMENTO POR SOBRECARGA:

El momento por sobrecarga, se calculó usando la Ecuación 245:

$$ML = (L_{vol} - B_c) \times (s/c)$$

$$ML = 0.2 \times 0.25 = 0.05 \text{ ton/m}$$

El momento último se calculó usando la Ecuación 246:



$$Mu = 1.15 (1.25MD + 1.75ML) = 0.46 \text{ ton/m}$$

Para el diseño usaremos el valor del momento último de diseño de 2.46 ton/m (valor obtenido del análisis estructural, que se hizo para la losa usando el programa sap2000).

$$Mu = 2.46 \text{ ton/m}$$

El peralte efectivo se calculó usando la Ecuación 247 usando una varilla de $Dv \frac{1}{2}$:

$$d = ev - (Dv/2 + r) = 16.37 \text{ cm}$$

Para el cálculo del índice de refuerzo usamos la Ecuación 248:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \times 10^5}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$W = 0.0405$$

Para el cálculo de la cuantía de acero requerida se, usará la Ecuación 249:

$$p = \frac{w f'c}{fy} = 0.0020$$

El área de acero requerida, se calculó usando la Ecuación 250:

$$As = p \cdot b \cdot d = 4.10 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo se calculó usando la Ecuación 251:

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times b \times ev = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área a usar es de 4.10 cm²:

El espaciamiento de las barras de refuerzo se calculó usando la Ecuación 252:

$$Sp = \frac{100 \times Av}{Ast} = 31.00 \text{ cm}$$

ACERO DE TEMPERATURA EN VEREDA

El área de acero requerida por temperatura se calculó usando la Ecuación 253:

$$Ast = 0.0018 \times b \times ev = 3.60 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de las barras de refuerzo, se calculó usando la Ecuación 254:

$$Sp = \frac{100 \times Av}{Ast} = 20.00 \text{ cm}$$



4.6.6. DISEÑO DE CONEXIONES ATORNILLADAS

Las conexiones de los marcos transversales serán del tipo atornilladas, para el diseño se usara la tensión máxima calculada de 39.33 KN = 9 kips para el perfil 2L-3.5 X 3.5 X 3/8 in.

$$P1: 9 \text{ kips.}$$

Determinamos la capacidad de un solo tornillo

Revisamos la resistencia por cortante, usaremos tornillos de $\emptyset = d = \frac{5}{8}$ in de diámetro:

Se calculó el área del tornillo usando la Ecuación 255:

$$A_b = \frac{\pi(5/8)^2}{4}$$

$$A_b = 0.31 \text{ in}^2$$

Se calculó la resistencia nominal un tornillo usando la Ecuación 256:

$$\emptyset R_n = \emptyset F_v A_b = 0.75 \times 48 \times A_b$$

$$\emptyset R_n = \emptyset F_v A_b = 11.16 \text{ kip}$$

Se calculó la resistencia crítica al deslizamiento para un tornillo usando la Ecuación 257:

$$\emptyset R_{str} = \emptyset(1.13 \mu T_m \times N_b \times N_s)$$

No se permite el deslizamiento en la conexión, por lo tanto esta conexión es crítica al deslizamiento supondremos superficies Clase A para un tornillo A325 de 5/8 in de diámetro.

$$\emptyset R_{str} = 1 \times 1.13 \times 0.33 \times 19 \times 1 \times 1$$

$$\emptyset R_{str} = 7.085 \text{ kip/tornillo}$$

Determinamos el número de tornillos con base la resistencia y revisamos el aplastamiento usando la Ecuación 258:

$$N^{\circ} \text{ tornillos} = \frac{P1}{\emptyset R_{str}}$$

$$N^{\circ} \text{ tornillos} = 1.27 \text{ Unid}$$

Se emplearan dos tornillos A 325 de diámetro, la separación mínima se calculó usando la Ecuación 262:

$$S = 2.667d \quad S = 1.67 \text{ in}$$



O preferiblemente se deberá usar la Ecuación 262:

$$S = 3d \quad S = 1.88 \text{ in}$$

La tensión sobre el área total, se obtiene usando la Ecuación 259:

$$\phi t P_n = 0.90 \times f_y \times A_g$$

El área total de la unión del perfil:

$$A_g = 2.48$$

$$\phi t P_n = 0.90 \times 36 \times 2.48$$

$$\phi t P_n = 80.35 \text{ kip}$$

La tensión sobre el área neta efectiva se obtiene usando la Ecuación 260:

$$A_n = A_g - A_{\text{agujeros}}$$

$$A_n = 2.48 - \left(\frac{3}{8}\right) \left(\frac{5}{8} + \frac{1}{8}\right) = 2.20 \text{ in}^2$$

El área efectiva, se calculó usando la Ecuación 261:

$$A_e = U \times A_n = 0.75 \times A_n$$

Para un $U=0.75$

$$A_e = 1.65 \text{ in}^2$$

La tensión ejercida sobre el torillo se calculó usando la Ecuación 259

$$\phi t P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

$$\phi t P_n = 0.75 \times 58 \times 1.65 = 71.76 \text{ kip.}$$

De la tabla J3.4 del AISC, la distancia al borde es:

$$L_c = 1.5 \text{ in.} \quad \text{Al suponer que los bordes están cortados con cizalla.}$$

Se usará una separación $S=2.00 \text{ in}$ entre tornillos.

Para el cálculo de la resistencia por aplastamiento usaremos un diámetro de agujero de que será aumentada en $1/16 \text{ in}$, se utilizara la Ecuación 264:

$$h = d + \frac{1}{16} = \frac{5}{8} + \frac{1}{16} = \frac{11}{16} \text{ in.}$$



Para los agujeros más cercanos al borde de la placa de nudo, se calculó usando la Ecuación 265:

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 1.50 - \left(\frac{11}{16}\right) = 1.16 \text{ in}$$

$$2d = 2 \times \left(\frac{5}{8}\right) = 1.25 \text{ in.}$$

Como $L_c < 2d$, la resistencia por aplastamiento será:

La resistencia nominal se calculó con la Ecuación 266:

$$\phi R_n = \phi(1.2 \times L_c \times t \times F_u)$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 1.2 \times 1.31 \times \frac{3}{8} \times 58$$

$$\phi R_n = 22.71 \text{ kip/tornillo}$$

Para los agujeros más cercanos al borde de la placa de nudo, se calculó usando la Ecuación 265:

$$L_c = 5 - h = 2 - \frac{11}{16} = 1.31 < 2d$$

La resistencia nominal se calculó con la Ecuación 265:

$$\phi R_n = \phi(1.2 \times L_c \times t \times F_u)$$

$$\phi R_n = 0.75 \times (1.2 \times 1.31 \times \frac{3}{8} \times 58) = 25.64 \text{ kip/tornillo}$$

La resistencia total de la conexión por aplastamiento se calculó con la Ecuación 267:

$$\phi R_{nt} = \sum \phi R_n < P_1$$

$$\phi R_{nt} = 22.71 + 25.64 = 48.35 \text{ kip} > 9 \text{ kip} \dots \text{ok}$$



4.7. DISEÑO DE LOS APOYOS FIJO Y MÓVIL

Para el diseño de los apoyos se usará el "Método A" propuesto por el AASHTO LRFD, para apoyos elastomericos reforzadas almohadillas acero.

Para el diseño se usará las reacciones de cada una de las vigas, provenientes del diseño estructural del estadio Limite de Resistencia I:

- PD: 32.47 ton = 64.94 kips (Carga muerta)
- PL: 30.08 ton = 60.16 kips (Carga Vehicular HL 93, sin impacto).

Las dimensiones de nuestro apoyo elastomericos serán:

$$\text{Longitud } L = 40 \text{ cm} = 16 \text{ in} \quad \text{Ancho } W = 30 = 12 \text{ in}$$

El área del apoyo elastomericos: $L \times W = 192 \text{ in}^2$

Verificaremos las dimensiones del patín inferior y ancho de apoyo elastomericos:

El ancho patín inferior de la viga de acero $W_v: 30 \text{ cm} < W: 50 \text{ cm}$, es de menor longitud por lo tanto las medidas propuestas son correctas.

Para el cálculo de la deformación por cortante se usara la Ecuación 268:

$$\Delta o = \Delta s = 0.23 \text{ in}$$

Comprobaremos que el espesor de las capas de recubrimiento superior e inferior, sea menor al espesor de capas elastomericas interiores (excluidas las capas exteriores) usando la Ecuación 269:

$$h_{cover} \leq 0.7h_{ri}$$

h_{cover} : 0.4 in Espesor de las capas de recubrimiento superior e inferior del apoyo.

h_{ri} : 0.12 in Espesor de la capa elastómerica

$$0.32 \text{ in} \leq 0.35 \text{ in} \quad \text{Ok}$$

El número de capas elastomericas interiores (excluidas las capas exteriores)

$$n_{int}: 5 \text{ und}$$

El espesor total del apoyo elastomericos, se calculó usando la Ecuación 270:

$$h_{rt} = 2h_{cover} + n_{it} \times h_{ri}$$

$$h_{rt}: 3.14 \text{ in}$$



Para capas elastoméricas de neopreno reforzadas con acero deberá cumplirse, la siguiente Ecuación 271:

$$hrt \geq 2\Delta s$$

$$3.14 \text{ in} \geq 0.46 \text{ in}$$

PARA EL ESFUERZO POR COMPRESIÓN:

El módulo de elasticidad del neopreno, deberá cumplir la siguiente Ecuación 272:

$$0.08 \leq G \leq 0.175$$

$$G: 0.095 \text{ ksi} \quad \text{Ok}$$

Además el esfuerzo por estado límite de servicio, se deberá cumplir la Ecuación 273 y 274 respectivamente:

$$\sigma_S = \frac{PT}{A} = 0.65 \text{ ksi}$$

$$\sigma_L = \frac{PLL}{A} = 0.31 \text{ ksi}$$

El factor de forma del apoyo rectangular deberá cumplir con la Ecuación 275:

$$S = \frac{L \times W}{2hri(L+W)} = 6.86$$

PARA EL DISEÑO DEBEMOS REVISAR EL ESFUERZO PRODUCIDO POR LA ROTACIÓN DEL APOYO ELASTOMÉRICO:

La rotación de apoyo en sentido longitudinal durante la construcción del puente y la rotación por cargas de servicio:

$$\theta_{s,x}: \quad 0.06 \text{ rad.}$$

El esfuerzo sentido longitudinal del apoyo elastomérico se calcula usando la Ecuación 276:

$$\sigma_S \geq 0.5 GS \left(\frac{L}{hri} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$0.65 \text{ ksi} \geq 0.33 \text{ ksi} \quad \text{Ok}$$

El esfuerzo sentido transversal del apoyo elastomérico, se calcula usando la Ecuación 277:

$$\sigma_S \geq 0.5 GS \left(\frac{W}{hri} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$



$$0.65 \text{ ksi} \geq 0.19 \text{ ksi} \quad \text{Ok}$$

Verificáramos el reforzamiento (AASHTO LRFD 14.7.6.3.7) por Servicio:

Espesor mínimo del refuerzo requerido, se cálculo usando las Ecuaciones 278 y 279 respectivamente:

$$h_{smin} = \frac{3.0 h_{max} \times \sigma_s}{F_y}$$

Para un acero de refuerzo $F_y = 50 \text{ ksi}$.

$$h_{smin} = 0.02 \text{ in}$$

Para una constante de amplitud $\Delta FTH = 24 \text{ ksi}$.

$$h_{smin} = \frac{3.0 h_{max} \times \sigma_L}{\Delta FTH} = 0.016 \text{ in}$$

Además se deberá cumplir la Ecuación 280:

$$h_s = 0.12 \text{ in} \text{ Espesor de la capas de refuerzo}$$

$$h_s \geq h_{smin}$$

$$0.12 \text{ in} \geq 0.02 \text{ in}$$

Para revisar la estabilidad de los apoyos de forma rectangular se tendrá que cumplir con las Ecuaciones 281 y 282.

L: Longitud del apoyo elastomeric 16 in

$$\frac{L}{3} = 5.33 \text{ in}$$

W: Ancho del apoyo Elastomeric 12 in

$$\frac{W}{3} = 4.00 \text{ in}$$

El espesor total del apoyo elastomeric se cálculo con la Ecuación 283:

$$h_{rt} + h_s(n_{int} + 1) \leq L/3, W/3$$

$$3.86 \leq 4.00 \quad \text{Ok}$$

DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

El valor del coeficiente de aceleración, será tomado como el 10% de la reacción en el apoyo producido por la carga permanente, por el Estado Límite de Servicio, para ello se usará la Ecuación 283:



$$DL_{serv}: 32.47 \text{ ton} = 65.00 \text{ kip}$$

$$HEQ = DL_{serv} \times A$$

$$HEQ = 65 \times 0.1 = 6.5 \text{ kip.}$$

CALCULÓ DEL NÚMERO DE PERNOS DE ANCLAJE:

La resistencia factorizada de los pernos de anclaje se calcula con la Ecuación 285:

$$Rn = 0.48 \times Ab \times Fub \times Ns$$

Asumimos un diámetro del perno de anclaje de 1 in.

Cálculo de la sección transversal del perno.

$$Ab = \frac{\pi \times (1)^2}{4} = 0.79 \text{ in}^2.$$

Fub: 60 ksi

$$Rn = 0.48 \times 0.79 \times 60 \times 2$$

$$Rn = 45.50 \text{ kip}$$

Para calcular la resistencia de cada perno, se usará la Ecuación 286:

$$Rr = 0.65 \times 45.50$$

$$Rr = 29.58 \text{ kip}$$

La resistencia de cada perno de anclaje, tendrá que ser mayor a la fuerza horizontal DL calculada, para hacer la verificación usaremos la Ecuación 287:

$$Rr \geq HEQ$$

$$29.58 \text{ kip} \geq 6.5 \text{ kip}$$

Calculamos el esfuerzo del perno en el concreto usando la Ecuación 289:

$$Stress_{bgr} = \phi \times 0.85 \times f'c \times m$$

$$Stress_{bgr} = 0.70 \times 0.85 \times 4.4 \times 0.75$$

$$Stress_{bgr} = 1.96 \text{ kip}$$

La carga transversal por perno de anclaje, será calculado usando la Ecuación 291:

$$P_{1bolt} = \frac{HEQ}{2}$$

$$P_{1bolt} = 3.25 \text{ kip.}$$



Para calcular la tensión de aproximación, se usará la Ecuación 292:

$$A1 = \frac{P1bolt}{\left(\frac{Stressbgr}{2}\right)}$$

$$A1 = \frac{3.25}{\left(\frac{1.96}{2}\right)}$$

$$A1 = 3.31 \text{ in}^2$$

Se calculó de la longitud de empotramiento usando la Ecuación 293:

$$Lembed = \frac{A1}{\emptyset \text{ Perno}}$$

$$Lembed = \frac{3.31}{1}$$

$$Lembed = 3.31 \text{ in} = 8.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud del perno embebido en concreto del estribo, tendrá un longitud de 8.5 cm, pero para nuestro diseño usamos una longitud más conservadora a de 500 mm.

4.8. DISEÑO DE LA SOLDADURA

El diseño de la soldadura se calculará el valor del cortante factorado por el Estado Límite de Resistencia I de $V_u = 106 \text{ ton} = 212.00 \text{ kips}$.

A continuación, detallamos las dimensiones de los elementos que conforman la viga.

El momento de inercia de la viga $I_{xx} = 754835 \text{ cm}^4 = 18135 \text{ in}^4$

- Patín Inferior:

h: 1in t: 20in

H: Altura de la viga de eje a eje.

H: 1.00 m = 40 in H/2: 20 in

- Rigidizadores Intermedios:

t: 5/16 in b: 6.00 in

- Rigidizadores de Apoyo:

t: 1/2 in b: 7.00 in



DISEÑO DE LA SOLDADURA DE UNIÓN ENTRE EL PATÍN Y EL ALMA DE LA VIGA

Calculamos la resistencia de la viga usando la Ecuación 303:

$$Q = \text{Area de Patin} \times H/2$$

$$Q = 1 \times 20 \times 20.5 \text{ Kips/in}$$

$$Q = 410 \text{ kips/in}$$

Para los espesores de las placas por soldar y el tamaño mínimo de la soldadura es $W: 5/16$ in. Si se utilizan soldaduras intermitentes, su longitud mínima se determina usando la Ecuación 295:

$$L_{min} = 4x w \geq 1.5$$

$$L_{min} = 4x \left(\frac{5}{16}\right) = 1.25$$

$$L_{min} = 1.50 \text{ in}$$

Para calcular la resistencia por pulgada de la soldadura usaremos la Ecuación 296:

$$C = 0.707 \times w \times \phi F_w \times 2 \text{ soldaduras}$$

$$C = 0.707 \times (5/16)(31.5)(2)$$

$$C = 13.92 \frac{\text{Kip}}{\text{in}}$$

Para calcular la resistencia por cortante del metal usaremos la Ecuación 297:

$$t(\phi F_{BM}) = t(0.90(0.60x F_y))$$

$$t(\phi F_{BM}) = \left(\frac{5}{16}\right)(0.54)(50)$$

$$t(\phi F_{BM}) = 8.44 \frac{\text{kips}}{\text{in}} < 13.92 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Para calcular la resistencia total de un par de soldaduras de 1.5 in de longitud, utilizaremos la Ecuación 298:

$$C' = L_{min} \times t(\phi F_{BM})$$

$$C' = 8.44 \times 1.5 = 12.66 \text{ kips}$$

Para determinar la separación entre soldaduras, utilizaremos la Ecuación 299:

$$\frac{C'}{S} = \frac{V_u \times Q}{I_{xx}}$$



$$\frac{12.66}{S} = \frac{213.25}{18135} \times 410$$

$$S = 2.63 \text{ in}$$

Si se emplea una separación centro a centro de 2.5 in, se tendrán una separación libre de: $2.5 - 1.5 = 1$ in. Las especificaciones AISC dan una separación máxima para las soldaduras intermitentes de filete Sección B10, las cuales recomiendan hacer revisiones que a continuación se detallan

Para calcular la resistencia por compresión utilizaremos la Ecuación 300:

$$d \leq \frac{127t}{\sqrt{fy}} \text{ Pero no mayor que } 12 \text{ in.}$$

$$\frac{127t}{\sqrt{fy}} = \frac{127(1)}{\sqrt{50}} = 17.96 \text{ in} > 12 \text{ in}$$

Para calcular la resistencia por tensión utilizaremos la Ecuación 301:

$$d < 24t \text{ Pero no mayor que } 12 \text{ in.}$$

Al optar esos límites al presente caso verificamos:

$$24t = 24(1) = 24 \text{ in} > 12 \text{ in}$$

La separación libre máxima permisible es de 12 in y la separación libre requerida 1.25 in.

Aunque la separación libre de 2.5 in centro a centro se utiliza para toda la longitud de la trabe, para un cortante máxima $V_u = 213.25$ kips.

DISEÑO DE LA SOLDADURA PARA LOS RIGIDIZADORES INTERMEDIOS DE LA VIGA DE ACERO:

Para el diseño de la soldadura de los rigidizadores intermedios, el tamaño mínimo de la soldadura es de 3/16 in.

Para calcular la longitud mínima de la soldadura utilizaremos la Ecuación 295:

$$L_{min} = 4x \left(\frac{3}{16} \right) = 0.75 \text{ in} < 1.5 \text{ in}$$

Usamos 1.5 in.

Para:

tw: $\frac{1}{2}$ in Espesor del alma de la viga.

t: $\frac{5}{16}$ in Espesor del rigidizador de la trabe.



Para calcular la capacidad por pulgada de 4 soldaduras (dos por placa de rigidizador) utilizaremos la Ecuación 296:

$$C = 0.707 \times w \times \phi F_w \times 4 \text{ soldaduras}$$

$$C = 0.707 \times \left(\frac{3}{16}\right) (31.5)(2) = 16.70 \text{ kip/in}$$

Para calcular la capacidad por cortante del metal utilizaremos la Ecuación 302:

$$f = 0.045h \sqrt{\frac{fy^3}{E}}$$

$$f = 0.045(40) \sqrt{\frac{50^3}{29000}}$$

$$f = 3.74 \text{ kips/in}$$

La resistencia de la soldadura de una longitud de 1.5 in por 4 cordones será:

$$1.5 \times 8.44 = 12.66 \text{ kips}$$

Al igualar la resistencia por cortante por pulgada con la resistencia requerida se obtiene:

$$\frac{12.66}{S} = 3.74$$

$$S = 3.39 \text{ in}$$

Verificaremos que la separación libre máxima debe cumplir con la Ecuación 303:

$$16tw = 16 \left(\frac{1}{2}\right) = 8 \text{ in}$$

Usamos una separación centro a centro de 3 in:

$$3.00 - 1.50 = 1.50 \text{ in} < 8 \text{ in}$$

Por lo tanto usaremos soldaduras para los rigidizadores de centro de 3/16 in x 11/2in.

DISEÑO DE LA SOLDADURA PARA LOS RIGIDIZADORES EXTREMOS DE LA VIGA DE ACERO:

La longitud mínima de soldadura, para la unión de los rigidizadores extremos de la viga de acero será:

$$C = 0.707 \times w \times \phi F_w \times 4 \text{ soldaduras}$$



$$L_{min} = 4x \left(\frac{5}{16} \right) = 1.25 \text{ in} < 1.5 \text{ in}$$

Usamos 1.5 in.

Utilizamos 2 cordones por rigidizador para tener un total de 4. Igual que con los rigidizadores intermedios, la resistencia será gobernada el valor del cortante del metal de base de 8.44 kips/in o de 12.66 kips para una longitud de 1.5 in.

Para calcular la carga aplicada por pulgada en el rigidizador de extremo de apoyo se utiliza la Ecuación 305:

$$\frac{\text{Reacción}}{\text{Longitud disponible para la soldadura}}$$

$$\frac{213.25}{40 - 2(0.5)} = 5.47 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

De: $\frac{12.66}{s} = 5.47$

$$s = 2.31$$

Por lo tanto usaremos cordones de soldadura de filete de 3/16 x 11/2 para los rigidizadores de apoyo, separados 2.00 in.

4.9. SUBESTRUCTURA

DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

DATOS

- Longitud total del estribo: 7.00 m
- Carga proveniente de la superestructura: 19.88 ton/m
- Dimensionamiento de la cajuela H=1.20 m, c=0.60
- Características del suelo
- Relleno: $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$, $\phi=35$ ángulo de fricción (Cuadro 2.37).
- Cimentación: $\phi=30$ ángulo de fricción (Cuadro 2.09).
- Coeficiente de fricción terreno concreto: $f=0.6$ (Cuadro 2.38).
- Materiales: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad portante del terreno de fundación calculada: $\sigma_t=2.00 \text{ kg/cm}^2$

Coeficiente de aceleración sísmica horizontal $KH=A/2=0.16$



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN DEL ESTRIBO:

- Altura del estribo: $H=8.00$
- Ancho de la zapata: $B=5.00$ m (Usando la Ecuación 315).
- Espesor de la zapata: $t= 1.10$ m (Usando la Ecuación 316).
- Ancho de arranque de la pantalla: $t_{inf} = b' = 0.90$ m. (Usando la Ecuación 318).
- Longitud de la punta: $L=1.90$ m (Usando la Ecuación 317).
- Sobrecarga: 1000 kg/m².

CÁLCULO DE LAS CONSTANTES

Coeficiente de empuje activo (C_a) se determinó usando la Ecuación 310:

$$C_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.271$$

El coeficiente de empuje pasivo, se calculó con la Ecuación 311:

$$C_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 1.00$$

Para obtener la altura equivalente se utilizó la Ecuación 316:

$$h' = \frac{\frac{s}{c}}{\gamma} = 0.556$$

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

Para verificar la estabilidad del estribo, se estudiarán dos casos:

- Sin puente y con relleno sobre y sobrecarga.
- Con puente y con relleno sobrecargado.

PRIMER CASO: Sin puente y con relleno sobre y sobrecarga

La fuerza actuante por parte del empuje de tierras, se calculó con la Ecuación 313:

$$E_a = \frac{C_a \gamma}{2} (h + 2h') = 17776.90 \text{ kg/m}$$

El punto de aplicación de E_a , se calculó con la Ecuación 314:

$$y = \frac{h \times (h + 2h')}{3 \times (h + 2h')} = 2.83 \text{ m}$$

Fuerzas horizontales actuantes:



ESTABILIDAD AL VOLTEO

Momento de volteo

$$M_v = Y(E_a + F_s) = 56331.24 \text{ Kg/m} - \text{m}$$

Calculamos el valor del momento estabilizador

Cuadro 4.13 Momento estabilizador

Pi	Área m ²	Brazo de Giro X(m)	Fuerza Kg	F x X Kg-m
P1	0.72	3.70	1728.00	6393.60
P2	0.10	3.80	240.00	912.00
P3	0.10	3.73	240.00	896.00
P4	4.85	3.18	11628.00	36918.90
P5	0.14	2.73	342.00	934.80
P6	6.60	3.00	15840.00	47520.00
T1	13.80	5.00	24840.00	124200.00
T2	0.10	3.87	180.00	696.00
T3	1.98	3.80	3564.00	13543.20
T4	2.70	1.35	4860.00	6561.00
T5	0.05	2.70	90.00	243.26
S/C	2.00	5.00	3600.00	18000.00
TOTAL			67152.00	256818.76

FUENTE: Elaboración Propia

Por lo tanto el momento estabilizador: 256819 Kg-m

ESTABILIDAD AL VOLTEO

Coeficiente de Seguridad de Volteo (C.S.V), se calcula con la Ecuación 317:

$$C.S.V = \frac{M_e}{M_v} = 4.56 > 2 \quad Ok$$

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Empuje Pasivo se, encuentra a la altura de la Zapata:

$$h = 2.10m$$

$$y = \frac{h}{3} = 0.33$$



Empuje pasivo, se determinó con las ecuaciones, se calcula con la Ecuación 315:

$$E_p = \frac{C_p \times \gamma \times h^2}{2} = 3969 \text{ kg/m}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento CSD se determinó usando la Ecuación 317:

$$CSD = \frac{\sum F \times f + E_p}{\sum F_h} = 1.89 < 1.50$$

Las presiones en la base se calcularon con la Ecuación 318:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{\sum F_v} = 0.46 \text{ m}$$

Considerando: $e_{\text{máx}} = B/6$

$e_{\text{máx}} = B/6 = 1.083 > 0.46$ Por lo tanto no necesita aumentar el ancho de la zapata

Se verificarán los esfuerzos en la base de la zapata con la Ecuación 319:

$$\sigma = \frac{0.01 \sum F_v}{B} \pm \frac{0.06 \sum F_v \times e}{B^2}$$
$$\sigma = 1.12 \pm 0.517$$

Entonces se tiene:

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.64 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_t = 1.81 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 0.60 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 0 \quad (\text{OK})$$

SEGUNDO CASO: Con puente y con relleno sobrecargado

La reacción máxima se calcula con la Ecuación 320:

$$R = RD + RL = 17.73 \text{ ton}$$

La fuerza de fricción simple por resbalamiento, se cálculo con la Ecuación 321:

$$F_f = 0.15 \times R = 2.66 \text{ ton}$$

Aplicado a: $y_f = 5.85 \text{ m}$

$$Y_f = Y_f = 7 - 1.2 + 0.0508 = 5.85 \text{ m}$$



ESTABILIDAD AL VOLTEO

Momento de Volteo: $M_v = E_a \times Y + F_f \times Y_f + F_s \times Y_s$

$$M_v = 17776.90 \times 2.82 + 2659.28 \times 6.8508 + 2133.20 \times 2.82 = 74549.48 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento Estabilizador:

$$M_e = S M_e + R X$$

$$X = 3.075 \text{ m}$$

$$M_e = 311334.12 \text{ Kg} - \text{m}$$

El coeficiente de seguridad al volteo, se calculó con la Ecuación 322:

$$CSV = \frac{M_e}{M_v} = 4.18 > 1.50 \text{ (Ok)}$$

La estabilidad al deslizamiento, se cálculo con la Ecuación 323:

$$\sum F_h = E_a + F_f = 17776.90 + 2659.28 + 2133.20 = 18168.6 \text{ Kg/m}$$

$$\sum F_v = F_v + R = 67152 + 17728.50 = 84880.60 \text{ Kg/m}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento, se calcula con la Ecuación 324:

$$CSD = \frac{\sum F_v \times f + E_p}{\sum F_h} = 2.81 > 2 \text{ (Ok)}$$

PRESIONES EN LA BASE

Para asegurar que los esfuerzos sean en compresión, se cálculo la excentricidad de las fuerzas actuantes:

Las presiones en la base se calcularon con la Ecuación 325:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{\sum F_v} = 0.21 \text{ m}$$

Considerando: $e_{\text{máx}} = B/6$

$e_{\text{máx}} = B/6 = 1.00 > 0.21$ Por lo tanto no necesitamos aumentar el ancho de la zapata

Se verificaran los esfuerzos en la base de la zapata usando la Ecuación 326:

$$\sigma = \frac{0.01 \sum F_v}{B} \pm \frac{0.06 \sum F_v \times e}{B^2}$$



$$\sigma = 1.42 \pm 0.29 = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1.42 \pm 0.29 = 1.13 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se tiene:

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.71 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_t = 1.81 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.37 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 0 \quad (\text{OK})$$

DISEÑO DEL CONCRETO

DISEÑO DE LA PANTALLA

- Para un metro de ancho : 100 cm
 - Altura de la Pantalla : 610 m
 - Base de la Corona : 90 cm
 - Recubrimiento : 5 cm
- f = 0.9

Momento flector en la base de la pantalla:

Por carga muerta, se calculó con la Ecuación 327:

$$MD = Y(Ea + Fs)$$

$$F.C = 1.7$$

$$Ea = \frac{Cax \gamma}{2} (h + 2h') = 10.728 \text{ ton/m}$$

Punto de aplicación

$$y = \frac{hx(h + 2h')}{3x(h + 2h')} = 2.190 \text{ m}$$

Fuerza Sísmica: $Fs = 0.12 Ea = 1287.38703 \text{ Kg/m}$

Momento factorizado $Mu = 1.70 x MD$, se calcula con la Ecuación 328:

$$Mu = F.C(M) = 44.73 \text{ ton/m}$$

Para:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento resistente con ρ máx, se calcula con la Ecuación 329:



$$M_{r\max} = \phi \times K \times b \times d^2 = 319.01 \text{ ton/m}$$

Como $M_{r\max} > M_u$ cumpliéndose con la Ecuación 339, por lo tanto la sección se diseñara, como una sección simplemente armada.

DISEÑO DEL ACERO:

Para el cálculo del índice de refuerzo (w), se utilizó la Ecuación 331:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} = 0.033$$

Para calcular la cuantía, se utilizó la Ecuación 332:

$$\rho = w \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.0017$$

Por lo tanto, se calcula cuantía máxima y mínima con la Ecuación 333:

$$\rho = 0.0017 < \rho_{\max} = 0.016 \text{ Ok}$$

$$\rho = 0.0024 > \rho_{\min} = 0.0017 \text{ Ok}$$

Para el cálculo del área del acero principal se utilizó la Ecuación 334:

$$A_s = \rho \times b \times d = 14.20 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del área del acero mínimo se utilizó la Ecuación 336:

$$A_{s\min} = 0.0018 \text{ bd} = 15.3 \text{ cm}^2$$

Por lo para el diseño usamos el área mínima 15.3 cm^2

Por lo tanto usaremos: $1 \text{ } \emptyset \text{ N}^\circ 8 \text{ @ } 30 \text{ cm}$

Acero horizontal:

Se determinó con la Ecuación 335:

$$A_{st} = 0.02 \times b \times t = 17.00 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2}{3} A_{st} = 11.33 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usaremos: $1 \text{ } \emptyset \text{ N}^\circ 5 \text{ @ } 25 \text{ cm}$

Además:

$$\frac{1}{3} A_{st} = 5.67 \text{ cm}^2$$



Por lo tanto usaremos: $1 \text{ } \emptyset \text{ N}^{\circ} 5 @ 35 \text{ cm}$

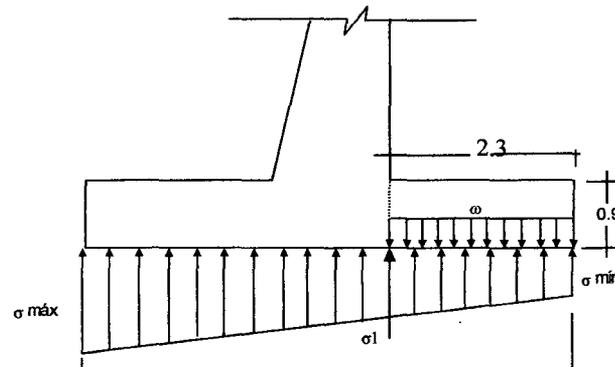
Acero de montaje:

Se calculó con la Ecuación 345:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 15.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto: $1 \text{ } \emptyset \text{ N}^{\circ} 8 @ 30 \text{ cm}$

DISEÑO DE TALÓN



Cargas de gravedad son w : s/c + Peso del relleno + Peso de la zapata se determinó con la Ecuación 337:

$$w = 1000 + 6.1 \times 1800 + 0.9 \times 2400 = 14140 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

El momento producido por cargas "w", se determina con la Ecuación 338:

$$M_1 = w \times \frac{l^2}{2} = (14140 \times 2.3^2) / 2 = 37.40 \text{ ton} - \text{m}$$

El esfuerzo por corte producido por carga W se determinó con la Ecuación 339:

$$V_1 = wx (l - d)$$

$$V_1 = 14140 \times 2.3 = 32522 \text{ Kg}$$

Dónde: l es la longitud del talón y w es la carga por gravedad.

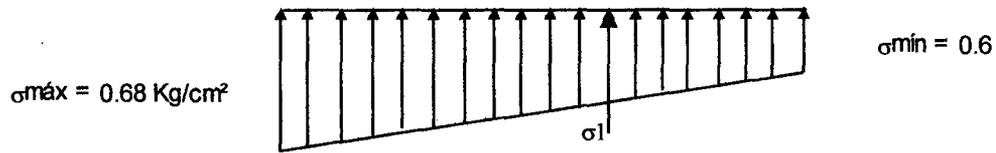
MOMENTO ACTUANTE Y LAS PRESIONES EN EL TALÓN LA ZAPATA DEL ESTRIBO

Se presentan dos casos, los cuales tendrán que ser revisados para nuestro diseño, para ello usaremos la Ecuación 340:

$$M_2 = \left[\frac{\sigma_{\text{mín}} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\text{mín}}) \times l^2}{2} \right] \times 100$$



PRIMER CASO: Sin puente, con relleno y sobrecarga.

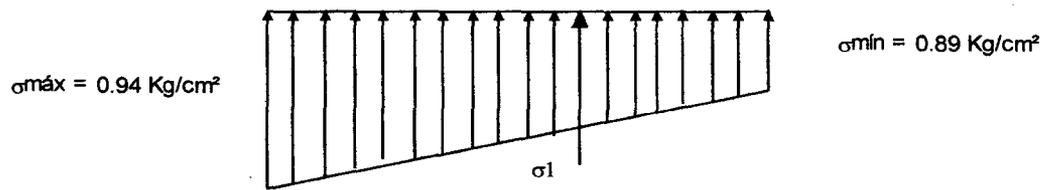


$$\sigma_1 = 0.628 Kg/cm^2$$

Remplazando en la Ecuación 340

$$M_2 = 1611957.95 Kg - cm < M_1$$

SEGUNDO CASO: Con puente, relleno y sobrecarga.



$$\sigma_1 = 0.908 Kg/cm^2$$

Remplazando en la Ecuación 349:

$$M_2 = 2369648.72 Kg - cm < M_1$$

ESFUERZOS POR CORTE EN LA TALÓN DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO

Se presentan dos casos, los cuales tendrán que ser revisados para nuestro diseño, para ello usaremos la Ecuación 341:

$$V_2 = \left[\sigma_{min} \times l' + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{min}) \times l'^2}{2} \right] \times 100$$

PRIMER CASO: Sin puente, con relleno y sobrecarga.

Se calculó usando la Ecuación 341:

$$V_2 = 14125.54 Kg < V_1$$

SEGUNDO CASO: Con puente, relleno y sobrecarga.

Se calculó usando la Ecuación 341:

$$V_2 = 20673.46 Kg < V_1$$



Dónde: l es la longitud del talón y σ es la presión transmitida al terreno.

DISEÑO DEL ACERO

- Acero por flexión

Momento resistente se calculó con la Ecuación 342:

$$M_d = M_1 - M_2 = 21280.72 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_r \text{ máx} = \phi \times k \times b \times d^2, M_r \text{ máx} > M_u$$

$$M_u = 1.70 \times M_d = 36177.22 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo del índice de refuerzo (w) se calculó con la Ecuación 343:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} = 0.030$$

Para calcular la cuantía, se utilizó la Ecuación 332:

$$\rho = w \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.0018$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.0018 < \rho_{\text{máx}} = 0.016 \text{ Ok}$$

$$\rho = 0.0028 > \rho_{\text{mín}} = 0.0017 \text{ Ok}$$

Para el cálculo del acero principal, se utilizó la Ecuación 334:

$$A_s = \rho \times b \times d = 12.18 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto: 1 ϕ 6 @ 20 cm

Chequeo por corte: $V_c > V_u$

$$V_d = V_1 - V_2 = 18.40 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.70 \times V_d = 31.27 \text{ ton}$$

El valor del cortante resistente del concreto, se determinó con la Ecuación 353:

$$V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 55.29 \text{ ton}$$

Por lo tanto como $V_c > V_u$, la sección no necesita estribos en esta sección.

$$V_c = 55.30 \text{ ton} > 31.27 \text{ ton} \dots \dots \text{Ok}$$



DISEÑO DE LA PUNTA

Cargas utilizadas para el diseño serán:

$$w = P.P \text{ ZAPATA} + \text{PESO TERRENO}$$

$$w = 0.9 \times 2400 + 1 \times 1800 = 3960 \text{ Kg/m}^2$$

El momento producido por la carga "w" se calculó usando la Ecuación 345:

$$M1 = w \times \frac{l^2}{2} = 21.56 \text{ ton}$$

El corte producido por cargas "w" se calculó usando la Ecuación 346:

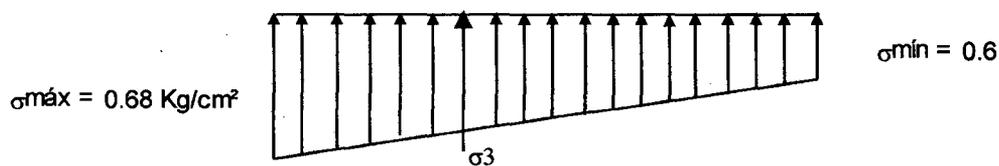
$$V1 = wx (l - d) = 13.07 \text{ ton}$$

MOMENTO ACTUANTE EN LA Y LAS PRESIONES EN LA PUNTA DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO

Para el cálculo se usara la ecuación 347:

$$M2 = \left[\frac{\sigma_{\text{mín}} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\text{mín}}) \times l^2}{2} \right] \times 100$$

PRIMER CASO: Sin puente, con relleno y sobrecarga.

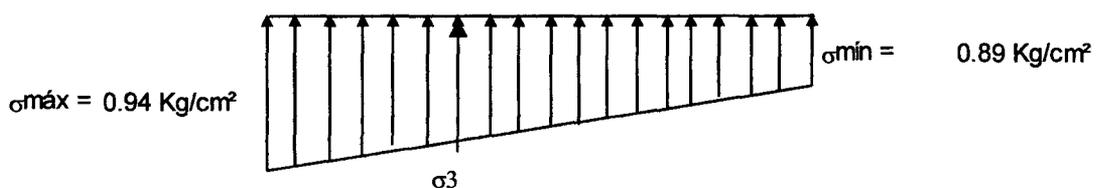


$$\sigma_3 = 0.639 \text{ Kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la Ecuación 347 del momento:

$$M2 = 36288.08 \text{ Kg} - \text{m} > M1$$

SEGUNDO CASO: Con puente, relleno y sobrecarga.





$$\sigma_3 = 0.915 \text{ Kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación 347 del momento:

$$M_2 = 50722.26 \text{ Kg} - \text{m} > M_1$$

ESFUERZOS POR CORTE EN LA PUNTA DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO

Se determinó con la Ecuación 348:

$$V_2 = \left[\sigma_{\min} \times l' + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\min}) \times l^2}{2} \right] \times 100$$

PRIMER CASO: Sin puente, con relleno y sobrecarga.

Al reemplazar en la Ecuación 348 por cortante:

$$V_2 = 21769.85 \text{ Kg} > V_1$$

Dónde: l es la longitud del talón, w es la carga de gravedad y σ es la presión transmitida al terreno.

SEGUNDO CASO: Con puente, relleno y sobrecarga.

Al reemplazar en la Ecuación 348 por cortante:

$$V_2 = 30601.15 \text{ Kg} > V_1$$

DISEÑO DEL ACERO

$$M_d = M_1 - M_2 = 29.16 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u = 1.70 \times M_d = 49.57 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento resistente se calculó usando la Ecuación 349:

$$M_r \text{ máx} = \phi \times k \times b \times d^2, M_r \text{ máx} > M_u$$

$$M_r \text{ máx} = 319.01 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo del índice de refuerzo (w) se calculó usando la Ecuación 350:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} = 0.037$$

Para calcular la cuantía se utilizó la ecuación 334:

$$\rho = w \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.0019$$

Se deberá cumplir con la Ecuación 333:



$$\rho = 0.0019 < \rho_{\max} = 0.016 \text{ Ok}$$

$$\rho = 0.0019 > \rho_{\min} = 0.0017 \text{ Ok}$$

Para el cálculo del acero principal se utilizó la ecuación 334:

$$A_s = \rho \times b \times d = 15.80 \text{ cm}^2$$

Área de acero Mínimo:

Acero transversal en la zapata: $A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d$

$$A_s \text{ mín} = 15.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto: $1 \text{ } \emptyset \text{ N}^\circ 6 @ 20 \text{ cm}$

Chequeo por corte: $V_c > V_u$

CHEQUEO POR CORTE

Calculamos el cortante último.

$$V_d = V_1 - V_2 = 17.53 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.7 \times V_d = 29.81 \text{ ton}$$

El cortante resistente por el concreto, se determinara con la Ecuación 344:

$$V_c = \emptyset \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 58.76 \text{ ton}$$

Como $V_c > V_u$, la sección no necesita Estribos

Por lo tanto: $1 \text{ } \emptyset \text{ N}^\circ 6 @ 20 \text{ cm}$

DISEÑO DE LA CORONA DEL ESTRIBO:

$$d = 30.00 \text{ cm}$$

Por carga muerta: $MD = Y(Ea + Fs)$

$$Ea = \frac{Cax \gamma}{2} (h + 2h') = 676.39 \text{ ton/m}$$

Punto de aplicación

$$y = \frac{h \times (h + 2h')}{3 \times (h + 2h')} = 0.50 \text{ m}$$

Fuerza Sísmica: $F_s = 0.12 Ea = 81.17 \text{ kg} - \text{m}$

Momento flector: $M = Y(Ea + Fs) = 375.87 \text{ Kg} - \text{m}$

Momento último calculó usando la Ecuación 362:



$$Mu = 1.70 \times MD$$

$$Mu = 1.7(MD) = 0.64 \text{ ton/m}$$

Momento resistente con ρ máx se calculó usando la Ecuación 354:

$$M_{r\text{máx}} = \phi \times K \times b \times d^2 = 138.47 \text{ ton/m}$$

Como $M_{r\text{máx}} > Mu$ por lo tanto la sección se diseñara, como una sección simplemente armada.

DISEÑO DEL ACERO:

Para el cálculo del índice de refuerzo (w) se utilizó la Ecuación 356:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} = 0.0011$$

Para calcular la cuantía se utilizó la ecuación 332:

$$\rho = w \times \frac{f'c}{fy} = 0.000054$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.000054 < \rho_{\text{máx}} = 0.016$$

$$\rho = 0.000054 > \rho_{\text{mín}} = 0.0017$$

Para el cálculo del acero principal se utilizó la Ecuación 334:

$$As = \rho \times b \times d = 0.30 \text{ cm}^2$$

Área de acero Mínimo: $As_{\text{min}} = 0.0018 \text{ bd} = 10.08 \text{ cm}^2$

Por lo para el diseño usamos el área mínima de acero 10.08 cm^2

Por lo tanto usaremos: 1 ϕ N° 5 @ 20 cm

Acero de contracción y temperatura.

$$As_{rpt} = 0.002 \text{ b d}$$

$$As_{rpt} = 11.20 \text{ cm}^2$$

Parámetro exterior: $2/3 As_{rpt} = 7.47 \text{ cm}^2$

Por lo tanto: 1 ϕ N° 4 @ 15 cm

Parámetro Interior: $1/3 As_{rpt} = 3.73 \text{ cm}^2$

Por lo tanto: 1 ϕ N° 3 @ 20 cm



4.10. ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

El Estudio de Impacto Ambiental es tanto un proceso como un producto. Como proceso, es la actividad por la cual uno intenta predecir las clases de resultados reales y potenciales de las interacciones esperadas entre un nuevo proyecto y el medio ambiente natural/humano donde se planifica el proyecto. El proceso continúa con el desarrollo de aspectos específicos importantes del proyecto (medidas de mitigación) - en las fases de ubicación, diseño, prácticas de construcción y operación, monitoreo, recuperación de tierras, políticas de administración, etc. que confinarán a los impactos ambientales dentro de límites aceptables.

Como producto, el estudio de impacto ambiental es el documento que contiene la información de soporte necesaria sobre el proyecto y el medio ambiente, señala los compromisos del proponente sobre las medidas de mitigación y presenta las predicciones de impactos efectuadas por profesionales calificados.

4.10.1. DEFINICIÓN DEL PROYECTO EN GENERAL

El proyecto de construcción del puente San Juan el cual consistirá en el reemplazo puente de colgante en mal estado por otro de sección compuesta con una luz libre de 25.00 m. que unirá a San Juan con, Ogoriz, Conga y Viznaga, el cual será de gran importancia para el desarrollo económico del lugar.

Un aspecto importante a tomar en cuenta es que debido a que las obras se ejecutarán sobre una vía existente y de alta importancia, se deberá modificar su trazado vial y se deberá considerar para las nuevas obras los diseños de los accesos de tal manera que empaten con las vías actuales.

4.10.2. DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE:

El área del proyecto tiene poco grado biótico sobre el medio ambiente en el sector de influencia, por tratarse de un camino ya existente que tendrá modificaciones en la rasante, en la corrección del trazo y en la modificación de los taludes existentes.

El mejoramiento que propone el proyecto está destinado principalmente a causar impacto en el orden económico bajando los costos de transporte.

En el aspecto social la vía facilitará el desplazamiento de las personas y vehículos de forma integradora desde el anexo del Distrito de San Juan hacia sus anexos de forma directa, además de proporcionar una vía peatonal para la población directamente beneficiaria para el traslado de los insumos para la producción agropecuaria, el incremento de flujo turístico por la facilidad y la garantía del acceso.

A. MEDIO FÍSICO

a. CLIMA

El clima es cálido, pero varía durante el año, con nubosidad relativa presenta en las primeras horas de la mañana, también hay presencia de lluvias y heladas.



b. AGUA

En la zona de estudio, la fuente principal se da a través de las lluvias que van a dar a río Jequetepeque, permitiendo el crecimiento de las diversas especies vegetales.

c. AIRE

Actualmente existe bastante circulación de vehículos por la zona de estudio provenientes de la costa, presenta una contaminación moderada por emisión de los vehículos.

B. MEDIO BIOLÓGICO

a. FLORA

A lo largo de los márgenes de la quebrada San Juan existe bastante vegetación natural.

b. FAUNA

En esta zona se observa poca presencia de animales silvestres en la parte alta de los cerros, las cuales han sido desplazados por la presencia del hombre. La fauna existente en la zona es: gallinas, pavos, perros, gatos, además existe animales vacunos, ovinos y porcinos.

C. MEDIO SOCIOECONÓMICO

a. POBLACIÓN

Actualmente en la zona de estudio existe gran cantidad de viviendas.

b. PRODUCCIÓN Y EMPLEO

En 1990 Cajamarca tuvo el Tercer PBI mas bajo de los departamentos del Perú. La agricultura es de lejos la actividad económica más importante. Sin embargo, su importancia esta decreciendo en términos absolutos y relativos, dado el ligero incremento de la población rural.

c. SALUD Y VIVIENDA

En San Juan la población cuenta con servicio de electricidad en sus hogares, el abastecimiento del agua se da a través de manantiales cercanos, el material predominante de las viviendas en tapial y adobe salvo en algunos casos que son de material noble.

d. EDUCACIÓN

El distrito de San Juan, por el acelerado crecimiento poblacional, por lo cual es mayor también la población estudiantil.



4.10.3. IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS

4.10.3.1. IDENTIFICACIÓN

a. LA ATMÓSFERA:

Daños y efectos causados en el aire por la emisión de gases del funcionamiento de los factores de las maquinarias durante el proceso de construcción de la obra y constante tráfico durante la posterior puesta en servicio.

La volatilización de combustibles, grasa, aceites y otros capaces de impregnar el aire de olores diferentes al medio natural.

El ruido causado por el funcionamiento de las maquinarias durante las operaciones de movimiento de tierras.

b. SUELOS:

Los efectos del proceso de movimiento de tierras, que implica en la rotura de la estructura natural con el consiguiente disturbio en los procesos de infiltración de aguas, soporte de aguas biológicas, flora fauna, etc.

La contaminación de los suelos por causa de desechos provenientes del mantenimiento de las maquinarias (grasas, aceites y combustibles), agentes que causan en la estructura misma del suelo ocasionando saturación a nivel iónico que impide el proceso natural de oxidación e intercambio molecular.

c. HIDROLOGÍA:

Los efectos sobre la calidad de las aguas causadas por los derramamientos de los desechos de insumos derivados de petróleo, grasas, aceites, combustibles y otros óxidos de metales, productos solubles en agua, etc.

Los efectos de las aguas servidas producto del consumo humano causadas por los diversos factores que intervienen en el proceso constructivo de la obra.

4.10.3.2. VALORACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

METODOLOGÍA

Para el Estudio de Impacto Ambiental de este proyecto, se optó por la metodología basada en la Matriz de Leopold. Este sistema utiliza una tabla de doble entrada (Ver Anexo 4.5). En las columnas se ubica las acciones humanas que pueden alterar el sistema el sistema y en las filas las características del medio que se pueden alterar.

Para tener en claro de los resultados finales, el siguiente cuadro con la siguiente escala de impactos:

Valoración de Impactos

Índice de Impacto	Categoría	Color
75-100	Crítico	Rojo



50-75	Severo	Amarillo
25-50	Moderado	Verde
0- 25	Compatible	Azul

FUENTE: Elaboración Propia

Los factores del medio ambiente impactados negativamente son los fuertes ruidos por los trabajos de maquinaria pesada y elevados a niveles de polvo generado por el movimiento de tierras y obras de concreto armado.

El factor del medio ambiente mas *impactado positivamente* es la seguridad y la calidad de vida que tendría el poblador al realizar el proyecto, con la construcción del puente ayudara al intercambio comercial y al incremento del turismo en la zona.

De acuerdo con las matrices, se puede decir que el proyecto presenta un Impacto Moderado

GENERALIDADES

El estudio de Impacto Ambiental tiene como objetivo identificar, predecir, integrar y comunicar los probables Impactos Ambientales que se originarán en las etapas de ejecución de obra y de operación vehicular, así como las alternativas de solución que puedan ayudar a mitigar los Impactos Ambientales Negativos, y en el caso de los Impactos Positivos, reforzar los beneficios generados por la ejecución del Proyecto.

4.10.4. PROGRAMA DE MEDIDAS PREVENTIVAS Y/O CORRECTIVAS.

a. ETAPA DE PLANEAMIENTO

Expectativa de generación de empleo

- Coordinar e informar con los Alcaldes y dirigentes de los centros poblados adyacentes a la carretera, sobre las políticas de la mano de obra.
- La labor informativa deberá implementarla el MTC.

Afectación de predios

- PROVIAS deberá realizar las coordinaciones respectivas con los pobladores afectados y las autoridades locales y/o policiales.
- PROVIAS deberá realizar las compensaciones respectivas.

b. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Incremento de los Niveles de Emisión:

- Proceder al humedecimiento de los caminos de acceso, hacia las canteras, áreas de depósitos de excedentes, campamentos, planta de trituración.
- Utilizar una manta húmeda o toldo en las unidades de transporte de material.



Disminución de la calidad de las aguas superficiales

- Evitar la formación de taludes ribereños inestables.
- Prohibir el lavado de las maquinarias o vehículos de carga, u otros, directamente sobre las aguas de la quebrada.

Alteración de la cobertura vegetal y suelos:

- Delimitar el área donde se emplazarán las estructuras proyectadas.
- Todo material excedente, deberá ser eliminado hacia un área de depósito de excedentes.
- Prohibir la acumulación y/o depósito de excedentes en las riberas de la quebrada.

Afectación de la fauna silvestre y/o doméstica:

- Colocar señales preventivas provisionales adyacentes a la carretera.
- Implementar charlas de educación vial a los conductores de las maquinarias.
- Restringir la velocidad de los vehículos y maquinarias al circular por centros poblados.

Alteración ecológica por instalación y operación del campamento de obra:

- Se procederá a la remoción, transporte y almacenaje de la cubierta orgánica, en lugares adecuados.
- Delimitación del área a ocupar por las instalaciones del campamento de obra.
- Prohibido el arrojamiento de desperdicios sólidos al agua de la quebrada y/o áreas adyacentes.
- En los talleres y zonas de ubicación de maquinarias, vehículos y equipos, se instalarán sistemas de disposición de grasas y aceites.

Alteración ecológica por explotación de canteras:

- Señalizar adecuadamente los frentes de trabajo
- Previa a la extracción de materiales, se realizará un proceso de limpieza en las zonas, retirándose la capa superficial orgánica del suelo.
- Las zonas de almacenamiento de los materiales se ubicarán en áreas adecuadas.
- El personal de obra, deberá contar con el correspondiente equipo de protección.

ETAPA DE OPERACIÓN

Incremento de los niveles de inmisión y sonoros:

- Control de los contaminantes por motores de combustión de los vehículos.



- El estudio de ingeniería deberá incluir una adecuada señalización, con la disposición de señales reguladoras e informativas.

Probable ocurrencia de procesos erosivos:

- El estudio de ingeniería deberá incluir el estudio correspondiente para estimar la socavación que el río puede causar sobre las estructuras proyectadas, y así considerar el diseño y construcción de defensas ribereñas, entre otros.

Riesgo de accidentes automovilísticos:

- Se deberá proceder a la reubicación de las viviendas en el derecho de vía de la zona.
- El expediente de ingeniería deberá incluir el diseño de dispositivos de seguridad para la prevención de accidentes.

4.10.5. PROGRAMA DE VIGILANCIA Y CONTROL AMBIENTAL

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	PUNTOS DE MONITOREO
Monitoreo de la calidad del aire	Emisión de gases de vehículos y Maquinarias.
Monitoreo de los niveles sonoros	El campamento (patio de máquinas).
Monitoreo de la calidad del agua	Aguas abajo de las fuentes de agua del proyecto. Curso de agua más cercano a la ubicación de campamentos, talleres y almacenes.
ETAPA DE OPERACIÓN	PUNTOS DE MONITOREO
Monitoreo de la calidad del aire (trimestral en el 1 año.)	Emisión de gases de vehículos.
Monitoreo de la calidad del agua (después del 1 mes de operación)	Ubicación de canteras. Curso de agua más cercano a la ubicación de campamentos, talleres y almacenes.
Monitoreo de la estabilidad de las estructuras	Las estructuras proyectadas (estribos, pilares).
Monitoreo de la invasión del derecho de vía	Áreas adyacentes al nuevo puente San Juan.

En Anexos se detallan las Matrices de LEOPOLD de Planeamiento, construcción y operación.

De acuerdo con las Matrices, se puede decir que el proyecto presenta un: **IMPACTO AMBIENTAL MODERADO.**

CAPÍTULO V

RESULTADOS



CAPÍTULO V

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Topografía de la zona.

- Margen derecha e izquierda presenta topografía ondulada (Ver plano PG-01).
- Equidistancia de curvas de nivel 1.00 m.
- Escala del plano topografico 1/500.

5.2. ESTUDIO DE TRÁNSITO

- Camión de diseño: HL-93

Tipo de Vía

- IMD: 18 veh/día.
- Según su jurisdicción: Sistema vecinal.
- Según su Servicio: Tercera categoría.

5.3. ESTUDIO GEOLÓGICO

- Era Mesozoico.
- Periodo Cretáceo.
- Época Superior.
- Unidad Estratigráfica: Formación Chulec.
- Litología: Rocas sedimentarias.

5.4. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Cuadro 5.01. Resultado del suelo en estudio

Calicata	Estrato	Clasificación	
		SUCS	AASHTO
C1	1	CL	A7-6
	2	GW-GM	A1-a
C2	1	CL	A7-6
	2	GW-GM	A1-a

Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 5.02. Resumen de los ensayos de mecánica de suelos

Profundidad Calicata 01	Clasificación		Descripción del Material	Muestras	W%	Límites	
	Símbolo	Símbolo				LL %	IP%
	SUCS	Gráfico					
0.00	CL		Arcilla inorgánica de alta plasticidad de color marrón, mezclado con arena fina	M1	32.9	47.53	21.26
1.20 3.00	GW-GM		Grava bien gradada con limo	M2	14.92	-	-
Calicata 02							
0.00	CL		Arcilla inorgánica de alta plasticidad de color marrón, mezclado con arena fina	M1	32.9	47.53	21.26
1.00 3.00	GW-GM		Grava bien gradada con limo	M2	14.92	-	-

Fuente: Elaboración Propia



5.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Cuadro 5.03. Resultados de los Parámetros Geomorfológicos

Parámetros geomorfológicos	
Área	A: 8.87 km ²
Perímetro	P: 23.48 km
Coficiente de Compacidad	Kc:2.37
Pendiente del cauce principal	S %:14.10
Factor de forma	F:0.23
Pendiente de la cuenca	Sc %: 26.00
Altura media	H:2877.77 m.s.n.m.
Tiempo de Concentración	Tc:34.80 minutos

Fuente: Elaboración Propia

Características en la zona del proyecto

Cuadro 5.04. Característica hidráulicas, en la zona del proyecto

Resumen de los estudios hidráulicos en la zona del proyecto	
Caudal de diseño	Q: 76.50 m ³ /s
Tirante de diseño	Yo: 0.75 m
Profundidad de socavación	ds: 3.00 m
Borde Libre	bl: 2.00 m

Fuente: Elaboración Propia

5.6. DISEÑO DEL PUENTE-SUPERESTRUCTURA

5.6.1. DISEÑO GEOMÉTRICO

Cuadro 5.05. Dimensiones de la estructura del puente.

Luz libre:	25.00 m.
Número de vigas laterales:	02
Número de diafragmas:	05
Ancho de calzada:	4.50 m.
Ancho de veredas:	0.80 m.
Altura de guarderas:	0.30 m.
Altura de barandas:	1.00 m.
Altura libre del puente:	5.00 m.

Fuente Elaboración Propia



5.6.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

La superestructura proyectada es simplemente apoyada, de un solo tramo con una luz libre entre estribos de 25.00 mts.

Superestructura

Cuadro 5.06. Resultados del diseño geométrico y estructural de la superestructura

Superestructura	
N° de vigas laterales	02
N° de diafragmas	05
N° de vías	01
Ancho de vía	4.50 m
Ancho de veredas	0.80 m
Espesor de la loza	0.20 m
Vehículo de diseño	HL-93

Fuente: Elaboración Propia

Baranda:

Cuadro 5.07. Resultados del diseño estructural de la baranda.

Baranda	
Altura	0.60 m
Tubo de baranda	3" y 4" F°G°
Soporte de baranda	Platina e= 9.5 mm y 12.5 mm

Fuente: Elaboración Propia

Vereda

Cuadro 5.08. Resultados del diseño estructural de la vereda.

Vereda	
Ancho	0.80 m.
Altura respecto a la loza	0.20 m
Acero (+)	1 Ø ½ @ 0.25 m.
Acero de repartición y de temperatura(+)	1 Ø 3/8 @ 0.20 m.
Acero (-)	1 Ø ½ @ 0.25 m.
Acero de repartición y de temperatura(+)	1 Ø 3/8 @ 0.20 m.

Fuente: Elaboración Propia

Guarderas:

Cuadro 5.09 Resultado del diseño estructural de la guarderas.

Guardera	
Ancho	0.15 m
Altura respecto a la vereda	0.50 m
Acero (+)	1 Ø ½ @ 0.25 m.
Acero de repartición y de temperatura(+)	1 Ø 3/8 @ 0.25 m.



Losa del tablero del puente

Cuadro 5.10 Resultados del diseño estructural del tablero del puente.

Detalles de los acero a usar	
Espesor de la losa	0.20 m
Acero positivo	1 Ø 5/8@ 0.20 m.
Acero negativo	1 Ø 5/8@ 0.20 m.
Acero de repartición negativa	1 Ø ½ @ 0.25 m.
Acero de repartición positivo	1 Ø ½ @ 0.25 m.

Fuente: Elaboración Propia

Vigas laterales

Cuadro 5.11. Dimensiones de la sección de la viga de acero tipo *Plate Girder*

Vigas laterales	
Peralte del patín superior	25.4 mm
Ancho del patín superior	400 mm
Peralte del alma	1000 mm
Espesor del alma	12.7 mm
Peralte del patín inferior	25.4 mm
Ancho del patín inferior	500 mm

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.12. Dimensiones de los rigidizadores.

Rigidizadores	
Rigidizadores intermedios	2 placas de 5/16 in x 6.00 in x 38 in
Rigidizadores de apoyo	4 placas de 1/2 in x 7.00 in x 40 in

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.13. Resultado del diseño estructural de la separación entre rigidizadores.

Separación entre rigidizadores	
Rigidizadores intermedios	60 in= 1500 mm
Rigidizadores de apoyo	10 in= 250 mm

Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 5.14. Resultado del diseño estructural de las vigas diafragma o marcos transversales tipo X.

Viga diafragma	
Diafragma interior	2L 89x89x12.5 mm
Diafragma de apoyo	2L 89x89x 9.5 mm

Fuente: Elaboración Propia

5.7. DISEÑO DE LAS CONEXIONES:

Cuadro 5.15. Conectores por corte entre la viga de acero y la loza de concreto.

Conectores por corte	
Conectores (Studs)	7/8" x 9.00"
N° de conectores por fila	03 unid por fila
Espaciamiento de los conectores en sentido longitudinal de la viga	750 mm

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.16. Resultado del diseño estructural de las conexiones soldadas.

Soldadura	
Espesor de la soldadura (patines y alma)	5/16 in
Espesor de la soldadura (rigidizadores)	3/16 in

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.17. Resultado del diseño estructural de las conexiones empernadas.

Conexión empernada	
Diámetro	5/8 in
Cantidad	02 unid
Acero	A325 de alta resistencia
Separación entre tornillos	2 in

Fuente: Elaboración Propia

5.8. DISEÑO DEL PUENTE APOYOS

Cuadro 5.18. Dimensiones de la placa base

Diseño de la placa base	
Platina Superior	500 mm x 500mm x 1/2"
Platina Inferior	500 mm x 500 mm x 1/2"
Pernos de Anclaje	A36
Ø Pernos de Anclaje	1 in

Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 5.19. Diseño de los apoyos elastomericos.

Diseño del Apoyo Elastomeric	
Ancho del apoyo	300 mm
Largo del apoyo	400 mm
Espesor de la capa de refuerzo de neopreno	12.5 mm
Espesor de la capa de refuerzo (superior e inferior)	25.4 mm
número de capas las elastómeras (Sin incluir las exteriores)	5
Espesor total de las capas elastomericas	78.5 mm
Espesor de las capas de refuerzo de acero	3 mm

Fuente: Elaboración Propia

5.9. DISEÑO DEL PUENTE – SUBESTRUCTURA

Cuadro 5.20 Resultados del diseño de los estribos

Estribos	
Altura del estribo	8.00 m
Longitud del talón	2.80 m
Espesor de la zapata	1.10 m
Ancho de arranque de la pantalla	0.90 m
Longitud de la punta	2.00 m
Acero en pantalla	
Acero Principal	1 \emptyset # 1" @ 0.30 m
Acero Horizontal	
Cara anterior	1 \emptyset # 5/8" @ 0.25 m
Cara Posterior	1 \emptyset # 5/8" @ 0.35 m
Acero en talón	
Acero por flexión	1 \emptyset # 3/4" @ 0.20 m
Acero en punta	
Acero por flexión	1 \emptyset # 3/4" @ 0.20 m
Acero transversal	1 \emptyset # 3/4" @ 0.20 m

Fuente: Elaboración Propia



5.10. IMPACTO AMBIENTAL:

Cuadro 5.21. Valoración del Impacto Ambiental

Valoración del impacto	
MODERADO	Fuertes Ruidos: Trabajos de maquinaria pesada.
MODERADO	Elevados niveles de polvo Movimiento de tierras.
BAJO	Seguridad Tanto para las personas, como para los vehículos.
ALTA	Calidad de vida Con la realización del proyecto, el poblador podrá realizar sus actividades de manera mas fluida. También se incrementara el turismo en épocas de festividad.

Fuente: Elaboración Propia

El presente proyecto presenta un: **IMPACTO AMBIENTAL MODERADO**

CONCLUSIONES Y RECOMEDACIONES



CONCLUSIONES

- El tipo de puente adoptado (puente de sección mixta: Losa de concreto armado y vigas de acero con un peralte de 1.00 m), ha permitido cubrir una luz de 25 mts. sin necesidad de apoyos intermedios.
- El método de diseño AASHTO LRFD, contempla un conjunto de factores que amplifican y previene eventualidades que puedan suceder durante la vida útil y funcionamiento del puente metálico de sección compuesta.
- La estructura fue diseñada considerando que no se necesitara la construcción de un falso puente durante el vaciado del concreto, pues las vigas soportara el peso de la losa concreto, hasta que llegue a alcanzar la resistencia de diseño a los 28 días.
- Según la programación realizada se tiene una duración aproximada de 90 días calendarios, para la ejecución del mencionado puente.
- El presupuesto total de la ejecución del proyecto asciende: Ochocientos Setenticinco Mil Ciento Cincuentiocho y 30/100 Nuevos Soles incluido I.G.V.
- El software Sap 2000 y CSI Bridge nos dan resultados confiables, los cuales los podemos usar en nuestros diferentes proyectos estructurales.
- Las traveses diseñadas tiene la geometría de un perfil tipo "I", ya que estas poseen gran rigidez y resistencia para cubrir grandes luces como son los puentes, por lo tanto soportan las solicitaciones para las cuales fueron diseñadas.



RECOMENDACIONES

- Interpretar con criterio la aplicación de las especificaciones de la norma AASHTO LRFD.
- Para el montaje y fabricaciones de los elementos estructurales del puente, se deben considerar aspectos como: facilidad de transportabilidad.
- Realizar un plan de mantenimiento programado a los elementos que conforman la superestructura del puente.
- Investigar y proponer este tipo de proyectos, a fin de desarrollar un criterio adecuado de diseño.
- Usar tratamiento superficial para evitar el daño de los elementos metálicos por corrosión.

BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA

- Diseño de estructuras de Acero con LRFD- William T. Segui- Editorial Thomson-Año 2000.
- Análisis y Diseño de Puentes con CSI Bridge-Cesar Alvarado Calderón- Editorial ICG- Año 2010.
- Manual del Diseño Geométrico de Carreteras DG-2001 –Año 2001.
- Especificaciones AASHTO LRFD para el diseño de Puentes- Año 2007.
- Primavera P6-Olger Contreras Ugarte- Editorial Macro- Año 2010.
- LRFD Steel Desing-James A. Swanson-Universidad de Cincinnati - Año 2010.
- Steel Girder Superstructure Bridge-Michael Barker-Editorial Barker Challenge- Año 2003.
- Cimentaciones de Concreto Armado en Puentes-Eduardo Rivera Reyes-Año 2003.
- Diseño de Cimentaciones –Jorge Alva Hurtado - Editorial ICG- Año 2010.
- Mecánica de Fluidos-Robert L. Mott- Editorial Prentice Hall- Año 2006.
- AISC-Treceava Edición –Año 2006.
- Estudio del Puente la Tulpuna-Diego A. Iturbe-2009.
- Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos – Rosa Haydee Llique Mondragón-Editorial Universitaria UNC- Año 2003.
- Hidrología de Superficie-Oswaldo Ortiz Vera-Año 1994.
- Principios de la Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das-Editorial Thomson.
- Desing Highway Bridges- Richard M. Barker- Editorial Barker Challenge- Año 2007.
- Construcción del Puente Carrozable Carretera Choten – Yumagual Bajo- Julio C. Tello Villanueva – 2011.
- Topografía- Paul R. Wolf- Editorial Alfa Omega-Año 1997.
- Diseño de Estructuras de Acero con LRFD -Theodore V. Galambos- Editorial Prentice Hall-Año 1999.

ANEXOS



EXPEDIENTE TÉCNICO

ANEXO: MEMORIA DESCRIPTIVA

1.0 PROYECTO

Estudio del puente "San Juan"

2.0 ANTECEDENTES

El desarrollo del presente proyecto beneficiará directamente a los pobladores del distrito de San Juan ; la finalidad es la de realizar el diseño de ingeniería para dicho puente.

Con la finalidad de evaluar el desempeño de la estructura proyectada, se ha diseñado la estructura con las normas vigentes de concreto armado, Reglamento de Puentes.

RESUMEN

El presente documento describe el análisis del puente carrozable San Juan; dicho puente ha sido proyectado en base a un sistema de vigas metálicas y losa de concreto armado formando una sección tipo mixta.

Los estribos del puente, han sido proyectados en base a un muro de concreto armado en voladizo, las alas de encausamiento en base a pantallas de concreto armado.

3.0 UBICACIÓN

- Departamento : Cajamarca.
- Provincia : Cajamarca.
- Distrito : San Juan.
- Localidad : San Juan.
- Quebrada : San Juan.
- Altitud : 2300 m.s.n.m.

4.0 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El Proyecto contempla el estudio de un nuevo puente tipo viga de sección mixta de un solo tramo, de una sola vía de 4.50m de ancho de vía y una longitud total de 25.00 m entre ejes de estribos.

4.1 Descripción del Puente

Las características del puente son las siguientes:



Superestructura:

Longitud: 25.00 m

Número de tramos: 1.00

Tipo: 2 Vigas de acero tipo *plate girder* trabajando como sección compuesta con una losa de concreto.

Materiales:

Vigas

Acero ASTM A709 Grado 50 $F_y = 3,500 \text{ Kg/cm}^2$.

Diafragmas y otros

Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$.

Soldadura de Vigas AWS E7018.

Conexión con Pernos de Alta Resistencia A-325.

Losa

Concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Subestructura:

Estribos:

Tipo Voladizo de concreto armado de altura 8.00 m en ambos estribos.

Materiales:

Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

4.2 Especificaciones Técnicas Generales

Sobrecarga de Diseño: HL-93

El puente se ha diseñado de acuerdo a:

American Institute of Steel Construction.

Standard Specifications for Highway Bridges de AASHTO

Norma E.060.

Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF.



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Consideraciones Generales

Para determinar las máximas fuerzas de sección (momentos flectores, fuerzas axiales y cortantes) se utilizaron los parámetros descritos en el manual de diseño de puentes del MTC. Las fuerzas de diseño de las secciones de concreto se obtuvieron de los máximos esfuerzos producidos según las combinaciones de cargas estipuladas en la mencionada norma.

Adicionalmente a lo estipulado se ha considerado lo descrito en la Norma de Construcción de Concreto Estructural ACI 318-1999.

Diseño por Resistencia

La resistencia requerida por los elementos ha sido determinada considerando las combinaciones descritas a continuación según lo estipulado en el manual de diseño de puentes del MTC en la tabla 2.4.5.3.1 -1 (Combinaciones de Carga y factores de Carga)/ 2.4.5.3 – 2 (Factores de Carga para Cargas permanentes Y_p).

Mediante los estudios de geotécnica e hidrología / hidráulica realizados, se ha determinado lo siguiente:

Condiciones de Cimentación

Descripción	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Tipo de Suelo	Grava Bien Gradada con limo	Grava Bien Gradada con limo
Prof. de cimentación (m)	3.00	3.00
Capacidad Portante Admisible (kg/cm ²)	2.00	2.00
Cota Cimentación (m.s.n.m.)	2276.53	2276.53

Canteras

Arena	Grava	Base	Relleno
Río	Río	Gavilán	Gavilán
d = 5.00 Km.	d = 5.00 Km.	d = 3.00 Km.	d = 3.00 Km.



Condiciones hidrológicas e hidráulicas

Con los estudios de Hidrología realizados, se ha determinado los siguientes caudales de diseño y niveles de agua:

Periodo de Retorno	Caudal Q	Nivel de Agua
200 años	76.50 m ³ /s.	2280.53 m.s.n.m.

Nivel de la Rasante

Estribo Izquierdo: 2284.53 m.s.n.m.

Estribo Derecho: 2284.53 m.s.n.m.

5.0 TIEMPO DE EJECUCIÓN

Se ha calculado una duración 3.00 meses para la ejecución del Proyecto.

6.0 PRESUPUESTO:

El costo del proyecto asciende: OCHOCIENTOS SETENTICINCO MIL CIENTO CINCUENTIOCHO Y 30/100 NUEVOS SOLES.



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CARTEL DE OBRA

Descripción

Se refiere a la confección del cartel de obra de dimensiones 1.20 m x 2.40 m en el que se indicará la información básica siguiente:

- Entidad licitante (con su logotipo correspondiente).
- Nombre de la obra a ser ejecutada.
- Monto de obra.
- Tiempo de ejecución.
- Fuente de financiamiento.
- Nombre del Consultor Proyectista.
- Nombre del Contratista Constructor.

El letrero deberá ser colocado sobre soportes adecuadamente dimensionados para que soporten su peso propio y cargas de viento.

Medición

Se considera como la unidad la habilitación, confección y colocación del cartel de obra en el lugar descrito, siendo aprobado por el Ingeniero Residente o Ingeniero Supervisor. Así como también comprende la mano de obra, los materiales y herramientas necesarios para la confección del cartel de obra.

Pago

Se valorizará una vez colocado el cartel de obra en su ubicación definitiva, representando dicha valorización la mano de obra, materiales, herramientas e imprevistos utilizados para su confección.

DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO

DESCRIPCIÓN

Comprende el desraíce y la limpieza en zonas cubiertas de pastos, rastrojo, maleza, escombros, cultivos y arbustos.

También comprende la remoción total de árboles aislados o grupos de árboles dentro de superficies que no presenten características de bosque continuo. En esta actividad se deberá proteger las especies de flora y fauna que hacen uso de la zona a ser afectada, dañando lo menos posible y sin hacer desbroce innecesario, así como también considerar al entorno socioeconómico protegiendo áreas con interés económico.



Ejecución

Los trabajos de desbroce y limpieza deberán efectuarse en todas las zonas señaladas en los planos o indicadas por el Supervisor y de acuerdo con procedimientos aprobados por éste, tomando las precauciones necesarias para lograr condiciones de seguridad satisfactorias.

Los materiales provenientes del desbroce y la limpieza deberá ser retirado del lugar de los trabajos, transportado y depositado en los lugares establecidos en los planos del proyecto o señalados por el Supervisor, donde dichos materiales deberán ser enterrados convenientemente, de tal manera que la acción de los elementos naturales no pueda dejarlos al descubierto.

Para el traslado de estos materiales los vehículos deberán estar cubiertos con una lona de protección con la seguridad respectiva, a fin de que estas no se dispersen accidentalmente durante el trayecto a la zona de disposición de desechos previamente establecido por la autoridad competente, así como también es necesario aplicar las normas y disposiciones legales vigentes. Los materiales excedentes por ningún motivo deben ser dispuestos sobre cursos de agua (escorrentía o freática), debido a la contaminación de las aguas que afecta a los seres vivos e inclusive puede modificar el microclima.

Medición

La unidad de medida del área desbrozada y limpiada será la hectárea (Ha), en su proyección horizontal, aproximada al décimo de hectárea, de área limpiada y desbrozada satisfactoriamente, dentro de las zonas señaladas en los planos o indicadas por el Supervisor.

Pago

El pago del desbroce y limpieza se hará al respectivo precio unitario del contrato, por todo trabajo ejecutado de acuerdo con esta especificación y aceptado a plena satisfacción por el Supervisor.

El precio unitario deberá cubrir todos los costos de desmontar, destroncar, desraizar, rellenar y compactar los huecos de tocones; disponer los materiales sobrantes de manera uniforme en los sitios aprobados por el Supervisor. El precio unitario deberá cubrir, además, la carga, transporte y descarga y debida disposición de estos materiales.

NIVELACIÓN TRAZO Y REPLANTEO

Descripción

Sobre la base de los planos y levantamientos topográficos del Proyecto, sus referencias y BMs, el Contratista procederá al replanteo general de la obra, en el que



de ser necesario se efectuarán los ajustes necesarios a las condiciones reales encontradas en el terreno. El contratista será el responsable del replanteo topográfico que será revisado y aprobado por el Supervisor, así como del cuidado y resguardo de los puntos físicos, estacas y monumentación instalada durante el proceso del levantamiento del proceso constructivo.

Medición

La unidad de medida del área será en m².

Pago

Las cantidades medidas y aceptadas serán pagadas al precio de contrato de la partida trazo y replanteo. El pago constituirá compensación total los trabajos prescritos en esta sección. El pago global del Trazo y replanteo será de la siguiente forma:

- (a) El 20% del monto global de la partida se pagará cuando se concluyan los trabajos de trazo y replanteo al inicio de la obra.
- (b) El 80% del monto global de la partida se pagará en forma prorrateada en forma uniforme en los meses que dura la ejecución del proyecto

CAMPAMENTO Y OBRAS PROVISIONALES

Descripción

Son las construcciones necesarias para instalar infraestructura que permita albergar a trabajadores, insumos, maquinaria, equipos, etc. del Contratista y Supervisión. El Proyecto debe incluir todos los diseños que estén de acuerdo con estas especificaciones y con el Reglamento Nacional de Edificaciones en cuanto a instalaciones sanitarias y eléctricas.

Generalidades

En este rubro se incluye la ejecución de todas las edificaciones, tales como campamentos, que cumplen con la finalidad de albergar al personal que labora en las obras, así como también para el almacenamiento temporal de algunos insumos, materiales y que se emplean en la construcción de obras; casetas de inspección, depósitos de materiales y de herramientas, caseta de guardianía, vestuarios, servicios higiénicos, cercos carteles, etc.

El campamento deberá disponer de instalaciones higiénicas destinadas al aseo del personal y cambio de ropa de trabajo; aquellas deberán contar con duchas, lavamanos, sanitarios, y el suministro de agua potable, los sanitarios, lavatorios, duchas y urinarios deberán instalarse en la proporción que se indica en la Tabla, debiendo tener ambientes separados para hombres y mujeres.



N° trabajadores	Inodoros	Lavatorios	Duchas	Urinario
1-15	2	2	2	2
16-24	4	4	3	4
25-49	6	5	4	6
Por cada 20 adicionales	2	1	2	2

PATIO DE MÁQUINAS

Para el manejo y mantenimiento de las máquinas en los lugares previamente establecidos al inicio de las obras, se debe considerar algunas medidas con el propósito de que no alteren el ecosistema natural y socioeconómico, las cuales deben ser llevadas a cabo por la empresa contratista.

Los patios de máquinas deberán tener señalización adecuada para indicar el camino de acceso, ubicación y la circulación de equipos pesados. Los caminos de acceso, al tener el carácter provisional, deben ser construidos con muy poco movimiento de tierras y ponerles una capa de lastrado para facilitar el tránsito de los vehículos de la obra.

Las operaciones de lavado de la maquinaria deberá efectuarse en lugares alejados de los cursos de agua.

Medición

La unidad de medida del área será en m²

Pago

El Contratista deberá considerar todos los costos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos especificados dentro del costo de la obra y según lo indique el Proyecto. El pago por m², el 80% cuando se concluyan las instalaciones y 20% prorrateado mensualmente durante el periodo de construcción de obra, por limpieza y mantenimiento.

MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO

Descripción

Bajo la partida de Movilización y Desmovilización, el Contratista efectuará todo el trabajo requerido para suministrar, transportar y montar oportunamente la organización completa del equipo de construcción en el lugar de la obra y su posterior desmovilización una vez terminada la obra, previa autorización de la Supervisión.

Medición

La partida Movilización y desmovilización de equipo se medirá de modo global, aprobado por el Supervisor con respecto al total consignado en la lista de equipo mínimo; se podrá considerar equivalencia de equipo, siempre que se demuestre que se va a ejecutar las mismas labores con un rendimiento igual o mayor.



Pago

La partida Movilización y desmovilización de equipo se pagará conforme al monto asignado en el Contrato y por la proporción medida de acuerdo al párrafo anterior. Dicho pago incluye el flete por tonelada de traslado de equipos transportados y el alquiler del equipo que lo hace por sus propios medios, durante el tiempo de traslado; montaje y desmontaje de las plantas procesadoras de material, seguros por el traslado del equipo, el suministro de toda la mano de obra e imprevistos necesarios para completar el trabajo.

DESMONTAJE Y TRASLADO DE ESTRUCTURAS DEL PUENTE EXISTENTE

Descripción

Esta parte del trabajo consistirá en el desmontaje, transporte y almacenamiento provisional de las actuales estructuras metálicas efectivamente recuperadas y su entrega a la ENTIDAD en los almacenes especificados para el presente proyecto.

Las piezas serán apropiadamente cargadas, transportadas y descargadas, embalándolas o zunchándolas cuando sea necesario.

Para el almacenamiento provisional, el Contratista preparará un área de tamaño suficiente para depositar y guardar los elementos antes de su entrega al ENTIDAD.

Medición

La partida desmontaje y traslado de estructura se medirá globalmente por toda la estructura efectivamente desmontada, marcada, embalada y depositada en los almacenes de la ENTIDAD.

Pago

El pago por esta partida se pagará al precio global del contrato; dicho pago constituye compensación completa por los materiales, mano de obra, equipos, herramientas y todos los imprevistos necesarios para completar satisfactoriamente la partida.

DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Descripción

En principio, las estructuras existentes que se demolerán, corresponden a los puentes colapsados los cuales son necesarios removerlos para la ejecución del proyecto; también pueden considerarse otras estructuras pequeñas que tengan la debida aprobación del Supervisor.

Medición

La partida demolición de estructuras existentes se medirá por metro cúbico sobre la estructura a demoler en su posición inicial y que cuente con la aprobación del Supervisor.



Pago

La partida demolición de estructuras existentes se pagará por el volumen demolido y aprobado por el Supervisor y sobre la base del precio unitario del Contrato. El pago constituirá compensación completa por los materiales, equipo, mano de obra, herramientas e imprevistos necesarios para la correcta ejecución de la partida.

CIMENTACIONES Y EXCAVACIONES

EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN EN SECO

EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN BAJO AGUA

Generalidades

Las Especificaciones contenidas en este Capítulo, son aplicables para todo tipo de suelo excavaciones en superficie de acuerdo a lo previsto en los planos de diseño.

Descripción

Las Especificaciones contenidas en este Capítulo, serán aplicadas para la ejecución de todas las excavaciones en superficie de acuerdo a lo previsto en los planos de diseño.

Las excavaciones se refieren, al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que debe ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras, según los ejes, rasantes, niveles y dimensiones indicados en los planos del proyecto, y se llevarán a cabo aplicando medios apropiados elegidos por el Contratista.

CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE MATERIAL

Excavación en material suelto

Consiste en la excavación y eliminación de material suelto, que puede ser removido sin mayores dificultades por un equipo convencional de excavación, sin la utilización de aditamentos especiales. Dentro de este tipo de materiales están las gravas, arenas, limos, los diferentes tipos de arcillas o piedras pequeñas y terrenos consolidados tales como: hormigón compactado, afirmado o mezcla de ellos.

Excavación en seco

Se considerará como excavación en seco al movimiento de tierras que se ejecute por encima del nivel freático, tal cual sea constatado por la Supervisión en el terreno durante la ejecución de la obra.

EXCAVACIÓN BAJO AGUA

Se considera como excavación bajo agua al movimiento de tierras que se ejecute por debajo del nivel freático, tal cual sea constatado por la Supervisión en el terreno durante la ejecución de la obra.



Medición

Las excavaciones abiertas serán medidas por metro cúbico (M3), siendo el volumen de excavación aquella que es limitada por planos verticales situados a 0.50 m de las caras del perímetro del fondo de la cimentación, el relieve del terreno natural superficial y el nivel del fondo de cimentación. Los mayores volúmenes de excavación se incluyen en el precio unitario en forma de Factor Volumétrico que depende del tipo de suelo donde se realiza la excavación:

F.V. = 1.10	Roca Fija
1.20	Roca Suelta
1.30	Materiales estables (conglomerado por ejemplo)
1.40	Materiales deleznable (arenas)

Pago

El pago de las excavaciones se hará sobre la base del precio unitario del Contrato y por la cantidad medida, según se indica en el párrafo anterior.

El precio unitario incluye además de los costos de materiales, mano de obra, equipos, herramientas, etc. los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación y las obras de defensa necesarias para su ejecución.

En caso que la Excavación se realice bajo agua se bonificará el precio correspondiente.

ENCOFRADOS

ENCOFRADO CARA NO VISTA BAJO AGUA

ENCOFRADO CARA NO VISTA EN SECO

ENCOFRADO CARA VISTA BAJO AGUA

ENCOFRADO CARA VISTA EN SECO

Descripción

Los encofrados se refieren a la construcción de formas temporales para contener el concreto, de modo que éste, al endurecer tome la forma que se estipule en los planos respectivos, tanto en dimensiones como en su ubicación en la estructura.

Los encofrados no podrán quitarse antes de los tiempos siguientes, a menos que el "Supervisor" lo autorice por escrito:

- Fondo de vigas.....21 días
- Estructuras bajo vigas 14 días
- Soportes bajo losas planas.....14 días
- Superficies de muros verticales.....48 horas

ENCOFRADO CARA NO VISTA

Los encofrados corrientes pueden ser construidos con madera en bruto, pero las juntas deberán ser convenientemente calafateadas para evitar fugas de la pasta.



ENCOFRADO DE LOSAS Y VEREDAS

Los encofrados de losas y veredas deberán ser construidos adecuadamente siguiendo las alineaciones y dimensiones que se indican en los planos.

Para el diseño de estos encofrados, se tomarán en cuenta las contraflechas necesarias; así como el bombeo correspondiente, evitando en lo posible la ejecución de calafateo.

Medición

Se considerará como área de encofrado a la superficie de la estructura que será cubierta directamente por dicho encofrado, cuantificado en metros cuadrados.

Pago

El pago de los encofrados se hará en base a los precios unitarios del Contrato por metro cuadrado (m^2) de encofrado utilizado para el llenado del concreto.

Este precio incluirá, además de los materiales, mano de obra, bonificaciones por trabajo bajo agua y el equipo necesario para ejecutar el encofrado propiamente dicho, todas las obras de refuerzo y apuntalamiento, así como de accesos, indispensables para asegurar la estabilidad, resistencia y buena ejecución de los trabajos. Igualmente incluirá el costo total del desencofrado.

CONCRETO

CONCRETO DE NIVELACION $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ BAJO AGUA

CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Descripción

Las obras de concreto se refieren a todas aquellas ejecutadas con una mezcla de cemento, material inerte (agregado fino y grueso) y agua, la cual deberá ser diseñada por el contratista a fin de obtener un concreto de las características especificadas y de acuerdo a las condiciones necesarias de cada elemento de la estructura. La dosificación de los componentes de la mezcla se hará preferentemente al peso, evitando en lo posible que sea por volumen, determinando previamente el contenido de humedad de los agregados para efectuar el ajuste correspondiente en la cantidad de agua de la mezcla. El “Supervisor” comprobará en cualquier momento la buena calidad de la mezcla rechazando todo material defectuoso.

La mínima cantidad de cemento con la cual se debe realizar una mezcla, será la que indica la siguiente tabla:

-	Concreto de nivelación (solados)	140 Kg/m^3	3 bolsas
-	Concreto $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	340 Kg/m^3	8 bolsas



-	Concreto $f_c=245 \text{ Kg/cm}^2$	380 Kg/m^3	9 bolsas
-	Concreto $f_c=280 \text{ Kg/cm}^2$	400 Kg/m^3	9.5 bolsas

Ejecución

La correcta ejecución de las obras de concreto deberá ceñirse a las especificaciones que aparecen a continuación

MATERIALES

Cemento

Todos los tipos de concreto, usarán cemento Pórtland Normal Tipo I, ASTM-C150. El cemento debe encontrarse en perfecto estado en el momento de su utilización. Deberá almacenarse en lugares apropiados que lo protejan de la humedad, ubicándose en los lugares adecuados. Los envíos de cemento se colocarán por separado; indicándose en carteles la fecha de recepción de cada lote para su fácil identificación inspección y empleo de acuerdo al tiempo.

El Contratista deberá certificar la antigüedad y la calidad del cemento, mediante constancia del fabricante, la cual será verificada periódicamente por el "Supervisor", en ningún caso la antigüedad deberá exceder de 3 meses.

Agua

El agua por emplear en las mezclas de concreto deberá estar limpia y libre de impurezas perjudiciales, tales como aceite, ácidos, álcalis y materia orgánica. Se considera adecuada el agua que sea apta para consumo humano, debiendo ser analizado según norma MTC E 716 y además deberán cumplir con los requisitos de la norma AASHTO T-26.

El pH medido no podrá ser inferior a siete (7). El agua debe tener las características apropiadas para una óptima calidad del concreto. Así mismo, se debe tener presente los aspectos químicos del suelo a fin de establecer el grado de afectación de éste sobre el concreto.

Contenido Máximo de ión cloruro

Tipo de Elemento	Contenido máximo de ión cloruro soluble en agua en el concreto, expresado como % en peso del cemento
Concreto prensado	0,06
Concreto armado expuesto a la acción de cloruros	0,10
Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no expuesto a cloruros (incluye ubicaciones donde el concreto	0,15



puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garajes, estructuras ribereñas y áreas con humedad potencial por condensación)	
Concreto armado que deberá estar seco o protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimientos impermeables.	0,80

Agregados

(a) Agregado Fino

Se considera como tal, a la fracción que pase la malla de 4.75 mm (N° 4). Provenirá de arenas naturales o de la trituración de rocas o gravas. El porcentaje de arena de trituración no podrá constituir más del treinta por ciento (30%) del agregado fino.

El agregado fino deberá cumplir con los siguientes requisitos:

Además, no se permitirá el empleo de arena que en el ensayo colorimétrico para detección de materia orgánica, según norma de ensayo Norma Técnica Peruana 400.013 y 400.024, produzca un color más oscuro que el de la muestra patrón.

(1) Granulometría

La curva granulométrica del agregado fino deberá encontrarse dentro de los límites que se señalan a continuación:

El agregado fino será de granulometría uniforme debiendo estar comprendida entre los límites indicados en la tabla siguiente:

TAMIZ (mm)	PORCENTAJE QUE PASA
9.5 mm (3/8")	100
4.75 mm No. 4	95-100
2.36 mm No. 8	80 – 100
1.18 mm No. 16	50 – 85
600 µm No. 30	25 – 60
300 µm No. 50	10 – 30
150 µm No. 100	2 – 10

El módulo de fineza de los agregados finos será determinado, sumando a los porcentajes acumulativos en peso de los materiales retenidos en cada uno de los tamices U.S. Standard No. 4, 8, 16, 30, 50 y 100 y dividiendo por 100.



(2) Durabilidad

El agregado fino no podrá presentar pérdidas superiores a diez por ciento (10%) o quince por ciento (15%), al ser sometido a la prueba de solidez en sulfatos de sodio o magnesio, respectivamente, según la norma MTC E 209.

En caso de no cumplirse esta condición, el agregado podrá aceptarse siempre que habiendo sido empleado para preparar concretos de características similares, expuestos a condiciones ambientales parecidas durante largo tiempo, haya dado pruebas de comportamiento satisfactorio.

(3) Limpieza

El equivalente de arena, medido según la norma MTC E 114, será sesenta (60% mín.).

(b) Agregado grueso

Se considera como tal, al material granular que quede retenido en el tamiz 4.75 mm (N° 4). Será grava natural o provendrá de la trituración (ó chancado) de roca, grava u otro producto cuyo empleo resulte satisfactorio, a juicio del Supervisor.

Los requisitos que debe cumplir el agregado grueso son los siguientes:

(1) Contenido de sustancias perjudiciales

El siguiente cuadro, señala los límites de aceptación.

Características	Norma de Ensayo	Masa Total de la Muestra
Terrones de arcilla y partículas deleznable	MTC E 212	0.25 % (máx.)
Cantidad de partículas livianas	MTC E 211	1.00 % (máx.)
Contenido de sulfatos, expresado como SO ₄ =		1.20 % (máx.)
Contenido de carbón y lignito	MTC E 215	0.5% máx.

(2) Reactividad

El agregado no podrá presentar reactividad potencial con los álcalis del cemento, lo cual se comprobará por idéntico procedimiento y análogo criterio que en el caso de agregado fino.

(3) Durabilidad

Las pérdidas de ensayo de solidez (norma de ensayo MTC E 209), no podrán superar el doce por ciento (12%) o dieciocho por ciento (18%), según se utilice sulfato de sodio o de magnesio, respectivamente.



(4) Abrasión L.A.

El desgaste del agregado grueso en la máquina de Los Ángeles (norma de ensayo MTC E 207) no podrá ser mayor de cuarenta por ciento (40%).

(5) Granulometría

La gradación del agregado grueso deberá satisfacer una de las siguientes franjas, según se especifique en los documentos del proyecto o apruebe el Supervisor con base en el tamaño máximo de agregado a usar, de acuerdo a la estructura de que se trate, la separación del refuerzo y la clase de concreto especificado.

Tamiz	Porcentaje que pasa						
	AG-1	AG-2	AG-3	AG-4	AG-5	AG-6	AG-7
63 mm (2,5")	-	-	-	-	100	-	100
50 mm (2")	-	-	-	100	95-100	100	95-100
37,5 mm (1 ½")	-	-	100	95-100	-	90-100	35-70
25,0 mm (1")	-	100	95-100	-	35-70	20-55	0-15
19,0 mm (¾")	100	95-100	-	35-70	-	0-15	-
12,5 mm (½")	90-100	-	25-60	-	10-30	-	0-5
9,5 mm (3/8")	40-70	20-55	-	10-30	-	0-5	-
4,75 mm (N° 4)	0-15	0-10	0-10	0-5	0-5	-	-
2,36 mm (N° 8)	0-5	0-5	0-5	-	-	-	-

(6) Forma

El porcentaje de partículas chatas y alargadas del agregado grueso procesado, determinados según la norma MTC E 221, no deberán ser mayores de quince por ciento (15%).

Además el tamaño máximo del agregado grueso, no deberá exceder los 2/3 del espacio libre entre barras de la armadura y en cuanto al tipo y dimensiones del elemento estructural a llenar se observará las recomendaciones en la siguiente tabla:

Dimensión Min. de la sección en pulgadas	Muros Armados vigas y columna	Muros sin Armar	Losas fuertemente armadas	Losas ligeramente armadas o sin armar
2 ½ - 5	½ - ¾	¾	¾ - 1	¾ - 1 ½
6 - 11	¾ - 1 ½	1 ½	1 ½	1 ½ - 3
12 - 29	1 ½ - 3	3	1 ½ - 3	3 - 5



Equipo

Los principales elementos requeridos para la elaboración de concretos y la construcción de estructuras con dicho material, son los siguientes:

(a) Equipo para la elaboración del Concreto

La mezcla se podrá elaborar en plantas centrales o en camiones mezcladores. En el caso de plantas centrales, los dispositivos para la dosificación por peso de los diferentes ingredientes deberán ser automáticos, con precisión superior al uno por ciento (1%) para el cemento y al dos por ciento (2%) para los agregados. Los camiones mezcladores, que se pueden emplear tanto para la mezcla como para el agitado, podrán ser de tipo cerrado, con tambor giratorio; o de tipo abierto, provistos de paletas. En cualquiera de los dos casos, deberán proporcionar mezclas uniformes y descargar su contenido sin que se produzcan segregaciones; además, estarán equipados con cuentarrevoluciones.

(b) Elementos de transporte

La utilización de cualquier sistema de transporte o de conducción del concreto deberá contar con la aprobación del Supervisor. Dicha aprobación no deberá ser considerada como definitiva por el Contratista y se da bajo la condición de que el uso del sistema de conducción o transporte se suspenda inmediatamente, si el asentamiento o la segregación de la mezcla exceden los límites especificados señale el Proyecto.

(c) Encofrados y obra falsa

El Contratista deberá suministrar e instalar todos los encofrados necesarios para confinar y dar forma al concreto, de acuerdo con las líneas mostradas en los planos u ordenadas por el Supervisor. Los encofrados podrán ser de madera o metálicas y deberán tener la resistencia suficiente para contener la mezcla de concreto, sin que se formen combas entre los soportes y evitar desviaciones de las líneas y contornos que muestran los planos, ni se pueda escapar el mortero.

(d) Elementos para la colocación del concreto

El Contratista deberá disponer de los medios de colocación del concreto que permitan una buena regulación de la cantidad de mezcla depositada, para evitar salpicaduras, segregación y choques contra los encofrados o el refuerzo.

(e) Vibradores

Los vibradores para compactación del concreto deberán ser de tipo interno, y deberán operar a una frecuencia no menor de siete mil (7 000) ciclos por minuto y ser de una intensidad suficiente para producir la plasticidad y adecuada consolidación del concreto, pero sin llegar a causar la segregación de los materiales.



(f) Equipos varios

El Contratista deberá disponer de elementos para usos varios, entre ellos los necesarios para la ejecución de juntas, la corrección superficial del concreto terminado, la aplicación de productos de curado, equipos para limpieza, etc.

Requerimientos de Construcción

Explotación de materiales y elaboración de agregados

Al respecto, todos los procedimientos, equipos, etc. requieren ser aprobados por el Supervisor, sin que este exima al contratista de su responsabilidad posterior.

Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo

Una vez el Supervisor realice las comprobaciones que considere necesarias y dé su aprobación a los materiales cuando resulte satisfactorio de acuerdo con lo que establece la presente especificación, el Contratista diseñará la mezcla y definirá una fórmula de trabajo, la cual someterá a consideración del Supervisor. Dicha fórmula señalará:

- Las proporciones en que se deben mezclar los agregados disponibles y la gradación media a que da lugar dicha mezcla.
- Las dosificaciones de cemento, agregados grueso y fino y aditivos en polvo, en peso por metro cúbico de concreto. La cantidad de agua y aditivos líquidos se podrá dar por peso o por volumen.
- Cuando se contabilice el cemento por bolsas, la dosificación se hará en función de un número entero de bolsas.

Tipo de Construcción	Asentamiento Nominal (mm)	Asentamiento Máximo (mm)
Elementos contruidos con encofrados		
Secciones de más de 30 cm de espesor	10-30	50
Secciones de 30 cm de espesor ó menos	10-40	50
Pilares llenados en sitio	50-80	90
Concreto colocado bajo agua	50-80	90

La fórmula de trabajo se deberá reconsiderar cada vez que varíe alguno de los siguientes factores:

- El tipo, clase o categoría del cemento o su marca.
- El tipo, absorción o tamaño máximo del agregado grueso.
- El módulo de finura del agregado fino en más de dos décimas (0,2).
- El método de puesta en obra del concreto.



Al efectuar las pruebas de tanteo en el laboratorio para el diseño de la mezcla, las muestras para los ensayos de resistencia deberán ser preparadas y curadas de acuerdo con la norma MTC E 702 y ensayadas según la norma de ensayo MTC E 704. Se deberá establecer una curva que muestre la variación de la relación agua / cemento (o el contenido de cemento) y la resistencia a compresión a veintiocho (28) días. La curva se deberá basar en no menos de tres (3) puntos y preferiblemente cinco (5), que representen tandas que den lugar a resistencias por encima y por debajo de la requerida. Cada punto deberá representar el promedio de por lo menos tres (3) cilindros ensayados a veintiocho (28) días.

La máxima relación agua/cemento permisible para el concreto a ser empleado en la estructura, será la mostrada por la curva, que produzca la resistencia promedio requerida que exceda suficientemente la resistencia de diseño del elemento, según lo indica la siguiente Tabla.

Resistencia Promedio Requerida

Resistencia Especificada a la Compresión	Resistencia Promedio Requerida a la Compresión
< 20,6 MPa (210 Kg/cm ²)	$f'c + 6,8$ MPa (70 Kg/cm ²)
20,6 – 34,3 MPa (210 – 350 Kg/cm ²)	$f'c + 8,3$ MPa (85 Kg/cm ²)

Si la estructura de concreto va a estar sometida a condiciones de trabajo muy rigurosas, la relación agua / cemento no podrá exceder de 0,50 si va a estar expuesta al agua dulce, ni de 0.45 para exposiciones al agua de mar o cuando va a estar expuesta a concentraciones perjudiciales que contengan sulfatos.

Preparación de la zona de los trabajos

La excavación necesaria para las cimentaciones de las estructuras de concreto y su preparación para la cimentación, incluyendo su limpieza y apuntalamiento, cuando sea necesario, se deberá efectuar conforme a los planos del Proyecto y de estas especificaciones.

Fabricación de la mezcla

(a) Almacenamiento de los agregados

Cada tipo de agregado se acopiará por pilas separadas, las cuales se deberán mantener libres de tierra o de elementos extraños y dispuestos de tal forma, que se evite al máximo la segregación de los agregados.

Si los acopios se disponen sobre el terreno natural, no se utilizarán los quince centímetros (15 cm) inferiores de los mismos. Los acopios se construirán por capas de espesor no mayor a metro y medio (1,50 m) y no por depósitos cónicos.



Todos los materiales a utilizarse deberán estar ubicados de tal forma que no cause incomodidad a los transeúntes y/o vehículos que circulen en los alrededores. No debe permitirse el acceso de personas ajenas a la obra.

(b) Suministro y almacenamiento del cemento

El cemento en bolsas se deberá almacenar en sitios secos y aislados del suelo, en rumas de no más de siete ocho (8) bolsas.

Todo cemento que tenga más de tres (3) meses de almacenamiento en sacos o seis (6) en silos, deberá ser examinado por el Supervisor, para verificar si aún es susceptible de utilización. Este examen incluirá pruebas de laboratorio para determinar su conformidad con los requisitos de la Norma Técnica Peruana.

(c) Elaboración de la mezcla

Salvo indicación en contrario del Supervisor, la mezcladora se cargará primero con una parte no superior a la mitad ($\frac{1}{2}$) del agua requerida para la tanda; a continuación se añadirán simultáneamente el agregado fino y el cemento y, posteriormente, el agregado grueso, completándose luego la dosificación de agua durante un lapso que no deberá ser inferior a cinco segundos (5 s), ni superior a la tercera parte ($\frac{1}{3}$) del tiempo total de mezclado, contado a partir del instante de introducir el cemento y los agregados.

Preparado el mortero, se añadirá el agregado grueso, revolviendo la masa hasta que adquiera un aspecto y color uniformes.

El lavado de los materiales deberá efectuarse lejos de los cursos de agua, y de ser posible, de las áreas verdes.

Operaciones para el vaciado de la mezcla

(a) Descarga, transporte y entrega de la mezcla

El concreto al ser descargado de mezcladoras estacionarias, deberá tener la consistencia, trabajabilidad y uniformidad requeridas para la obra. La descarga de la mezcla, el transporte, la entrega y colocación del concreto deberán ser completados en un tiempo máximo de una y media ($1 \frac{1}{2}$) horas, desde el momento en que el cemento se añade a los agregados, salvo que el Supervisor fije un plazo diferente según las condiciones climáticas, el uso de aditivos o las características del equipo de transporte.

(b) Preparación para la colocación del concreto

Por lo menos cuarenta y ocho (48) horas antes de colocar concreto en cualquier lugar de la obra, el Contratista notificará por escrito al Supervisor al respecto, para que éste verifique y apruebe los sitios de colocación.



La colocación no podrá comenzar, mientras el Supervisor no haya aprobado el encofrado, el refuerzo, las partes embebidas y la preparación de las superficies que han de quedar contra el concreto. Dichas superficies deberán encontrarse completamente libres de suciedad, lodo, desechos, grasa, aceite, partículas sueltas y cualquier otra sustancia perjudicial. La limpieza puede incluir el lavado por medio de chorros de agua y aire, excepto para superficies de suelo o relleno, para las cuales este método no es obligatorio.

(c) Colocación del concreto

Las formas deberán haber sido limpiadas de todo material extraño antes de ejecutar el colocado del concreto.

Esta operación se deberá efectuar en presencia del Supervisor, salvo en determinados sitios específicos autorizados previamente por éste.

El concreto no se podrá colocar en instantes de lluvia, a no ser que el Contratista suministre cubiertas que, a juicio del Supervisor, sean adecuadas para proteger el concreto desde su colocación hasta su fraguado.

A menos que los documentos del proyecto establezcan lo contrario, el concreto se deberá colocar en capas continuas horizontales cuyo espesor no exceda de medio metro (0.5 m). El Supervisor podrá exigir espesores aún menores cuando lo estime conveniente, si los considera necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

(d) Colocación del concreto bajo agua

El concreto no deberá ser colocado bajo agua, excepto cuando así se especifique en los planos o lo autorice el Supervisor, quien efectuará una supervisión directa de los trabajos. En tal caso, el concreto tendrá una resistencia no menor de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y contendrá un diez por ciento (10%) de exceso de cemento.

(e) Vibración

El concreto colocado se deberá consolidar mediante vibración, hasta obtener la mayor densidad posible, de manera que quede libre de cavidades producidas por partículas de agregado grueso y burbujas de aire, y que cubra totalmente las superficies de los encofrados y los materiales embebidos. Durante la consolidación, el vibrador se deberá operar a intervalos regulares y frecuentes, en posición casi vertical y con su cabeza sumergida profundamente dentro de la mezcla.

(f) Juntas

Se deberán construir juntas de construcción, contracción y dilatación, con las características y en los sitios indicados en los planos de la obra o donde lo indique el Supervisor. El Contratista no podrá introducir juntas adicionales o modificar el diseño de localización de las indicadas en los planos o aprobadas por el Supervisor, sin la



autorización de éste. En superficies expuestas, las juntas deberán ser horizontales o verticales, rectas y continuas, a menos que se indique lo contrario.

(g) Agujeros para drenaje

Los agujeros para drenaje o alivio se deberán construir de la manera y en los lugares señalados en los planos. Los dispositivos de salida, bocas o respiraderos para igualar la presión hidrostática se deberán colocar por debajo de las aguas mínimas y también de acuerdo con lo indicado en los planos.

Los moldes para practicar agujeros a través del concreto pueden ser de tubería metálica, plástica o de concreto, cajas de metal o de madera. Si se usan moldes de madera, ellos deberán ser removidos después de colocado el concreto.

(h) Remoción de los encofrados y de la obra falsa

El tiempo de remoción de encofrados y obra falsa está condicionado por el tipo y localización de la estructura, el curado, el clima y otros factores que afecten el endurecimiento del concreto. Si las operaciones de campo no están controladas por pruebas de laboratorio, el siguiente cuadro puede ser empleado como guía para el tiempo mínimo requerido antes de la remoción de encofrados y soportes:

- Estructuras bajo vigas 14 días
- Soportes bajo losas planas..... 14 días
- Superficies de muros verticales48 horas
- Lados de vigas..... 24 horas

Si las operaciones de campo son controladas por ensayos de resistencia de cilindros de concreto, la remoción de encofrados y demás soportes se podrá efectuar al lograrse las resistencias fijadas en el diseño. Los cilindros de ensayo deberán ser curados bajo condiciones iguales a las más desfavorables de la estructura que representan.

La remoción de encofrados y soportes se debe hacer cuidadosamente y en forma tal, que permita al concreto tomar gradual y uniformemente los esfuerzos debidos a su peso propio.

(i) Curado

Durante el primer período de endurecimiento, se someterá el concreto a un proceso de curado que se prolongará a lo largo del plazo prefijado por el Supervisor, según el tipo de cemento utilizado y las condiciones climáticas del lugar. En general, los tratamientos de curado se deberán mantener por un período no menor de catorce (14) días después de terminada la colocación de la mezcla de concreto; en algunas estructuras no masivas, este período podrá ser disminuido, pero en ningún caso será menor de siete (7) días.



(1) Curado con agua

El concreto deberá permanecer húmedo en toda la superficie y de manera continua, cubriéndolo con tejidos de yute o algodón saturados de agua, o por medio de rociadores, mangueras o tuberías perforadas, o por cualquier otro método que garantice los mismos resultados.

No se permitirá el humedecimiento periódico; éste debe ser continuo. El agua que se utilice para el curado deberá cumplir los mismos requisitos del agua para la mezcla.

Aceptación de los Trabajos

(a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo empleado por el Contratista.
- Supervisar la correcta aplicación del método aceptado previamente, en cuanto a la elaboración y manejo de los agregados, así como la manufactura, transporte, colocación, consolidación, ejecución de juntas, acabado y curado de las mezclas.
- Comprobar que los materiales por utilizar cumplan los requisitos de calidad exigidos por la presente especificación.
- Efectuar los ensayos necesarios para el control de la mezcla.
- Medir, para efectos de pago, los volúmenes de obra satisfactoriamente ejecutados.

(b) Calidad del cemento

Cada vez que lo considere necesario, el Supervisor dispondrá que se efectúen los ensayos de control que permitan verificar la calidad del cemento.

(c) Calidad del agua

Siempre que se tenga alguna sospecha sobre su calidad, se determinará su pH y los contenidos de materia orgánica, sulfatos y cloruros, además de la periodicidad fijada para los ensayos.

(d) Calidad de los agregados

Se verificará mediante la ejecución de las mismas pruebas ya descritas en este documento. En cuanto a la frecuencia de ejecución, ella se deja al criterio del supervisor, de acuerdo con la magnitud de la obra bajo control. De dicha decisión, se deberá dejar constancia escrita.

(3) Resistencia

El Supervisor verificará la resistencia a la compresión del concreto con la frecuencia indicada en la tabla anterior.



El promedio de resistencia de los tres (3) especímenes tomados simultáneamente de la misma mezcla, se considera como el resultado de un ensayo. La resistencia del concreto será considerada satisfactoria, si ningún ensayo individual presenta una resistencia inferior en más de treinta y cinco kilogramos por centímetro cuadrado (35 Kg/cm²) de la resistencia especificadas , simultáneamente, el promedio de tres ensayos consecutivos de resistencia iguala o excede la resistencia de diseño especificada en los planos.

Cimentaciones

Generalidades

Las cimentaciones se refieren a la construcción de las zapatas, cajones de cimentación, excavados de la subestructura.

Todas las cimentaciones serán encofradas para su llenado, no pudiendo verterse concreto contra las paredes de las excavaciones.

La altura de los cuerpos parciales en que se efectuarán el llenado no deberá exceder de 3 m, debiendo asegurarse el compactado del concreto especialmente en las partes inferiores de las formas.

Medición

Las partidas de concreto se medirán por metro cúbico (m³), aplicado al volumen realmente colocado en el interior de los encofrados y aprobados por el Supervisor.

Pago

El pago de concreto se hará sobre la base del precio unitario del Contrato y por el volumen medido según se indica en el párrafo anterior. Dicho pago constituye compensación total por el suministro de materiales, mano de obra, equipos, herramientas, operaciones de mezclado, llenado, confección de juntas de construcción, acabado, curado y la obtención de las muestras necesarias. En caso que el llenado de concreto se realice bajo agua se bonificará el precio correspondiente.

SUPERESTRUCTURA METÁLICA

FABRICACIÓN EN TALLER

Planos estructurales y de fabricación en taller

Los planos de la estructura metálica que forman parte del Expediente Técnico, constituyen los planos estructurales, donde se indican las dimensiones y la ubicación relativa de los diferentes elementos componentes de la estructura. El fabricante de la estructura metálica deberá preparar y presentar a la Supervisión los planos de fabricación en taller con el detalle suficiente, para ser evaluados y aprobados si el caso es conforme a las especificaciones de la ANSI / AASHTO / AWS D1.5 Bridge Welding Code, en adelante la “Norma”.



Materiales

Acero

Los elementos estructurales de la superestructura del puente, serán fabricados con planchas de acero estructural de calidad grado 50 y A-36 en donde se indiquen.

Electrodos

Los electrodos para soldaduras serán AWS E7018 o similares, de acuerdo a las especificaciones de la Norma.

Conectores de corte

Los conectores de corte solamente podrán ser de dos tipos:

- Tipo Stud, los que deberán cumplir con la especificación AASHTO M 169 (ASTM A 108).
- Tipo Canal, los que deberán ser de perfil laminado cuyo material deberá cumplir con la especificación ASTM A709.

Corte de planchas de acero

El corte de las planchas de acero por el método de oxicorte será permitido siempre y cuando la antorcha sea guiada por medios mecánicos semiautomáticos como requerimiento mínimo y los bordes rectificadas y perfilados con esmeril si fuera el caso.

Las conexiones soldadas deberán ser inspeccionadas por medio de radiografías de acuerdo a la Norma.

Las pruebas de soldadura que deberán realizar son las siguientes:

Ensayo radiográfico (Rayos "X" y/o "Gamma")

Las soldaduras a tope de penetración total, deberán ser comprobadas radiográficamente de acuerdo a lo establecido en la Norma.

En caso de que las radiografías indiquen defectos que impliquen rechazo, se deberá radiografiar las áreas comprendidas a cada lado del defecto para determinar la magnitud y la extensión de la falla.

Ensamble en taller

La estructura deberá ser ensamblada en el taller en forma completa de manera de poder comprobar el acoplamiento de las piezas que la forman y la geometría del conjunto. No se permitirá desalineamientos mayores de 1/500 de cada una de las piezas del conjunto. En caso contrario la estructura deberá ser corregida.



A excepción de aquellas piezas que se sueldan en taller, el resto de las piezas serán presentadas una a otra en su posición definitiva, con una separación no mayor de 1/16”, siempre que sea posible las piezas serán soldadas horizontalmente.

Medición

La partida Fabricación en taller será medida por tonelada de estructura fabricada de acuerdo a las especificaciones, y aprobadas por el supervisor.

Pago

La partida Fabricación en Taller se pagará al precio unitario del Contrato. Dicho precio unitario incluirá el suministro de materiales, equipos, herramientas, mano de obra, pruebas de control de calidad de la soldadura y demás imprevistos para la correcta ejecución de la partida.

TRANSPORTE A OBRA

Descripción

Bajo esta partida el Contratista efectuará todo el trabajo requerido para el transporte de todos los elementos que componen la superestructura del Puente; desde el taller de fabricación, hasta la obra.

Almacenamiento en obra

Para el almacenamiento de la estructura en obra, el Contratista deberá preparar un terreno cercado designándose áreas de depósito, áreas libres de acarreo y maniobras. Los elementos menores se depositarán en recintos cerrados y seguros.

Medición

La partida Transporte a obra se medirá en Toneladas-Kilómetro (Ton-Km), aplicada al peso de la estructura metálica realmente transportada y aprobada por el Supervisor, multiplicada por la distancia en Kilómetros (Km) desde el taller de fabricación hasta la obra.

Pago

La partida Transporte a obra se pagará al precio unitario del contrato, y por la cantidad medida según el párrafo anterior; dicho pago constituye compensación total por el embalaje, carga, transporte, descarga, equipos, seguros y todo imprevisto necesario para que la estructura metálica llegue a la obra en buen estado.

DISPOSITIVOS DE APOYO

Se refiere a la fabricación, adquisición y colocación en obra del (aparato) dispositivo de apoyo para la Superestructura.



Materiales

Las placas que servirán de aparatos de apoyo serán de neopreno zunchado tipo Stup o similar, respondiendo a las características siguientes:

Propiedades Físicas		
Dureza (Shore A)	60 ± 5	ASTM D-2240
Esfuerzo de Tensión mínimo	158.2	ASTM D-412

Medición

Los apoyos de neopreno serán medidos por unidad, instalados en su posición final, según se indique en los planos.

Pago

Los apoyos definidos de acuerdo con las especificaciones antes mencionadas, serán pagados por unidad al precio unitario del Contrato. Dicho precio y pago constituye compensación por el suministro de materiales, instalación, equipo, herramientas, mano de obra y todo lo necesario para completar el trabajo.

ENSAMBLAJE, MONTAJE Y LANZAMIENTO

Descripción

Esta partida comprende todos los trabajos necesarios de preparación, ensamble, pre-montaje y montaje y/o lanzamiento de la estructura del puente, de acuerdo a los planos del diseño del fabricante, para que la estructura quede en su posición final, tal como se indica en los planos del proyecto.

Ejecución

Para la ejecución del montaje de las vigas metálicas se distinguen las siguientes fases:

a) Ensamblaje de la estructura metálica

Para el armado de la estructura del puente, debe seguirse un procedimiento lógico, donde cada una de sus partes componentes serán ensambladas en forma segura, conforme se muestra en los planos de marcas e identificación de las secciones y elementos, cada uno de ellos serán maniobradas cuidadosamente de manera que no se doblen, rompan o sufran daños.

b) Lanzamiento y montaje final de vigas metálicas

El tipo de Montaje (Lanzamiento desde un extremo, Montaje sobre Falso Puente, Izaje con Grúas, etc.) que se efectuara será finalmente el que proponga el Contratista y sea revisado y aprobado por la Supervisión, tal como se indica en las Disposiciones Generales.



El proceso de lanzamiento de las vigas procederá siempre y cuando los resultados de control de calidad de la soldadura de empalme de las secciones sean satisfactorios y el falso puente y/o torres de lanzamiento se encuentren instalados en forma correcta y consistente.

Una vez que las vigas y los elementos de arriostramiento, diafragmas, aparatos de apoyo y otros se encuentren en posición correcta se procederá al ajuste definitivo de los pernos de alta resistencia.

Medición

La partida Montaje de vigas metálicas se medirá en toneladas de estructura metálica debidamente ensamblada y colocada en su posición final con la debida aprobación del Supervisor.

Pago

La partida Montaje de vigas metálicas se pagará por la cantidad medida según el párrafo anterior, y al precio unitario del contrato, pago que constituirá la compensación total por los trabajos de acondicionamiento del lugar, Ensamble, Memoria de Cálculo del Montaje, Montaje, Instalaciones provisionales, Materiales, Mano de obra, Seguros, Equipos, Herramientas y todo imprevisto necesario para la correcta ejecución de la partida.

PINTURA ANTICORROSIVA

PINTURA ESMALTE

Estas especificaciones se refieren al tratamiento de estructuras metálicas con pinturas protectoras de larga vida bajo el sistema de pinturas aplicadas en 3 capas, sobre la superficie de la estructura metálica.

Descripción de la Composición de Cada Capa

Primera Capa

La pintura es monocomponente, y actuará reaccionando con la humedad del aire. Esta pintura puede ser un anticorrosivo con contenido de Zinc y Óxido de Hierro Micaceo ó también pinturas anticorrosivas con contenido de polvo de aluminio.

Segunda Capa

La pintura es monocomponente. Esta pintura puede ser un anticorrosivo con contenido de Óxido de Hierro Micaceo ó también pinturas anticorrosivas con contenido de polvo de aluminio.

Se deberá realizar lo siguiente para la aplicación de la pintura:

1. Arenado al metal blanco tipo SSPC-SP5. Alternativamente podrá utilizarse el Arenado con escoria o Granallado. La limpieza deberá dejar todas las superficies



- con una textura de adherencia y uniforme no inferior a 0.025 y 0.038 milímetros (1 y 1 ½ milésimas de pulgada).
2. Para el proceso de pintura se utilizarán sistemas Airless. El Contratista deberá previamente verificar que el equipo se encuentre totalmente operativo y eficiente (mangueras, bombas, boquillas). Solamente se podrá utilizar brocha o rodillo para el pintado de retoques, repasos y resanes.
 3. Previa limpieza final con aire, se inicia con la aplicación de la primera capa de pintura monocomponente de un espesor de la película protectora seca igual a 3.0/4.0 mils. La aplicación deberá hacerse con equipo aprobado por el Supervisor.
 4. Para cada elemento que recibió la primera capa y dentro de los 6 horas posteriores como mínimo, se aplicará la segunda capa de pintura monocomponente de un espesor de la película protectora seca igual a 3.0/4.0 mils.

Además de lo indicado anteriormente, Todas las pinturas se deberán aplicar de acuerdo con las especificaciones e instrucciones del proveedor de pintura, el cual deberá coordinar y asesorar al Contratista antes y durante los procesos de limpieza y pintado.

Medición

La pintura anticorrosiva será medida en toneladas (ton) de superficie pintada, según lo indicado en el punto anterior.

La pintura esmalte será medida en toneladas (ton) de superficie pintada, aplicada a todas las superficies expuestas al ambiente exterior.

Pago

El pago por el pintado de la estructura, se hará en base al precio unitario del Contrato en soles por tonelada. Dicho precio unitario incluirá el suministro, preparación, arenado, pintado, equipos, herramientas, mano de obra y demás imprevistos necesarios, para la correcta ejecución de los trabajos.

VARIOS

JUNTAS DE DILATACIÓN

Descripción

Bajo esta partida, el Contratista deberá efectuar el suministro y la colocación de los perfiles metálicos fabricados de acuerdo al detalle mostrado en los planos, para cubrir las juntas de dilatación entre la losa de la superestructura y los estribos del puente.

Medición

La partida Juntas de dilatación se medirá en metros lineales, aplicada a la longitud de junta debidamente instalada, empotrada en el concreto y aprobada por el Supervisor.



Pago

La partida Juntas de dilatación se pagará al precio unitario del contrato, y por la cantidad medida según el párrafo anterior, pago que constituye compensación total por el suministro de materiales, instalación, equipo, herramientas, mano de obra y todo imprevisto necesario para la correcta ejecución de la partida.

BARANDAS METÁLICAS

Descripción

Bajo esta partida, el Contratista deberá efectuar convenientemente la construcción de postes de acero y pasamanos de tubos de fierro, y que es parte integrante de la superestructura del puente, en conformidad con la ubicación y detalles indicados en los planos.

Medición

La medición de las barandas del puente deberá efectuarse por metro lineal, en la ubicación, medidas, alineamientos, limpieza y revestimiento de pintura, según lo mostrado en los planos.

Pago

Las cantidades medidas en la forma descrita, se pagarán por metro lineal al precio unitario del contrato; dicho pago incluirá la adquisición de las planchas de acero, tubo galvanizado, habilitación, soldadura, colocación y pintura, además de los imprevistos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

TUBOS DE DRENAJE

Descripción Bajo esta partida, el Contratista deberá efectuar el suministro y la colocación de los tubos de drenaje de la losa de la superestructura.

Medición

La medición deberá efectuarse por el número de unidades de tubos de drenaje efectivamente colocados.

Pago

El número de tubos de drenaje será pagado al precio unitario del contrato, dicho pago será compensación total por el suministro de materiales, mano de obra, equipos y herramientas necesarios para la correcta ejecución de la partida.

SEÑALES INFORMATIVAS

SEÑALES PREVENTIVAS

Descripción

Las señales preventivas e informativas constituyen parte de la Señalización Vertical Permanente.



Se utilizarán para indicar con anticipación la aproximación de ciertas condiciones de la vía o concurrentes a ella que implican un peligro real o potencial que puede ser evitado tomando las precauciones necesarias.

Se incluye también en este tipo de señales las de carácter de conversación ambiental como la presencia de zonas de cruce de animales silvestres ó domésticos.

La forma, dimensiones, colocación y ubicación a utilizar en la fabricación de las señales se hallan en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC y la relación de señales a instalar será la indicada en los planos y documentos del Expediente Técnico.

La fabricación, materiales, exigencias de calidad, pruebas, ensayos e instalación son los que se indican en estas especificaciones.

Medición

Se medirá por unidad de señal ejecutada

Pago

El pago se hará por la unidad de medición al respectivo precio unitario del contrato por toda fabricación e instalación ejecutada de acuerdo con esta especificación, planos y documentos del proyecto y aceptados a satisfacción por el Supervisor.

El precio unitario cubrirá todos los costos de adquisición de materiales, fabricación e instalación de los dispositivos, postes, estructuras de soporte y señales de tránsito incluyendo las placas, sus refuerzos y el material retroreflectivo.

MOVIMIENTO DE TIERRAS

TRANSPORTE

TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE D < 1 KM

TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE D > 1 KM

Descripción

Bajo estas partidas se considera el material en general que requieren ser transportados de un lugar a otro de la obra.

Clasificación

El transporte se clasifica según el material transportado, que puede ser:

- a) Proveniente de excedentes de corte a depósitos de deshechos.
- b) Escombros a ser depositados en los lugares de depósitos de deshechos.
- c) Proveniente de excedentes de corte transportados para uso en terraplenes y sub-bases.
- d) Proveniente de canteras para enrocados de protección.



MATERIALES

Los materiales a transportarse son:

(a) Materiales provenientes de la excavación de la explanación

Hacen parte de este grupo los materiales provenientes de las excavaciones requeridas para la explanación, y préstamos. También el material excedente a ser dispuesto en depósitos de desechos indicados en el Proyecto o autorizados por el Supervisor.

Incluye, también, los materiales provenientes de la remoción de la capa vegetal y otros materiales blandos, orgánicos y objetables, provenientes de las áreas en donde se vayan a realizar las excavaciones de la explanación, terraplenes y pedraplenes, hasta su disposición final.

(b) Materiales provenientes de derrumbes

Hacen parte de este grupo los materiales provenientes del desplazamiento de taludes o del terreno natural, depositados sobre una vía existente o en construcción.

(c) Materiales provenientes de Canteras

Forma parte de este grupo todos los materiales granulares naturales, procesados o mezclados que son destinados a formar terraplenes, capas granulares de estructuras de pavimentos, tratamientos superficiales y sellos de arena-asfalto.

Se excluyen los materiales para concretos hidráulicos, rellenos estructurales, concreto de nivelación, filtros para subdrenes y todo aquel que esté incluido en los precios de sus respectivas partidas.

EQUIPO

Los vehículos para el transporte de materiales estarán sujetos a la aprobación del Supervisor y deberán ser suficientes para garantizar el cumplimiento de las exigencias de esta especificación y del programa de trabajo. Deberán estar provistos de los elementos necesarios para evitar contaminación o cualquier alteración perjudicial del material transportado y su caída sobre las vías empleadas para el transporte.

El mantenimiento de los vehículos debe considerar la perfecta combustión de los motores, el ajuste de los componentes mecánicos, balanceo, y calibración de llantas.

El lavado de los vehículos deberá efectuarse de ser posible, lejos de las zonas urbanas y de los cursos de agua.

Medición

Las unidades de medida para el transporte de materiales provenientes de excavaciones y derrumbes, serán las siguientes:

La unidad de pago de esta partida será el metro cúbico - kilómetro (m³ - Km.) trasladado, o sea, el volumen en su posición final de colocación, por la distancia real



de transporte. El contratista debe considerar en los precios unitarios de su oferta los esponjamientos y las contracciones de los materiales, diferenciando los volúmenes correspondientes a distancias menores a 1 Km. y distancias mayores a 1 Km.

Pago

El pago de las cantidades de transporte de materiales determinados en la forma indicada anteriormente, se hará al precio unitario pactado en el contrato, por unidad de medida, conforme a lo establecido en esta Sección y a las instrucciones del Supervisor.

El precio unitario deberá cubrir todos los costos por concepto de mano de obra, equipo, herramientas, acarreo y, en general, todo costo relacionado para ejecutar correctamente los trabajos aquí contemplados.

RELLENO PARA ESTRUCTURAS

RELLENO PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO

RELLENO PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL DE PRESTAMO

Descripción

Este trabajo consiste en la colocación en capas, humedecimiento o secamiento, conformación y compactación de los materiales adecuados provenientes de la misma excavación, de los cortes o de otras fuentes, para rellenos a lo largo de estructuras de concreto y alcantarillas de cualquier tipo, previa la ejecución de las obras de drenaje y subdrenaje contempladas en el proyecto o autorizadas por el Supervisor.

Incluye, además, la construcción de capas filtrantes por detrás de los estribos y muros de contención, en los sitios y con las dimensiones señalados en los planos del proyecto o indicados por el Supervisor, en aquellos casos en los cuales dichas operaciones no formen parte de otra actividad.

Materiales

Requisitos de los materiales

Todos los materiales que se empleen en la construcción de rellenos deberán provenir de las excavaciones de la explanación, de préstamos laterales o de fuentes aprobadas; deberán estar libres de sustancias deletéreas, de materia orgánica, raíces y otros elementos perjudiciales. Su empleo deberá ser autorizado por el Supervisor, quien de ninguna manera permitirá la construcción de rellenos con materiales de características expansivas.

Para la construcción de las capas filtrantes, el material granular deberá cumplir con alguna de las granulometrías que se indican en la Tabla 2, aprobados por el Supervisor.



Requisitos de Granulometría para filtros en estribos y muros de contención

Tamiz	Porcentaje que Pasa		
	Tipo-1	Tipo-2	Tipo-3
150 mm (6")	100	-	-
100 mm (4")	90 - 100	-	-
75 mm (3")	80 - 100	100	-
50 mm (2")	70 - 95	-	100
25,0 mm (1")	60 - 80	91 - 97	70 - 90
12,5 mm (1/2")	40 - 70	-	55 - 80
9,5 mm (3/8")	-	79 - 90	-
4,75 mm (N° 4)	10 - 20	66 - 80	35 - 65
2,00 mm (N° 10)	0	-	25 - 50
6,00 mm (N° 30)	-	0 - 40	15 - 30
150 mm (N° 100)	-	0 - 8	0 - 3
75 mm (N° 200)	-	-	0 - 2

El material, además, deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

Desgaste Los Ángeles	50% máximo	Ensayo MTC E 207
Pérdida en Sulfato de Sodio	12% máximo	Ensayo MTC E 209
Pérdida en Sulfato de Magnesio	18% máximo	Ensayo MTC E 209
CBR	30% mínimo	Ensayo MTC E 132
Índice de Plasticidad	% 6	al 95% de compactación según Ensayo MTC E 115
Equivalente de Arena	25% mínimo	Ensayo MTC E 114

Para el traslado de materiales es necesario humedecerlo adecuadamente y cubrirlo con una lona para evitar emisiones de material particulado y evitar afectar a los trabajadores y poblaciones aledañas de males alérgicos, respiratorios y oculares.

Los montículos de material almacenados temporalmente se cubrirán con lonas impermeables, para evitar el arrastre de partículas a la atmósfera y a cuerpos de agua cercanos.

Equipo

Los equipos de extensión, humedecimiento y compactación de los rellenos para estructuras deberán ser los apropiados para garantizar la ejecución de los trabajos de acuerdo con las exigencias de esta Sección.



El equipo deberá estar ubicado adecuadamente en sitios donde no perturbe a la población y al medio ambiente y contar además, con adecuados sistemas de silenciamiento, sobre todo si se trabaja en zonas vulnerables o se perturba la tranquilidad del entorno.

Extensión y compactación del material

Los materiales de relleno se extenderán en capas sensiblemente horizontales y de espesor uniforme, el cual deberá ser lo suficientemente reducido para que, con los medios disponibles, se obtenga el grado de compactación exigido.

Cuando el relleno se deba depositar sobre agua, las exigencias de compactación para las capas sólo se aplicarán una vez que se haya obtenido un espesor de un metro (1.00 m) de material relativamente seco. La densidad media (D_m) deberá ser, como mínimo, el noventa y cinco por ciento (95%) con respecto a la máxima obtenida en el ensayo proctor modificado de referencia (D_e), cuando se verifique la compactación del relleno.

Capas filtrantes

Cuando se contemple la colocación de capas filtrantes detrás de estribos, muros y otras obras de arte, ellas se deberán colocar y compactar antes o simultáneamente con los demás materiales de relleno, tomando la precaución de que éstos no contaminen a aquellos.

Las consideraciones ha tomar en cuenta durante la colocación de capas filtrantes están referidas a prevenir la contaminación del medio ambiente.

Acabado

Al concluir cada jornada de trabajo, la superficie de la última capa deberá estar compactada y bien nivelada, con declive suficiente que permita el escurrimiento de aguas de lluvia sin peligro de erosión.

Aceptación de los trabajos

(a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:

- Verificar el cumplimiento de lo establecido en la especificación de Mantenimiento de Tránsito y Seguridad Vial.
- Verificar el estado y funcionamiento del equipo utilizado por el Contratista.
- Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aceptados.
- Comprobar que los materiales cumplan los requisitos de calidad exigidos para el material.



- Realizar medidas para determinar espesores y levantar perfiles y comprobar la uniformidad de la superficie.
- Verificar la densidad de cada capa compactada. Este control se realizará en el espesor de cada capa realmente construida, de acuerdo con el proceso constructivo aprobado.

(b) Calidad de los materiales

Teniendo en cuenta que los volúmenes de rellenos para estructuras suelen ser inferiores a los requeridos para terraplenes, queda a juicio del Supervisor la frecuencia de ejecución de las diversas pruebas de calidad.

(c) Calidad del producto terminado

Los taludes terminados no deberán acusar irregularidades a la vista.

La cota de cualquier punto de la subrasante en rellenos para estructuras, no deberá variar más de treinta milímetros (30 mm) de la proyectada.

En las obras concluidas no se admitirá ninguna irregularidad que impida el normal escurrimiento de las aguas superficiales.

En adición a lo anterior, el Supervisor deberá efectuar las siguientes comprobaciones:

(1) Compactación Los niveles de densidad por alcanzar en las diversas capas del relleno deberán ser, como mínimo, el noventa y cinco por ciento (95%) con respecto a la máxima obtenida en el ensayo proctor modificado de referencia (De), cuando se verifique la compactación del relleno. Sin embargo, el tamaño de la muestra será definido por el Supervisor.

La compactación de las capas filtrantes se considerará satisfactoria cuando ellas presenten una estanqueidad similar a la del relleno adjunto.

(2) Protección de la superficie del relleno

La superficie de relleno compactado no deberá quedar expuesta a las condiciones atmosféricas; por lo tanto, se deberá construir en forma inmediata la capa superior proyectada una vez terminada la compactación y el acabado final de aquella. Será responsabilidad del Contratista la reparación de cualquier daño al volumen de relleno compactado, por la demora en la construcción de la capa siguiente.

Todas las irregularidades que excedan las tolerancias, deberán ser corregidas por el Contratista, a su costo, de acuerdo con las instrucciones del Supervisor y a plena satisfacción de éste.

La evaluación y aceptación de los trabajos de “Relleno para Estructuras” se efectuará según las siguientes condiciones:



- a. Inspección Visual que será un aspecto para la aceptación de los trabajos ejecutados de acuerdo a la buena práctica del arte, experiencia del Supervisor y estándares de la industria,
- b. Conformidad con las mediciones y ensayos de control: las mediciones y ensayos que se ejecuten para todos los trabajos, cuyos resultados deberá cumplir y estar dentro de las tolerancias y límites establecidos en las especificaciones de la partida,

Cuando no se establezcan o no se puedan identificar tolerancias en las especificaciones o en el contrato, los trabajos podrán ser aceptados utilizando tolerancias indicadas por el Supervisor.

Medición

Se considerará como volumen de relleno expresado en metros cúbicos a la diferencia entre el volumen de excavación, medido de acuerdo a las especificaciones, y el de la estructura a colocarse en el espacio excavado, adicionando el volumen superior que sea necesario hasta alcanzar el nivel de subrasante (dentro del prisma definido en las partidas de Excavación para estructuras), deduciendo los volúmenes de relleno filtrante y concreto de ser el caso. Los mayores volúmenes se incluyen en el costo unitario.

Pago

La partida Relleno para estructuras se pagará sobre la base del precio unitario del contrato y por la cantidad medida según el párrafo anterior.

El precio unitario, incluye el costo de equipo, mano de obra, herramientas, etc. y demás imprevistos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

OBRAS DE MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

Descripción

Estos trabajos consisten en la recuperación de las condiciones originales dentro de lo posible de las áreas que han sido afectadas por la construcción del puente. Entre estas se tienen las áreas de canteras, campamentos, almacenes, patios de máquinas, y otras instalaciones en que las actividades constructivas hayan alterado el entorno ambiental.

07.01 REACONDICIONAMIENTO DE CAMPAMENTO Y PATIO DE MAQUINARIAS

Campamento

La rehabilitación del área intervenida debe ejecutarse luego del desmantelamiento del campamento. Las principales acciones a llevar a cabo son: eliminación de desechos, clausura de silos y rellenos sanitarios, eliminación de pisos de concreto u otro material utilizado, recuperación de la morfología del área y revegetación, si fuera el caso.



Patio de maquinarias

El reacondicionamiento del área intervenida, será efectuada teniendo en consideración: eliminación de suelos contaminados y su traslado a depósitos de desecho, limpieza de basuras, eliminación de pisos, recuperación de la morfología del área y revegetación, si fuera el caso, almacenar los desechos de aceite en bidones y trasladarlos a lugares seleccionados en las localidades cercanas para su disposición final. Debe tenerse presente que por ningún motivo estos desechos de aceites deben ser vertidos en el suelo o en cuerpos de agua.

07.02 REACONDICIONAMIENTO DE CANTERAS

Para cada cantera se deberá diseñar un adecuado sistema y programa de aprovechamiento del material, de manera de producir el menor daño al ambiente

Depende, también, del volumen que se va a extraer de la cantera y el uso que se le va a dar al material, pudiendo requerirse antes una previa selección del mismo, lo que origina desechos que luego es necesario eliminar. Se deberá seguir las estipulaciones que al respecto se incluye en el Manual Ambiental para el Diseño y Construcción de Vías del MTC.

Aquellas canteras que no van a ser posteriormente utilizadas para la conservación de la carretera deben ser sometidas a un proceso de reacondicionamiento, tratando en lo posible de adecuar el área intervenida a la morfología del área circundante. Dependiendo del sistema de explotación adoptado, las acciones que deben efectuarse son las siguientes: nivelación de los lechos de quebradas o ríos afectados, eliminación de las rampas de carga; peinado y alisado o redondeado de taludes para suavizar la topografía y evitar posteriores deslizamientos; eliminación del material descartado en la selección (utilizarlo para rellenos) y revegetación total del área intervenida, utilizando el suelo orgánico retirado al inicio de la explotación y que debe haber sido guardado convenientemente.

Medición

La Recuperación Ambiental de áreas afectadas será medida de la siguiente forma:

(a) Canteras, campamentos, almacenes, patios de maquinaria y otras instalaciones en Hectáreas (Ha). En esta medición no serán medidas las áreas correspondientes a caminos de acceso.

En la medición se considerará todos los componentes que se indican en la descripción general y que hayan sido efectivamente recuperados cumpliendo las disposiciones que se dan en esta especificación.

Pago

El pago de las partidas correspondientes a Obras de Mitigación de Impacto Ambiental hará al precio unitario del contrato para cada caso, por todo trabajo ejecutado de



acuerdo con esta especificación y aceptado a plena satisfacción por el Supervisor. El precio deberá cubrir todos los costos de transporte, rellenar, nivelar las áreas comprometidas en forma uniforme según lo dispuesto en el proyecto y por el Supervisor, así como la debida disposición de los desechos.



CUADRO DE METRADOS

01. SUSTENTACIÓN DE METRADOS DEL PUENTE

01.01 OBRAS PRELIMINARES

01.01.01 Cartel de obra

Cantidad
1.00

01.01.02 Desbroce y limpieza de terreno

Longitud (m)	ancho (m)	Área (m ²)	(Ha)
220.00	20.00	4400.00	0.4

01.01.03 Nivelación trazo y replanteo

Longitud (m)	ancho (m)	Área (m ²)
220.00	20.00	4400.00

01.01.04 Campamento de Obra

Longitud (m)	ancho (m)	Área (m ²)
10.00	20.00	200.00

01.01.05 Movilización y desmovilización de equipo

Global
1.00

01.01.06 Desinstalación del puente peatonal existente

Global
1.00



01.01.07 Demolición de estructuras de concreto existentes

a) Demolición de la zapata del puente colgante existente.

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N°	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Estribo Izq.	3.00	1.50	1.00	1.00	4.50	9.00
Estribo Der.	3.00	1.50	1.00	1.00	4.50	

b) Demolición de cámara de anclaje del puente colgante existente.

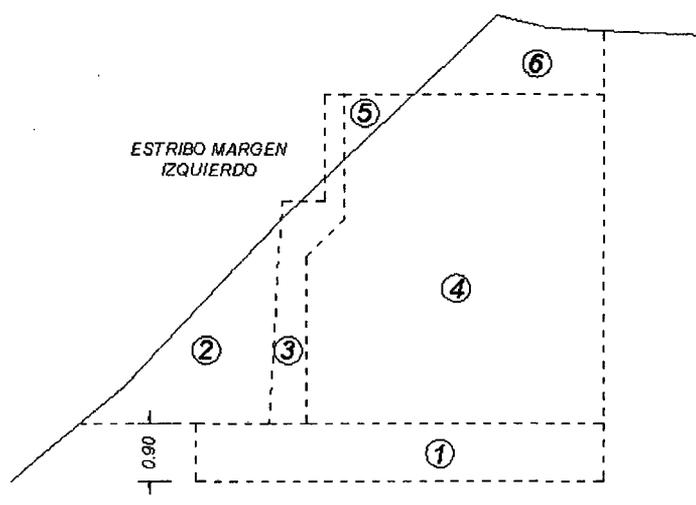
Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N°	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Lado Izq.	1.00	1.00	1.20	2.00	2.40	4.80
Lado Der.	1.00	1.00	1.20	2.00	2.40	

c) Demolición de las torres del puente colgante existente.

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N°	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Lado Izq.	0.50	0.50	5.00	2.00	2.50	5.00
Lado Der.	0.50	0.50	5.00	2.00	2.50	

01.02 MOVIMIENTO DE TIERRAS

01.02.01-02 Excavación para estructuras en material común en seco y bajo agua.





Descripción	Longitud (m)	Altura (m)	Ancho (m)	Volumen (m ³)	Parcial (m ³)	Total (m ³)
1(Bajo Agua)	6.00	1.10	7.50	49.50	99.00	
2 (En seco)	2.00		7.50	15.00		
3 (En seco)	2.20		7.50	16.50		
4 (En seco)	7.00		7.50	52.50		
5 (En seco)	1.00		7.50	7.50		
					183.00	282.00

01.02.03 Relleno con material propio

Volumen Total=Volumen Parcial x coef. (1.30)

Descripción	Longitud (m)	Altura (m)	Ancho (m)	Volumen (m ³)	Total. (m ³)
2	7.50	1.50	4.00	45.00	90.00

01.02.04 Relleno compactado con material seleccionado

Descripción	Longitud (m)	Espesor (m)	Ancho (m)	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Estribo Margen Derecha e Izquierda					
4	13.80		7.50	103.50	
5	13.80		7.50	103.50	
					207.00

01.02.05 Eliminación de Material Excedente:

Volumen a escavar x 1.25 - Volumen de Relleno con material propio

Descripción	Parcial. (m ³)	Descripción	Parcial. (m ³)	Total (m ³)
Eliminación de Material	282.00	Eliminación de elementos de concreto	21.80	303.80



01.03 CONCRETO SIMPLE

01.03.01 concreto de nivelación para falsa zapata, $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Descripción	Croquis	N° piezas	Área m	Altura m	Volumen parcial m^3
ESTRIBOS VOLADIZOS		2.00	38.50	0.20	15.40
ALAS		4.00	27.50	0.20	22.00
TOTAL					37.40

01.04. CONCRETO ARMADO

01.04.01 Encofrado y desencofrado no visto bajo agua.

Descripción	Croquis	N° piezas	Ancho m	Largo m	Área parcial m^2	Área parcial m^2
Estribos						
ZAPATA		2.00	1.10	6.00	6.60	13.20
		2.00	1.10	7.00	7.70	15.40
					Total	597.00

01.04.02 Encofrado y desencofrado en seco

Descripción	Croquis	N° piezas	Ancho m	Largo m	Área parcial m^2	Área parcial m^2
Estribos						
CARAS		4.00			6.50	26.00



Descripción	Croquis	N° piezas	Ancho m	Largo m	Area parcial m ²	Area parcial m ²
CORONA		2.00	0.60	5.80	3.48	6.96
		2.00	1.20	5.80	6.96	13.92
		4.00	0.60	5.80	3.48	13.92
						34.80
PANTALLA		2.00	7.00	7.00	49.00	98.00
		2.00	7.40	7.00	51.80	103.60
					Total m2	297.20

01.04.03 Concreto para estribo, $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Descripción	Croquis	N° piezas	Area m	Longitud m	Volumen parcial m ³
ELEVACION		2.00	6.50	7.00	91.00
ZAPATAS		2.00	6.60	7.00	92.40
				Total	183.40



01.04.04 Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, en Estribo

DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	DIAMET. pulg.	LONGIT. m	No. PIEZAS unid.	No ELEM. unid.	PARCIAL m.	P.E Kg/m.	PARCIAL Kg.
ELEVACION									
PANTALLA PRINCIPAL		V	1"	8.10	20	2	324	3.97	1286.280
		H	1/2"	7.00	28	2	392	0.99	388.080
PANTALLA POSTERIOR		V	1"	7.50	20	2	300	3.97	1191.000
		H	1/2"	7.00	34	2	476	0.99	471.240
CORONA									
CARA ANTERIOR		V	1/2"	3.00	47	2	282	0.99	279.180
CARA POSTERIOR		V	1/2"	4.30	47	2	404.2	0.99	400.16
ZAPATAS									
SUPERIOR		V	3/4	7.2	35	2	504	2.23	1123.920
		H	3/4	6.2	35	2	434	2.23	967.820
INFERIOR		V	3/4	7.2	35	2	504	2.23	1123.920
		H	3/4	6.2	35	2	434	2.23	967.820
TOTAL =									11,536.0



01.04.05 Encofrado y Desencofrado de Losa de Superestructura

Descripción	Croquis	N° piezas	Ancho m	Largo m	Area parcial m ²	Area total m ²
CARAS LONGITUDINALES		1	5.20	25.00	130.00	
CARAS TRANSVERSALES		2	0.20	4.70	1.88	
					Total	131.88

01.04.06 Concreto para losa, f'c = 280 kg/cm2

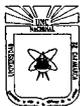
Descripción	Longitud (m)	Espesor (m)	Altura (m)	N°	Vol. (m ³)
Vereda	25.00	0.80	0.20	2.00	8.00
Plataforma	25.00	0.20	2.30	2.00	23.00
Silleta	25.00	0.40	0.10	2.00	2.00
Total					33.00

01.04.07 Acero de Refuerzo fy=4200 kg/cm2, en Losa

(Ver hoja de Metrado pág. 318-319)

01.04.08 Encofrado y Desencofrado - Aletas

Descripción	Croquis	N° piezas	Ancho m	Largo m	Area parcial m ²	Area total m ²
ELEVACIÓN		8.00			5.00	40.00



Descripción	Croquis	N° piezas	Ancho m	Largo m	Area parcial m ²	Area total m ²
PANTALLA		4.00	6.60	5.00	33.00	132.00
		4.00	6.60	5.00	33.00	132.00
ZAPATA		2	1.1	6	6.6	13.20
		2	1.1	5	5.50	11.00
					Total	328.20

01.04.09 Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ - Aletas

Descripción	Croquis	N° piezas	Area m	Longitud m	Volumen parcial m ³
ELEVACION		4.00	5.00	5.00	100.00
ZAPATAS		4.00	4.90	5.00	98.00
TOTAL					198.00



01.04.10 Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, en aletas

DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	DIAMET. pulg.	LONGIT. m	No. PIEZAS unid.	No ELEMENTOS unid.	PARCIAL m.	P.E Kg/m.	PARCIAL Kg.
ELEVACION									
PANTALLA PRINCIPAL		V	1/2	7.50	34	4.00	1020	0.99	1009.80
		H	1/2	5.00	36	4.00	720	0.99	712.80
PANTALLA POSTERIOR		V	5/8	7.65	25.00	4.00	765.00	1.55	1185.75
		V	5/8	3.90	25.00	4.00	390.00	1.55	604.50
		H	1/2	5.00	36.00	4.00	720.00	0.99	712.80
ZAPATA									
TALON		V	3/4"	7.00	25.00	4.00	700.00	2.23	1561.00
		H	3/4"	5.00	27.00	4.00	540.00	2.23	1204.20
PUNTA		V	3/4"	6.60	25.00	4.00	660.00	2.23	1471.80
		H	3/4"	5.00	27.00	4.00	540.00	2.23	1204.20
PESO TOTAL KG									9.666.850

01.05 ESTRUCTURA METÁLICA

01.05.01 Fabricación de vigas metálicas.

Descripción	Peso (t)
Vigas	12.60



01.05.02 Transporte de estructura metálicas.

Descripción	Peso (t)	Total (t)
Vigas	12.60	14.60
Faltantes	2.00	

01.05.03 Apoyos en puente.

Descripción	und
Apoyos	4.00

01.05.04 Ensamblaje total, lanzamiento y montaje de estructura metálica.

Descripción	Peso (t)
Vigas	12.60

01.05.05 Faltantes en vigas metálicas (rigidizadores y conectores de corte).

Descripción	Peso (t)
Atiesadores y Conectores	2.00

01.05.07 Arenado de partes y pintado en obra, 1ra capa base anticorrosivo epóxico y 2da capa esmalte.

Epóxico de Acabado

Descripción	Peso (t)
Vigas	14.60

01.06 VARIOS

01.06.01 Juntas de dilatación metálicas.

Descripción	Longitud(m)	Nº	Total (m)
Ancho Losa	4.50	2	9.00



01.06.02 Suministro e instalación de barandas metálicas

Descripción	Longitud(m)	Nº	Total (m)
Ancho Losa	25.00	2	50.00

01.06.03 Pintura en baranda metálica

Descripción	Longitud(m)	Nº	Total (m)
Ancho Losa	25.00	2	50.00

01.06.04 Suministro e instalación de plancha de neopreno.

Descripción	und
Apoyos	4.00

01.06.05 Drenaje en losa con tubería PVC $\varnothing = 3"$.

Descripción	und
Tubos	20.00

01.06.06 Sistema de drenaje transversal para estribo.

Descripción	und
Tubos	16.00

01.06.07 Señal informativa

Descripción	und
S-I	1.00

01.06.08 Señal preventiva

Descripción	und
S-I	4.00

**01.06.09 Flete de material (Cajamarca - Obra)**

Descripción	und
Viaje	2.00

02 SUSTENTACIÓN DE METRADOS DE ACCESOS**02.01 MOVIMIENTO DE TIERRAS****02.01.01 - 02.01.02 Corte de material con equipo y conformación de terraplenes con material propio.**

<u>ESTACADO</u>	<u>Área de Relleno</u>	<u>Volumen de Corte (Cu.m.)</u>
0+004.529	0.00	0.00
0+010.000	22.98	62.85
0+020.000	31.38	71.78
0+030.000	37.11	42.46
0+040.000	38.01	75.64
0+050.000	34.75	63.81
0+060.000	27.09	109.19
0+070.000	17.35	122.21
0+080.000	8.72	120.35
0+090.000	0.00	43.59
0+100.000	0.00	0.00
0+110.000	0.00	0.00
0+120.000	0.00	0.00
0+130.000	0.00	0.00
0+140.000	0.00	0.00
0+145.000	0.00	0.00
0+150.000	0.00	0.02
0+155.000	0.00	0.02
0+160.000	0.00	0.00
0+165.000	0.00	0.00

<u>ESTACADO</u>	<u>Área de Relleno</u>	<u>Volumen de Relleno (Cu.m.)</u>
0+004.529	0.00	0.00
0+010.000	0.00	0.00
0+020.000	0.00	0.00
0+030.000	0.00	0.00
0+040.000	0.00	0.00
0+050.000	0.00	0.00
0+060.000	0.00	0.00
0+070.000	0.05	0.27
0+080.000	1.41	7.34
0+090.000	2.12	17.68
0+100.000	0.00	0.00
0+110.000	0.00	0.00
0+120.000	0.00	0.00
0+130.000	0.00	0.00
0+140.000	4.69	176.36
0+145.000	2.60	17.95
0+150.000	2.02	11.36
0+155.000	1.82	9.47
0+160.000	2.82	11.47
0+165.000	3.99	16.85



0+170.000	0.00	0.00	0+170.000	5.21	22.79
0+175.000	0.00	0.00	0+175.000	6.29	28.52
0+180.000	0.00	0.00	0+180.000	8.39	36.50
0+190.000	0.00	0.00	0+190.000	11.27	98.31
0+200.000	0.00	0.00	0+200.000	11.95	116.10
0+210.000	0.00	0.00	0+210.000	12.03	119.87
0+220.000	0.00	0.00	0+220.000	0.00	60.13
0+220.903	0.00	0.00	0+220.903	0.00	0.00
Volumen de Corte m ³ :		721.92	Volumen de Relleno m ³ :		750.97

02.01.03 Eliminación de material

Volumen a escavar x 1.25 - Volumen de Relleno con material propio

Descripción	Relleno (m ³)	Corte (m ³)	Total (m ³)
Mov. Tierras	750.97	921.92	151.43

02.02 Pavimento**02.02.01 Extendido, mezclado, riego y compactado del afirmado e=0.20m**

Estaca	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m ²)	Total (m ²)
0 - 0+105	105.00	4.50	472.50	878.00
0+130-0+220	90.00	4.50	405.00	

02.03 OBRAS DE ARTE**02.03.01 Conformación y perfilado de cunetas con maquinaria**

Descripción		Longitud (m)	Nº	Parcial (m)	Total (m)
Antes del Puente	Lado Der.	105.00	1	105.00	390.00
	Lado Izq.	105.00	1	105.00	
Después del Puente	Lado Der.	90.00	1	90.00	
	Lado Izq.	90.00	1	90.00	



02.04 OBRAS DE PROTECCIÓN

02.04.01 Obras de Encauzamiento

02.04.01.01 Excavación en material común.

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Esco. Marg.Izq	10.00	1.00	5.00	50.00	100.00
Esco. Marg.Der	10.00	1.00	5.00	50.00	

02.04.01.02 Excavación de material común bajo el agua.

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Esco. Marg.Izq	10.00	5.00	1.00	50.00	100.00
Esco. Marg.Der	10.00	5.00	1.00	50.00	

02.04.01.03 Relleno con material de préstamo.

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Volumen (m ³)	Total (m ³)
Esco. Marg.Izq	15.00	3.00	1.1	49.50	99.00
Esco. Marg.Der	15.00	3.00	1.1	49.50	

02.04.01.04 Eliminación de material excedente

Volumen a escavar x 1.25 - Volumen de Relleno con material propio

Descripción	Relleno (m ³)	Corte (m ³)	Total (m ³)
Mov. Tierras	99.00	250.00	151.00

IMPACTO AMBIENTAL

02.05 MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

02.05.01 Programa de contingencia .

Global
1.00



02.05.02 Programa de seguimiento y/o vigilancia

mes
3.00

02.05.03 Reacondicionamiento de áreas afectadas por campamento y patio de máquinas

Descripción	Longitud (m)	ancho (m)	Área (m2)	(Ha)	Total (Ha)
Campamento	10.00	20.00	200.00	0.02	0.08
Patio	30.00	20.00	600.00	0.06	

02.05.04 Reacondicionamiento de canteras y accesos

Descripción	Longitud (m)	ancho (m)	Área (m2)	(Ha)	Total (Ha)
Canteras	50.00	60.00	3000.00	0.30	0.32
Accesos	30.00	7.00	210.00	0.02	

02.05.05 Revegetación del campamento y patio de máquinas

Revegetación	Total (Ha)
Ha	0.08



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN"



01.04.07 Acero de Refuerzo $f_y=4200$ kg/cm², en Losa

Descripción	Elemento	Diametro	N° Veces	N° Elementos	Longitud del elemento	Longitud por metro lineal			
						1" 3.97	5/8" 1.55	1/2" 0.99	3/8" 0.56
TABLERO									
As+ positivo		5/8	2	101	4.60		929.20		
As+ negativo		5/8	2	101	6.60		1333.20		
As distribución inferior		1/2	2	19.00	25.00			475.00	
As temperatura longitudinal-superior		1/2	2	19.00	25.00			475.00	
PESO EN KILOS POR METRO LINEAL						3.97	1.55	0.99	0.56
LONGITUD TOTAL POR DIAMETRO EN METROS LINEALES						0.00	2262.40	950.00	0.00
						-	3,506.72	940.50	-



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 "ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN"



VEREDA									
As Volado		1/2	2	100	2.90			290.00	
As inferior temperatura+contracc		3/8	2	7	25.00				175.00
As Superior temperatura+contracc		3/8	2	8	25.00				200.00
PESO EN KILOS POR METRO LINEAL						3.97	1.55	0.99	0.56
LONGITUD TOTAL POR DIAMETRO EN METROS LINEALES						0.00	0.00	290.00	375.00
						-	-	287.10	210.00
									497.10

PESO DEL TABLERO + VEREDA	TOTAL	KG	4,944.32
----------------------------------	--------------	-----------	-----------------

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

LUGAR: CAJAMARCA-CAJAMARCA- SAN JUAN

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO
01.01	OBRAS PRELIMINARES		
01.01.01	Cartel de obra	und	1.00
01.01.02	Desbroce y limpieza de terreno	ha	0.40
01.01.03	Nivelación, trazo y replanteo	m2	4400.00
01.01.04	Campamento de obra	m2	200.00
01.01.05	Movilización y desmovilización de equipos	glb	1.00
01.01.06	Desinstalación del puente peatonal existente	glb	1.00
01.01.07	Demolición de estructuras de concreto	m3	18.80
01.02	Movimiento de tierras		
01.02.01	Excavación para estructuras en material común	m3	183.00
01.02.02	Excavación para estructuras en material común bajo el agua	m3	99.00
01.02.03	Relleno con material propio	m3	90.00
01.02.04	Relleno con material seleccionado	m3	207.00
01.02.05	Eliminación de material excedente (carguío y acarreo)	m3	303.80
01.03	Concreto simple		
01.03.01	Concreto para solado e= 8" f'c=100 kg/cm2	m3	37.40
01.04	Concreto armado		
01.04.01	Encofrado y desencofrado no visto	m2	26.80
01.04.02	Encofrado y desencofrado visto	m2	297.20
01.04.03	Concreto f'c = 210 kg/cm2 para estribo	m3	183.40
01.04.04	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm2 en estribos	kg	11536.00
01.04.05	Encofrado y desencofrado de losa de superestructura	m2	131.88
01.04.06	Concreto para losa de la superestructura f'c= 280 kg/cm2	m3	33.00
01.04.07	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm2 en losa de la	kg	4944.32

	superestructura		
01.04.08	Encofrado de aletas	m2	328.20
01.04.09	Concreto f'c = 210 kg/cm2 - aletas	m3	198.00
01.04.10	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm2 aletas	kg	9666.85
01.05	Estructura metálica		
01.05.01	Fabricación de vigas metálica	ton	12.60
01.05.02	Transporte de estructura metálica	ton	14.60
01.05.03	Apoyos en puente	und	4.00
01.05.04	Ensamblaje total, lanzamiento y montaje de estructura metálica	ton	12.60
01.05.05	Faltantes en vigas metálicas (rigidizadores y conectores de corte)	ton	2.00
01.05.06	Arenado y pintado en obra 1-2 capa epóxica	ton	14.60
01.06	Varios		
01.06.01	Juntas de dilatación metálica	m	9.00
01.06.02	Suministro e instalación de barandas metálicas	m	50.00
01.06.03	Pintado en baranda metálica (acabado)	m	50.00
01.06.04	Suministro e instalación de plancha de neopreno	und	4.00
01.06.05	Drenes de pvc ø=3" para losa de puente	und	20.00
01.06.06	Drenes de pvc ø=3" para estribo	und	16.00
01.06.07	Señal informativa	und	1.00
01.06.08	Señal preventiva	und	4.00
01.06.09	Flete de material de (Cajamarca-obra)	vje	2.00
02	ACCESOS		
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01.01	Corte de material suelto con equipo	m3	921.00
02.01.02	Conformación de terraplenes con material propio	m3	750.97
02.01.03	Eliminación de material excedente (carguío y acarreo)	m3	151.43
02.02	PAVIMENTOS		
02.02.01	Extendido, mezclado, riego y compactado de afirmado e=0.20m	m2	878.00

02.03	OBRAS DE ARTE		
02.03.01	Conformación y perfilado de cunetas con maquinaria	m	390.00
02.04	OBRAS DE PROTECCIÓN		
02.04.01	OBRAS DE ENCAUZAMIENTO		
02.04.01.01	Excavación para estructuras en material común	m3	140.00
02.04.01.02	Excavación para estructuras en material común bajo el agua	m3	110.00
02.04.01.03	Relleno con material de préstamo	m3	45.00
02.04.01.04	Eliminación de material excedente (carguío y acarreo)	m3	151.00
02.05	IMPACTO AMBIENTAL		
02.05.01	MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL		
02.05.01.01	Programa de contingencias	glb	1.00
02.05.01.02	Programa de seguimiento y vigilancia	mes	3.00
02.05.01.03	Reacondicionamiento de áreas afectadas por campamento y patio de maquinas	ha	0.08
02.05.01.04	Reacondicionamiento de canteras y accesos	ha	0.32
02.05.01.05	Revegetación del campamento y patio de maquinas	ha	0.08

Presupuesto

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA
 Subpresupuesto 001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA
 Cliente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JUAN - CAJAMARCA
 Lugar CAJAMARCA - CAJAMARCA - SAN JUAN

Costo al 16/03/2013

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	PUENTE				600,804.07
01.01	OBRAS PRELIMINARES				63,043.89
01.01.01	CARTEL DE OBRA	und	1.00	916.73	916.73
01.01.02	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO	ha	0.40	3,125.22	1,250.09
01.01.03	NIVELACION, TRAZO Y REPLANTEO	m2	4,400.00	1.45	6,380.00
01.01.04	CAMPAMENTO DE OBRA	m2	200.00	87.09	17,418.00
01.01.05	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	25,579.08	25,579.08
01.01.06	DESISTALACION DEL PUENTE PEATONAL EXISTENTE	glb	1.00	4,500.00	4,500.00
01.01.07	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	m3	18.80	372.34	6,999.99
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				30,671.24
01.02.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN	m3	183.00	41.20	7,539.60
01.02.02	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN BAJO EL AGUA	m3	99.00	44.26	4,381.74
01.02.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	90.00	36.86	3,317.40
01.02.04	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	207.00	62.68	12,974.76
01.02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y ACARREO)	m3	303.80	8.09	2,457.74
01.03	CONCRETO SIMPLE				6,588.38
01.03.01	CONCRETO SOLADO e= 8" fc=100 kg/cm2	m3	37.40	176.16	6,588.38
01.04	CONCRETO ARMADO				254,534.94
01.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NO VISTO	m2	26.80	36.10	967.48
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VISTO	m2	297.20	33.95	10,089.94
01.04.03	CONCRETO fc = 210 kg/cm2 PARA ESTRIBO	m3	183.40	321.91	59,038.29
01.04.04	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 EN ESTRIBOS	kg	11,536.00	3.89	44,875.04
01.04.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS DE SUPERESTRUCTURA	m2	131.88	36.10	4,760.87
01.04.06	CONCRETO PARA LOSA DE LA SUPERESTRUCTURA fc= 280 kg/cm2	m3	33.00	367.46	12,126.18
01.04.07	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 EN LOZA DE LA SUPERESTRUCTURA	kg	4,944.32	4.29	21,211.13
01.04.08	ENCOFRADO DE ALETAS	m2	328.20	33.95	11,142.39
01.04.09	CONCRETO fc = 210 kg/cm2 - ALAS	m3	198.00	260.89	51,656.22
01.04.10	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 ALAS	kg	9,666.85	4.00	38,667.40
01.05	ESTRUCTURA METALICA				215,204.15
01.05.01	FABRICACION DE VIGAS METALICAS	ton	12.60	12,470.37	157,126.66
01.05.02	TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	14.60	607.50	8,869.50
01.05.03	APOYOS EN PUENTE	und	4.00	1,563.31	6,253.24
01.05.04	ENSAMBLAJE TOTAL, LANZAMIENTO Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	12.60	1,286.10	16,204.86
01.05.05	FALTANTES EN VIGAS METÁLICAS (ATIESADORES Y CONECTORES DE CORTE)	ton	2.00	7,428.22	14,856.44
01.05.06	ARENADO Y PINTADO EN OBRA 1-2 CAPA EPOXICA	ton	14.60	814.62	11,893.45
01.06	VARIOS				30,761.47
01.06.01	JUNTAS DE DILATACION METÁLICAS	m	9.00	114.36	1,029.24
01.06.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE BARANDAS METÁLICAS	m	50.00	258.21	12,910.50
01.06.03	PINTADO EN BARANDA METÁLICA (ACABADO)	m	50.00	23.63	1,181.50
01.06.04	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLANCHA DE NEOPRENO	und	4.00	164.02	656.08
01.06.05	DRENES DE PVC Ø=3" PARA LOSA DE PUENTE	und	20.00	12.36	247.20
01.06.06	DRENES DE PVC Ø=3" PARA ESTRIBO	und	16.00	12.29	196.64
01.06.07	SEÑAL INFORMATIVA	und	1.00	2,627.05	2,627.05
01.06.08	SEÑAL PREVENTIVA	und	4.00	687.39	2,749.56
01.06.09	FLETE DE MATERIAL DE (CAJAMARCA-OBRA)	vje	2.00	4,581.85	9,163.70
02	ACCESOS				67,766.06
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				28,266.33
02.01.01	CORTE DE MATERIAL SUELTO CON EQUIPO	m3	921.00	13.67	12,590.07
02.01.02	CONFORMACION DE TERRAPLENES CON MATERIAL PROPIO	m3	750.97	19.27	14,471.19
02.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y ACARREO)	m3	151.43	8.09	1,225.07
02.02	PAVIMENTOS				13,354.38
02.02.01	EXTENDIDO, MEZCLADO, RIEGO Y COMPACTADO DE AFIRMADO e=0.20m	m2	878.00	15.21	13,354.38
02.03	OBRAS DE ARTE				768.30
02.03.01	CONFORMACION Y PERFILADO DE CUNETAS CON MAQUINARIA	m	390.00	1.97	768.30
02.04	OBRAS DE PROTECCION				14,856.99
02.04.01	OBRAS DE ENCAUZAMIENTO				14,856.99
02.04.01.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN	m3	140.00	41.20	5,768.00
02.04.01.02	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN BAJO EL AGUA	m3	110.00	44.26	4,868.60

Presupuesto

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA
 Subpresupuesto 001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA
 Cliente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JUAN - CAJAMARCA
 Lugar CAJAMARCA - CAJAMARCA - SAN JUAN

Costo al 16/03/2013

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02.04.01.03	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	45.00	66.64	2,998.80
02.04.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y ACARREO)	m3	151.00	8.09	1,221.59
02.05	IMPACTO AMBIENTAL				10,500.06
02.05.01	MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL				
02.05.02	PROGRAMA DE CONTINGENCIAS	glb	1.00	4,500.00	4,500.00
02.05.03	PROGRAMA DE SEGUIMIENTO Y VIGILANCIA	mes	3.00	1,200.00	3,600.00
02.05.04	REACONDICIONAMIENTO DE AREAS AFECTADAS POR CAMPAMENTO Y PATIO DE MAQUINAS	ha	0.08	4,172.42	333.79
02.05.05	REACONDICIONAMIENTO DE CANTERAS Y ACCESOS	ha	0.32	5,570.27	1,782.49
02.05.06	REVEGETACION DEL CAMPAMENTO Y PATIO DE MAQUINAS	ha	0.08	3,547.31	283.78
	COSTO DIRECTO				668,570.13
	GASTOS GENERALES				0.09
	UTILIDAD(10%)				66,857.01
	SUBTOTAL				735,427.14
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (19%)				139,731.16
	PRESUPUESTO TOTAL				875,158.30

SON : OCHOCIENTOS SETENTICINCO MIL CIENTO CINCUENTIOCHO Y 30/100 NUEVOS SOLES

ANÁLISIS DE CÁLCULO DE PORCENTAJE DE LEYES SOCIALES

VIGENCIA HASTA JUNIO DEL 2013
SALARIO DOMINICAL

Día feriado	N° días sin trabajo	Sal. Dominical	Días Trabajo	% Incidencia
01 de Enero (Año nuevo)	1	1	5	20.00
08 de Febrero (Carnaval)	1	1	5	20.00
21 y 22 de Abril (Jueves y Viernes Santo)	2	1	4	25.00
01 de Mayo (Día del Trabajador)	0	0	6	0.00
23 de Junio (Corpus Cristi)	1	1	5	20.00
29 de Junio (San Pedro y San Pablo)	1	1	5	20.00
28 y 29 de Julio (Fiestas Patrias)	2	1	4	25.00
30 Agosto (Santa Rosa)	1	1	5	20.00
08 de Octubre (Batalla de Angamos)	1	1	5	20.00
25 Octubre (Día de Construcción civil)	1	1	5	20.00
01 de Noviembre (Todos los Santos)	1	1	5	20.00
08 de Diciembre (Inmaculada Concepción)	1	1	5	20.00
25 de Diciembre Navidad	0	0	6	0.00
Total	13	11		230.00

Semanas del año 2012	53.00			
Semanas sin feriado	53.00	-	11.00	= 42.00
Días de trabajo:	6.00			
Días de salario dominical:	1.00			
Incidencia de una semana normal:	$1 \times 100 / 6$			= 16.67
Incidencias de semanas sin feriados:	42×16.67			= 700.00
Total de incidencia dominical:				716.67

Incidencia Promedio	17.55 %
----------------------------	----------------

VACACIONES RECORD

Incidencia en 260 días laborables, de 30 días de vacaciones

30x100/260	=	11.54 %
-------------------	----------	----------------

GRATIFICACIONES POR FIESTAS PATRIAS Y NAVIDAD

40 Jornales por fiestas patrias y 40 Jornales por Navidad

Días del Año 2012: 365.00

Días de Trabajo: 365.00 -13.00 -53.00 = 299.00

(40+40)x100/299	=	26.76 %
------------------------	----------	----------------

FERIADOS POR FERIADOS NO LABORABLES

Días del Año 2012:	365.00
Días feriados	13.00
Domingos	53.00
Días laborable	299.00

Incidencia por feriados no laborables	22.07 %
--	----------------

ASIGNACION ESCOLAR

02 hijos promedio por trabajador, asignación 30 jornales por hijo

(2x30)x100/299	20.07 %
-----------------------	----------------

**CÁLCULO DEL COSTO DE HORA HOMBRE PARA EDIFICACIÓN HASTA
JUNIO DEL 2013 CAJAMARCA**

DESCRIPCIÓN	% LS y BS aplicable	
	REG BÁSICO	BUC
PORCENTAJES ESTABLECIDOS	27.00	12.00
Indemnización		
Por tiempo de servicios	12.00	
Por participación de utilidades	3.00	
Seguro Social Obligatorio de Accidente de Trabajo y Enf. Prof.		
Asistenciales	1.30	1.30
Económicas	1.70	1.70
Régimen de prestación de salud	9.00	9.00
Sistema nacional de Pensiones	0.00	
Impuesto extraordinario de solidaridad	0.00	

PORCENTAJES DEDUCIDOS	80.26	
Salario Dominical	17.55	
Vacaciones Record	11.54	
Gratificación fiestas patrias y navidad	26.76	
Jornales Feriados no laborables	4.35	
Asignación escolar (promedio 2 hijos)	20.07	

RÉGIMEN DE PRESTACIÓN DE SALUD	8.13	
Sobre salario dominical 9	1.58	
Sobre vacaciones record 9	1.04	
Sobre gratificaciones Fiestas Patrias y Navidad 9	2.41	
Sobre jornales por feriados no laborables 9	0.39	
Sobre asignación escolar 9	2.71	

RÉGIMEN DE PRESTACIÓN DE SALUD		2.71	
Sobre salario dominical	3	0.53	
Sobre vacaciones record	3	0.35	
Sobre gratificaciones Fiestas Patrias y Navidad	3	0.80	
Sobre jornales por feriados no laborables	3	0.13	
Sobre asignación escolar	3	0.90	

LEYES SOCIALES		118.10	12.00
-----------------------	--	---------------	--------------

CÁLCULO DE COSTO HOMBRE (Considerando 2 hijos)

CONCEPTO	%	OPERARIO	OFICIAL	PEÓN
Jornal Básico		42.50	37.50	33.60
Leyes Sociales sobre jornal básico	118.10	50.19	44.29	39.68
Bonificación unificada		13.70	11.25	10.08
Leyes Sociales sobre BUC	12.00	1.64	1.35	1.21
Movilidad		7.20	7.20	7.20
Overol (120/300.35)		0.40	0.40	0.40
TOTAL DIARIO	(8 HORAS)	115.64	101.99	92.17
COSTO H-H S/.		14.45	12.75	11.52

Fórmula Polinómica - Agrupamiento Preliminar

Presupuesto **0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA**
 Subpresupuesto **001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA**
 Fecha presupuesto **16/03/2013**
 Moneda **NUEVOS SOLES**

Indice	Descripción	% Inicio	% Saldo	Agrupamiento
02	ACERO DE CONSTRUCCION LISO	3.608	0.000	
03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO	8.655	32.868	+02+51+56+71+72
04	AGREGADO FINO	2.267	0.000	
05	AGREGADO GRUESO	6.789	9.056	+04
21	CEMENTO PORTLAND TIPO I	9.675	10.103	+30+59
30	DOLAR (GENERAL PONDERADO)	0.018	0.000	
32	FLETE TERRESTRE	4.520	0.000	
37	HERRAMIENTA MANUAL	0.701	0.000	
39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR	9.091	9.091	
42	MADERA IMPORTADA PARA ENCOF. Y CARPINT.	0.124	0.000	
43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.	1.758	2.758	+42+44
44	MADERA TERCIADE PARA CARPINTERIA	0.876	0.000	
47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES	17.400	17.400	
48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL	0.800	18.724	+37+49+32+53+54+79
49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO	11.963	0.000	
51	PERFIL DE ACERO LIVIANO	0.056	0.000	
53	PETROLEO DIESEL	0.033	0.000	
54	PINTURA LATEX	0.560	0.000	
56	PLANCHA DE ACERO LAC	19.847	0.000	
59	PLANCHA DE ASBESTO-CEMENTO	0.410	0.000	
71	TUBERIA DE FIERRO FUNDIDO	0.679	0.000	
72	TUBERIA DE PVC PARA AGUA	0.023	0.000	
79	VIDRIO INCOLORO NACIONAL	0.147	0.000	
Total		100.000	100.000	

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Fórmula Polinómica

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA

Subpresupuesto 001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA

Fecha Presupuesto 16/03/2013

Moneda NUEVOS SOLES

Ubicación Geográfica 060112 CAJAMARCA - CAJAMARCA - SAN JUAN

$$K = 0.174*(Mr / Mo) + 0.220*(CAMr / CAMo) + 0.328*(Ar / Ao) + 0.187*(MQr / MQo) + 0.091*(GUr / GUo)$$

Monomio	Factor	(%)	Símbolo	Indice	Descripción
1	0.174	100.000	M	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
2	0.220	41.364		05	AGREGADO GRUESO
		45.909	CAM	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
		12.727		43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.
3	0.328	100.000	A	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
4	0.187	100.000	MQ	48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL
5	0.091	100.000	GU	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA
Subpresupuesto 001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA

Fecha presupuesto 16/03/2013

Partida 01.01.04 (010601080106-0203001-01) CAMPAMENTO DE OBRA

Rendimiento m2/DIA MO. 20.0000 EQ. 20.0000 Costo afectado por el metrado (200.00) 17,417.02

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	80.0000	14.45	1,156.00
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	80.0000	12.75	1,020.00
0101010005	PEON	hh	5.0000	400.0000	11.52	4,608.00
6,784.00						
Materiales						
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		30.0000	4.24	127.20
02041200010010	CLAVOS CON SOMBRERO 3" (Fijación Cobertura)	kg		10.0000	5.08	50.80
0213020005	PLANCHA DE ETERNIT 1.20 x 2.40 m., e=8mm	pln		70.0000	45.00	3,150.00
0231010003	MADERA ROLLIZA DE 4" x 2" x 4.00 m	p2		70.0000	3.50	245.00
02310500010002	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 9 mm	und		70.0000	95.55	6,688.50
0243120002	VIDRIO SIMPLE	p2		60.0000	2.80	168.00
10,429.50						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	6,784.00	203.52
203.52						

Partida 01.01.05 (010301030103-0203001-01) MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS

Rendimiento glb/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000 Costo afectado por el metrado (1.00) 25,579.08

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Equipos						
0301160004	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	glb		1.0000	25,579.08	25,579.08
25,579.08						

Partida 01.01.06 (010702010102-0203001-01) DESINSTALACIÓN DEL PUENTE PEATONAL EXISTENTE

Rendimiento glb/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000 Costo afectado por el metrado (1.00) 4,500.00

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0219010012	DESINSTALACIÓN DE PUENTE PEATONAL EXISTENTE	glb		1.0000	4,500.00	4,500.00
4,500.00						

Partida 01.01.07 (010301010203-0203001-01) DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Rendimiento m3/DIA MO. 6.0000 EQ. 6.0000 Costo afectado por el metrado (18.80) 7,000.05

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	25.0660	20.58	515.86
0101010004	OFICIAL	hh	4.0000	100.2660	12.75	1,278.39
0101010005	PEON	hh	4.0000	100.2660	11.52	1,155.06
2,949.31						
Materiales						
0290230061	BARRENO DE 7/8" x 5"	und		0.4512	315.00	142.13
142.13						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	2,949.31	147.47
0301140005	MARTILLO NEUMATICO (para compresora)	hm	0.4375	10.9660	12.00	131.59
0301140006	COMPRESORA NEUMATICA	hm	0.4000	10.0260	12.00	120.31
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	1.0000	25.0660	140.00	3,509.24
3,908.61						

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el MetradoPresupuesto **0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA**Subpresupuesto **001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA**Fecha presupuesto **16/03/2013**Partida **01.04.02 (010313090206-0203001-01) ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VISTO**Rendimiento **m2/DIA MO. 17.0000 EQ. 17.0000 Costo afectado por el metrado (297.20) **10,088.27****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	139.8623	14.45	2,021.01
0101010004	OFICIAL	hh	0.7500	104.8819	12.75	1,337.24
0101010005	PEON	hh	0.7500	104.8819	11.52	1,208.24
4,566.49						
Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		89.1600	3.81	339.70
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg		44.5800	3.91	174.31
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		903.4880	5.29	4,779.45
5,293.46						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	4,566.49	228.32
228.32						

Partida **01.04.03 (010420010211-0203001-01) CONCRETO f'c = 210 kg/cm2 PARA ESTRIBO**Rendimiento **m3/DIA MO. 14.0000 EQ. 14.0000 Costo afectado por el metrado (183.40) **59,035.86****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	104.7948	14.45	1,514.28
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	104.7948	12.75	1,336.13
0101010005	PEON	hh	9.0000	943.2079	11.52	10,865.76
13,716.17						
Materiales						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		145.3628	50.00	7,268.14
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		84.7858	60.00	5,087.15
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		33.0120	35.00	1,155.42
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		1,650.6000	18.22	30,073.93
43,584.64						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	13,716.17	411.49
03012900010003	VIBRADOR A GASOLINA	hm	1.0000	104.7948	4.50	471.58
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	104.7948	8.13	851.98
1,735.05						

Partida **01.04.04 (010714000001-0203001-01) ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 EN ESTRIBOS**Rendimiento **kg/DIA MO. 210.0000 EQ. 210.0000 Costo afectado por el metrado (11,536.00) **44,822.09****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	439.5216	14.45	6,351.09
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	439.5216	12.75	5,603.90
11,954.99						
Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		692.1600	3.81	2,637.13
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		12,343.5200	2.42	29,871.32
32,508.45						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11,954.99	358.65
358.65						

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el MetradoPresupuesto **0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA**
Subpresupuesto **001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA**Fecha presupuesto **16/03/2013**Partida **01.04.08 (010106030302-0203001-01) ENCOFRADO DE ALETAS**Rendimiento **m2/DIA MO. 17.0000 EQ. 17.0000** Costo afectado por el metrado (328.20) **11,140.56**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	154.4509	14.45	2,231.82
0101010004	OFICIAL	hh	0.7500	115.8218	12.75	1,476.73
0101010005	PEON	hh	0.7500	115.8218	11.52	1,334.27
5,042.82						
Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		98.4600	3.81	375.13
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg		49.2300	3.91	192.49
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		997.7280	5.29	5,277.98
5,845.60						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	5,042.82	252.14
252.14						

Partida **01.04.09 (010420010213-0203001-01) CONCRETO f'c = 210 kg/cm2 - ALAS**Rendimiento **m3/DIA MO. 14.0000 EQ. 14.0000** Costo afectado por el metrado (198.00) **51,652.88**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	113.1372	14.45	1,634.83
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	113.1372	12.75	1,442.50
3,077.33						
Materiales						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		156.9348	50.00	7,846.74
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		91.5354	60.00	5,492.12
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		35.6400	35.00	1,247.40
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		1,782.0000	18.22	32,468.04
47,054.30						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	3,077.33	92.32
03012900010003	VIBRADOR A GASOLINA	hm	1.0000	113.1372	4.50	509.12
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	113.1372	8.13	919.81
1,521.25						

Partida **01.04.10 (010714000005-0203001-01) ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 ALAS**Rendimiento **kg/DIA MO. 240.0000 EQ. 240.0000** Costo afectado por el metrado (9,666.85) **38,716.60**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	321.9061	14.45	4,651.54
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	644.7789	12.75	8,220.93
12,872.47						
Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		290.0055	3.81	1,104.92
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		9,956.8555	2.42	24,095.59
25,200.51						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	12,872.47	643.62
643.62						

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto	0203001	ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA						
Subpresupuesto	001	PUENTE DE SECCION COMPUESTA					Fecha presupuesto	16/03/2013
Partida	01.05.01	(010107020106-0203001-01) FABRICACION DE VIGAS METALICAS						
Rendimiento	ton/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000	Costo afectado por el metrado (12.60)				157,126.54
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	40.3200	14.45			582.62
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	40.3200	12.75			514.08
0101010005	PEON	hh	8.0000	161.2800	11.52			1,857.95
								2,954.65
Materiales								
0201010022	ACETILENO	m3		1.2600	350.00			441.00
0204060004	ACERO ESTRUCTURAL A-50	kg		12,600.0000	8.50			107,100.00
0204060005	ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg		4,410.0000	6.50			28,665.00
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		63.0000	5.29			333.27
0254010002	GATA HIDRAULICA DE 50 TON	hm		5.0400	65.00			327.60
0255060001	OXIGENO	m3		4.4100	350.00			1,543.50
02550800040002	SOLDADURA ESTRUCTURAL	kg		315.0000	18.00			5,670.00
0258070003	EQUIPO DE SOLDAR	día		12.6000	70.00			882.00
0276020050	DISCO DE DESBASTE	und		31.5000	9.00			283.50
0290230060	PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD	glb		12.6000	120.00			1,512.00
								146,757.87
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	2,954.65			147.73
0301010044	BANCO DE TRABAJO	%mo		2.0000	2,954.65			59.09
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	1.0000	20.1600	7.50			151.20
0301430002	TECLE DE 5 TON	hm	1.0000	20.1600	350.00			7,056.00
								7,414.02
Partida	01.05.02	(010101040103-0203001-01) TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METÁLICA						
Rendimiento	ton/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo afectado por el metrado (14.60)				8,869.47
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	2.9200	14.45			42.19
0101010005	PEON	hh	2.0000	5.8400	11.52			67.28
								109.47
Equipos								
03012100010002	GRUA DE 40 ton	hm	1.0000	2.9200	450.00			1,314.00
03012200020001	CAMION TRACTO IVECO + CAMA BAJA	vje		1.2410	6,000.00			7,446.00
								8,760.00
Partida	01.05.03	(010313310106-0203001-01) APOYOS EN PUENTE						
Rendimiento	und/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000	Costo afectado por el metrado (4.00)				6,253.26
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	32.0000	14.45			462.40
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	16.0000	12.75			204.00
0101010005	PEON	hh	1.0000	16.0000	11.52			184.32
								850.72
Materiales								
02340600010005	PLANCHA METALICA 500 X 600 X 25 MM	und		8.0000	500.00			4,000.00
02460700010005	PERNOS DE ANCLAJE 1".	und		16.0000	85.00			1,360.00
								5,360.00
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	850.72			42.54
								42.54

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto	0203001	ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA		Fecha presupuesto	16/03/2013	
Subpresupuesto	001	PUENTE DE SECCION COMPUESTA				
Partida	01.05.04	(010601012105-0203001-01) ENSAMBLAJE TOTAL, LANZAMIENTO Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000	Costo afectado por el metrado (12.60)		16,204.81
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	40.3200	14.45	582.62
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	40.3200	12.75	514.08
0101010005	PEON	hh	5.0000	100.8000	11.52	1,161.22
2,257.92						
Materiales						
02040600010017	VIGAS 50 KSI - TIPO W	kg		12,600.0000	0.50	6,300.00
6,300.00						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.5000	2,257.92	11.29
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	0.5000	10.0800	7.50	75.60
0301410003	EQUIPO PARA MONTAJE	hm	0.3000	6.0480	1,250.00	7,560.00
7,646.89						
Partida	01.05.05	(010601012106-0203001-01) FALTANTES EN VIGAS METÁLICAS (ATIESADORES Y CONECTORES DE CORTE)				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000	Costo afectado por el metrado (2.00)		14,856.43
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	16.0000	14.45	231.20
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	8.0000	12.75	102.00
0101010005	PEON	hh	4.0000	32.0000	11.52	368.64
701.84						
Materiales						
02040600010018	VIGAS DIAFRAGMA 36 KSI - DOBLE TEE	kg		4.0000	0.50	2.00
0204180008	PLANCHA DE ACERO PARA RIGIDIZADORES	kg		88.0000	35.00	3,080.00
02180100010002	PERNOS DE ALTA RESISTENCIA A325	und		44.0000	125.00	5,500.00
0271010063	CONECTOR DE CORTE TIPO STUDS	kg		100.0000	55.00	5,500.00
14,082.00						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	701.84	35.09
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	0.6250	5.0000	7.50	37.50
72.59						
Partida	01.05.06	(010107020114-0203001-01) ARENADO Y PINTADO EN OBRA 1-2 CAPA EPOXICA				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000	Costo afectado por el metrado (14.60)		11,893.41
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	58.4000	14.45	843.88
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	58.4000	12.75	744.60
0101010005	PEON	hh	3.0000	175.2000	11.52	2,018.30
3,606.78						
Materiales						
02070200010001	ARENA FINA	m3		7.3000	50.00	365.00
0240020017	BASE ANTICORROSIVO	gal		7.3000	33.45	244.19
0240050005	PINTURA EPOXICA SIGMAGUARD CSF 85	gal		7.3000	85.00	620.50
0240080008	DISOLVENTE EPOXI	gal		7.3000	45.00	328.50
0240170004	CATALIZADOR BARNIZ EPOXICO	gal		7.3000	65.00	474.50
2,032.69						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	3,606.78	180.34
03011400060004	ARENADOR NEUMATICO	hm	1.0000	58.4000	95.00	5,548.00
03012600010002	COMPRESORA DE AIRE	hm	1.0000	58.4000	9.00	525.60
6,253.94						

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA

Subpresupuesto 001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA

Fecha presupuesto 16/03/2013

Partida 01.06.04 (010107020704-0203001-01) SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PLANCHA DE NEOPRENO

Rendimiento und/DIA MO. 6.0000 EQ. 6.0000 Costo afectado por el metrado (4.00) 656.06

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	5.3332	14.45	77.06
0101010004	OFICIAL	hh	0.7500	4.0000	12.75	51.00
						128.06
Materiales						
0201050007	NEOPRENE PLANCHA 0.4 X 0.3 X 0.08 m	und		4.0000	120.00	480.00
0222090002	PEGAMENTO EPOXICO	gal		0.8000	60.00	48.00
						528.00

Partida 01.06.05 (010710030004-0203001-01) DRENES DE PVC Ø=3" PARA LOSA DE PUENTE

Rendimiento und/DIA MO. 8.0000 EQ. 8.0000 Costo afectado por el metrado (20.00) 247.06

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.1000	2.0000	14.45	28.90
0101010005	PEON	hh	0.5000	10.0000	11.52	115.20
						144.10
Materiales						
0272010087	TUBO PVC SAP 3"	m		24.0000	4.11	98.64
						98.64
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	144.10	4.32
						4.32

Partida 01.06.06 (010710030005-0203001-01) DRENES DE PVC Ø=3" PARA ESTRIBO

Rendimiento und/DIA MO. 40.0000 EQ. 40.0000 Costo afectado por el metrado (16.00) 196.69

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	1.6000	14.45	23.12
0101010005	PEON	hh	1.0000	3.2000	11.52	36.86
						59.98
Materiales						
02070400010004	MATERIAL GRANULAR TAMAÑO < 2"	m3		1.6000	35.00	56.00
0272010087	TUBO PVC SAP 3"	m		19.2000	4.11	78.91
						134.91
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	59.98	1.80
						1.80

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el MetradoPresupuesto **0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA**Subpresupuesto **001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA**Fecha presupuesto **16/03/2013**Partida **01.06.07 (010315010503-0203001-01) SEÑAL INFORMATIVA**Rendimiento **und/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **2,627.05**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	8.0000	14.45	115.60
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	8.0000	12.75	102.00
0101010005	PEON	hh	2.0000	16.0000	11.52	184.32
401.92						
Materiales						
0204180010	REFUERZOS DE PERFIL T 1/2" x 3*16"	kg		5.0000	85.00	425.00
0210010001	FIBRA DE VIDRIO DE 4 mm ACABADO	m2		4.0000	150.00	600.00
0218010002	PERNOS 5/8" x 14"	und		8.0000	8.00	64.00
02400200090003	PINTURA ESMALTE EPOXI HB TEKNO	gal		0.8000	80.00	64.00
0240080019	DISOLVENTE DE PINTURA	gal		1.0000	13.41	13.41
02490100010011	TUBERIA DE FIERRO GALVANIZADO DE 3"	und		2.0000	160.00	320.00
02550800010005	SOLDADURA ELECTRICA CELLOCORD P 3/16"	kg		4.0000	15.68	62.72
0267110010	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	jgo		1.0000	120.00	120.00
1,669.13						
Equipos						
03010300060008	PLANCHA METALICA 5/8" x 8" x "8.	und		2.0000	250.00	500.00
0301270005	MOTOSOLDADORA	hm	1.0000	8.0000	7.00	56.00
556.00						

Partida **01.06.08 (010315010601-0203001-01) SEÑAL PREVENTIVA**Rendimiento **und/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000** Costo afectado por el metrado (4.00) **2,749.54**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	16.0000	20.58	329.28
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	32.0000	14.45	462.40
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	32.0000	12.75	408.00
1,199.68						
Materiales						
02040300010032	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		12.0000	2.42	29.04
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		2.0000	50.00	100.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		2.0000	60.00	120.00
0210010001	FIBRA DE VIDRIO DE 4 mm ACABADO	m2		2.4000	150.00	360.00
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		8.0000	18.22	145.76
02400200090003	PINTURA ESMALTE EPOXI HB TEKNO	gal		2.0000	80.00	160.00
0240080019	DISOLVENTE DE PINTURA	gal		2.0000	13.41	26.82
02550800010005	SOLDADURA ELECTRICA CELLOCORD P 3/16"	kg		8.0000	15.68	125.44
0267110010	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	jgo		4.0000	120.00	480.00
1,547.06						
Equipos						
0301270005	MOTOSOLDADORA	hm	0.0125	0.4000	7.00	2.80
2.80						

Partida **01.06.09 (010303030502-0203001-01) FLETE DE MATERIAL DE (CAJAMARCA-OBRA)**Rendimiento **vje/DIA MO. 2.0000 EQ. 2.0000** Costo afectado por el metrado (2.00) **9,163.70**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0203020003	FLETE TERRESTRE	vje		2.0000	4,581.85	9,163.70
9,163.70						

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto	0203001	ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA		Fecha presupuesto	16/03/2013	
Subpresupuesto	001	PUENTE DE SECCION COMPUESTA				
Partida	02.04.01.03	(010601080416-0203001-01) RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo afectado por el metrado (45.00)	2,998.59	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	3.6000	14.45	52.02
0101010005	PEON	hh	3.0000	10.8000	11.52	124.42
176.44						
Materiales						
0207010006	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3		45.0000	45.00	2,025.00
02070400010006	MATERIAL GRANULAR PARA RELLENO	m3		13.5000	55.00	742.50
0290130022	AGUA	m3		5.4000	4.50	24.30
2,791.80						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	176.44	8.82
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	0.0036	0.0135	8.00	0.11
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	0.0425	0.1530	140.00	21.42
30.35						
Partida	02.04.01.04	(010303060103-0203001-01) ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y ACARREO)				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 240.0000	EQ. 240.0000	Costo afectado por el metrado (151.00)	1,222.41	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	2.5217	20.58	51.90
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	5.0283	14.45	72.66
0101010005	PEON	hh	1.0000	5.0283	11.52	57.93
182.49						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	182.49	9.12
03011600010004	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm	1.0000	5.0283	90.00	452.55
03012200040001	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm	1.0000	5.0283	115.00	578.25
1,039.92						
Partida	02.05.02	(010717020303-0203001-01) PROGRAMA DE CONTINGENCIAS				
Rendimiento	gIb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo afectado por el metrado (1.00)	4,500.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0291030001	PROGRAMA DE CONTINGENCIA	gIb		1.0000	4,500.00	4,500.00
4,500.00						
Partida	02.05.03	(010717020301-0203001-01) PROGRAMA DE SEGUIMIENTO Y VIGILANCIA				
Rendimiento	mes/DIA	MO. 0.1000	EQ. 0.1000	Costo afectado por el metrado (3.00)	3,600.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0291030003	PROGRAMA DE SEGUIMIENTO Y VIGILANCIA	gIb		3.0000	1,200.00	3,600.00
3,600.00						

BACH. CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA**
 Subpresupuesto **001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA** Fecha presupuesto **16/03/2013**

Partida **02.05.04 (010314010403-0203001-01) REACONDICIONAMIENTO DE AREAS AFECTADAS POR CAMPAMENTO Y PATIO DE MAQUINAS**

Rendimiento **ha/DIA MO. 0.2000 EQ. 0.2000** Costo afectado por el metrado (0.08) **333.79**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	3.2000	12.75	40.80
0101010005	PEON	hh	1.0000	3.2000	11.52	36.86
77.66						
Materiales						
0290130022	AGUA	m3		0.4000	4.50	1.80
1.80						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	77.66	2.33
03011800020001	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	0.2500	0.8000	315.00	252.00
254.33						

Partida **02.05.05 (010314010404-0203001-01) REACONDICIONAMIENTO DE CANTERAS Y ACCESOS**

Rendimiento **ha/DIA MO. 0.5000 EQ. 0.5000** Costo afectado por el metrado (0.32) **1,782.48**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	2.5600	14.45	36.99
0101010005	PEON	hh	2.0000	10.2400	11.52	117.96
154.95						
Materiales						
0290130022	AGUA	m3		2.2400	4.50	10.08
10.08						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	154.95	4.65
03011800020001	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	5.1200	315.00	1,612.80
1,617.45						

Partida **02.05.06 (010717010102-0203001-01) REVEGETACION DEL CAMPAMENTO Y PATIO DE MAQUINAS**

Rendimiento **ha/DIA MO. 0.2000 EQ. 0.2000** Costo afectado por el metrado (0.08) **283.77**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	3.2000	14.45	46.24
0101010005	PEON	hh	6.0000	19.2000	11.52	221.18
267.42						
Materiales						
02710501140002	PLANTAS NATIVAS	kg		0.2400	12.42	2.98
2.98						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	267.42	13.37
13.37						

Diseño del pie de Presupuesto

Presupuesto		0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA		
Subpresupuesto		001 PUENTE DE SECCION COMPUESTA		
Ítem	Descripción	Variable	Macro	Omitir polinómica
1	COSTO DIRECTO	NDIRECTO	NDIRECTO	No
2	GASTOS GENERALES	GGP	GGP*nDirecto	No
3	UTILIDAD(10%)	UTI	0.1*nDirecto	No
4				No
5	SUBTOTAL	ST	nDirecto+GG+UTI	No
6	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (19%)	IGV	0.19*ST	Si
7				No
8	PRESUPUESTO TOTAL	P_T	ST+IGV	No

Gastos generales

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA

Fecha 16/03/2013

Moneda 01 NUEVOS SOLES

GASTOS VARIABLES

54,159.00

PERSONAL PROFESIONAL Y AUXILIAR

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
11003	Residente principal	mes	1.00	100.00	2.50	4,500.00	11,250.00
11006	Administrador de Obra	mes	1.00	100.00	2.50	2,500.00	6,250.00
11007	Secretaria	mes	1.00	100.00	2.50	1,000.00	2,500.00
11013	Almacenero	mes	1.00	100.00	2.50	800.00	2,000.00
11014	Guardián	mes	1.00	100.00	2.50	800.00	2,000.00
11015	Topógrafo	mes	1.00	100.00	2.50	1,500.00	3,750.00
Subtotal							27,750.00

HOSPEDAJE Y SERVICIOS

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
14001	Alimentación diaria	mes	3.00	2.50	150.00	1,125.00
14002	Consumo de agua potable	mes	1.00	2.50	50.00	125.00
14003	Consumo de energía eléctrica	mes	1.00	2.50	150.00	375.00
14004	Teléfono	mes	1.00	2.50	100.00	250.00
14007	Hospedaje	mes	1.00	2.50	300.00	750.00
14010	Internet	mes	1.00	2.50	100.00	250.00
14011	Tanques de Almacenamiento de agua	und	4.00	1.00	55.00	220.00
Subtotal						3,095.00

MOBILIARIO

Código	Descripción	Cantidad	%Deprec.	Vida útil	Precio	Parcial
15003	Mesa con sillas para reuniones	1.00	50.00	2.00	400.00	400.00
15004	Pizarra acrílica	2.00	20.00	3.00	100.00	120.00
15006	Dispensador de agua	1.00	50.00	1.00	200.00	100.00
15007	Computador personal e impresora	2.00	25.00	3.00	3,000.00	4,500.00
Subtotal						5,120.00

ELEMENTOS DE SEGURIDAD

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
16001	Cinta de señalización de 500 m	und	2.00	50.00	100.00
16002	Soga de nylon 5/8"	m	200.00	2.50	500.00
16003	Extintor contra incendio 6 kg	und	2.00	120.00	240.00
16004	Protector de oídos tipo tapón	und	20.00	8.00	160.00
16005	Guantes de cuero	par	20.00	25.00	500.00
16006	Guantes de jebe de albañil	par	20.00	12.00	240.00
16007	Arnes de seguridad con línea de vida	und	4.00	200.00	800.00
16008	Botas de cuero con punta de acero	par	20.00	110.00	2,200.00
16009	Botas de jebe con punta reforzada	par	20.00	75.00	1,500.00
16010	Casco para ingeniero y personal	und	22.00	20.00	440.00
16011	Lentes de seguridad	und	22.00	12.00	264.00
Subtotal					6,944.00

MOVILIDAD

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
17001	Camioneta 4 x 4	mes	1.00	2.50	4,500.00	11,250.00
Subtotal						11,250.00

GASTOS FIJOS

6,410.00

ENSAYOS DE LABORATORIO

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
18001	Ensayos de compresión de testigos	und	50.00	25.00	1,250.00
18002	Ensayos de compactación de suelos	und	8.00	120.00	960.00
18003	Pruebas para estructuras de acero	gib	1.00	4,200.00	4,200.00
Subtotal					6,410.00

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0203001** ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA
 Subpresupuesto **001** PUENTE DE SECCION COMPUESTA
 Fecha **01/03/2013**
 Lugar **060112** CAJAMARCA - CAJAMARCA - SAN JUAN

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
3101010002	CAPATAZ	hh	137.0730	20.58	2,820.96
3101010003	OPERARIO	hh	2,334.8091	14.45	33,737.99
3101010004	OFICIAL	hh	2,404.5970	12.75	30,658.61
3101010005	PEON	hh	3,833.7278	11.52	44,164.54
3101030000	TOPOGRAFO	hh	93.7200	14.70	1,377.68
					112,759.78
MATERIALES					
0201010022	ACETILENO	m3	3.7600	350.00	1,316.00
3201040001	PETROLEO D-2	gal	16.7200	15.00	250.80
0201050007	NEOPRENO PLANCHA 0.4 X 0.3 X 0.08 m	und	4.0000	120.00	480.00
0203020003	FLETE TERRESTRE	vie	2.0000	4,581.85	9,163.70
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	235.2240	3.81	896.20
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	1,130.4951	3.81	4,307.19
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	27,491.9115	2.42	66,530.43
02040300010022	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	43.2000	2.42	104.54
02040300010032	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	12.0000	2.42	29.04
02040600010017	VIGAS 50 KSI - TIPO W	kg	12,600.0000	0.50	6,300.00
02040600010018	VIGAS DIAFRAGMA 36 KSI - DOBLE TEE	kg	4.0000	0.50	2.00
0204060004	ACERO ESTRUCTURAL A-50	kg	12,600.0000	8.50	107,100.00
0204060005	ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg	4,410.0000	6.50	28,665.00
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	117.6138	3.91	459.87
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	250.5000	4.24	1,062.12
02041200010010	CLAVOS CON SOMBRERO 3" (Fijación Cobertura)	kg	10.0000	5.08	50.80
0204180008	PLANCHA DE ACERO PARA RIGIDIZADORES	kg	88.0000	35.00	3,080.00
0204180009	PLANCHA DE ACERO DE 150 X 20 MM	kg	18.0000	25.00	450.00
0204180010	REFUERZOS DE PERFIL T 1/2" x 3*16"	kg	5.0000	85.00	425.00
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	330.4534	50.00	16,522.67
0207010006	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3	252.0000	45.00	11,340.00
02070200010001	ARENA FINA	m3	7.3000	50.00	365.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	193.5770	60.00	11,614.62
02070200010003	AFIRMADO	m3	175.6000	30.00	5,268.00
0207030001	HORMIGON	m3	0.1500	45.00	6.75
02070400010004	MATERIAL GRANULAR TAMAÑO < 2"	m3	1.6000	35.00	56.00
02070400010006	MATERIAL GRANULAR PARA RELLENO	m3	13.5000	55.00	742.50
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	74.5920	35.00	2,610.72
0210010001	FIBRA DE VIDRIO DE 4 mm ACABADO	m2	6.4000	150.00	960.00
02100700010003	JUNTA DE NEOPRENO PREFORMADA TIPO PANAL, 3 x 5 cm	m	9.0000	34.75	312.75
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	4,082.0500	18.22	74,374.95
0213020005	PLANCHA DE ETERNIT 1.20 x 2.40 m., e=8mm	pln	70.0000	45.00	3,150.00
0213030001	YESO	kg	88.0000	2.00	176.00
02180100010002	PERNOS DE ALTA RESISTENCIA A325	und	44.0000	125.00	5,500.00
0218010002	PERNOS 5/8" x 14"	und	8.0000	8.00	64.00
0218020001	PERNO HEXAGONAL	und	10.0000	12.00	120.00
0219010012	DESINSTALACIÓN DE PUENTE PEATONAL EXISTENTE	qlb	1.0000	4,500.00	4,500.00
0222090002	PEGAMENTO EPOXICO	gal	1.2500	60.00	75.00
0222180001	ADITIVO CURADOR	gal	0.7480	75.00	56.10
0231000002	MADERA DE EUCALIPTO	p2	44.0000	5.29	232.76
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	2,466.6032	5.29	13,048.33
0231010003	MADERA ROLLIZA DE 4" x 2" x 4.00 m	p2	70.0000	3.50	245.00
02310500010002	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 9 mm	und	70.0000	95.55	6,688.50
02310500010003	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 6 mm	und	0.5000	95.55	47.78
02340600010005	PLANCHA METALICA 500 X 600 X 25 MM	und	8.0000	500.00	4,000.00
0240020001	PINTURA ESMALTE	gal	6.0000	34.46	206.76
02400200090003	PINTURA ESMALTE EPOXI HB TEKNO	gal	2.8000	80.00	224.00
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	44.0000	34.46	1,516.24
0240020017	BASE ANTICORROSIVO	gal	12.3000	33.45	411.44
0240050005	PINTURA EPOXICA SIGMAGUARD CSF 85	gal	7.3000	85.00	620.50
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gal	5.0000	33.45	167.25
0240080008	DISOLVENTE EPOXI	gal	7.3000	45.00	328.50
0240080019	DISOLVENTE DE PINTURA	gal	18.0000	13.41	241.38
0240170004	CATALIZADOR BARNIZ EPOXICO	gal	7.3000	65.00	474.50
0243120002	VIDRIO SIMPLE	p2	60.0000	2.80	168.00
02460700010005	PERNOS DE ANCLAJE 1".	und	16.0000	85.00	1,360.00
02460700010006	PERNOS DE ANCLAJE 5/8".	und	200.0000	8.50	1,700.00
02490100010011	TUBERIA DE FIERRO GALVANIZADO DE 3"	und	2.0000	160.00	320.00
0254010002	GATA HIDRAULICA DE 50 TON	hm	5.0400	65.00	327.60
0255060001	OXIGENO	m3	4.4100	350.00	1,543.50
02550800010004	SOLDADURA ELECTRICA CELLOCORD P 3/16"	kg	34.0500	12.07	410.98
02550800010005	SOLDADURA ELECTRICA CELLOCORD P 3/16"	kg	12.0000	15.68	188.16
02550800040002	SOLDADURA ESTRUCTURAL	kg	315.0000	18.00	5,670.00
0258070003	EQUIPO DE SOLDAR	dia	12.6000	70.00	882.00
02650100010011	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO DE 3"	m	175.0000	28.00	4,900.00
0267110010	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	qao	5.0000	120.00	600.00
0271010063	CONECTOR DE CORTE TIPO STUDS	kg	100.0000	55.00	5,500.00

Gastos generales

Presupuesto 0203001 ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA
Fecha 16/03/2013
Moneda 01 NUEVOS SOLES

Total gastos generales

60,569.00

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0203001** ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN DE SECCION COMPUESTA
 Subpresupuesto **001** PUENTE DE SECCION COMPUESTA
 Fecha **01/03/2013**
 Lugar **060112** CAJAMARCA - CAJAMARCA - SAN JUAN

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
02710501140002	PLANTAS NATIVAS	kg	0.2400	12.42	2.98
02720100670002	TUERCA HEXAGONAL GALVANIZADA DE 5/8"	und	200.0000	2.50	500.00
0272010087	TUBO PVC SAP 3"	m	43.2000	4.11	177.55
0276020050	DISCO DE DESBASTE	und	31.5000	9.00	283.50
0290130022	AGUA	m3	122.9984	4.50	553.49
02901500260002	GIGANTOGRAFIA PARA CARTEL DE OBRA	und	1.0000	350.00	350.00
0290230060	PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD	qlb	12.6000	120.00	1,512.00
0290230061	BARRENO DE 7/8" x 5 "	und	0.4512	315.00	142.13
0291030001	PROGRAMA DE CONTINGENCIA	qlb	1.0000	4,500.00	4,500.00
0291030003	PROGRAMA DE SEGUIMIENTO Y VIGILANCIA	qlb	3.0000	1,200.00	3,600.00

432,132.58

EQUIPOS

0301000002	NIVEL TOPOGRAFICO	dia	5.7200	50.00	286.00
0301000009	ESTACION TOTAL	dia	5.7200	100.00	572.00
03010300060008	PLANCHA METALICA 5/8" x 8" x "8.	und	2.0000	250.00	500.00
03010300060009	PLANCHA METALICA 150 X 150 X 16 MM	und	12.5000	150.00	1,875.00
03010400030004	MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)	hm	100.3200	8.00	802.56
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	86.8347	8.00	694.68
0301140005	MARTILLO NEUMATICO (para compresora)	hm	10.9660	12.00	131.59
0301140006	COMPRESORA NEUMATICA	hm	10.0260	12.00	120.31
03011400060004	ARENADOR NEUMATICO	hm	58.4000	95.00	5,548.00
03011600010004	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm	20.1874	90.00	1,816.87
0301160004	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	qlb	1.0000	25,579.08	25,579.08
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	110.3390	140.00	15,447.46
03011800020001	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	69.9910	315.00	22,047.17
0301190001	RODILLO	hm	29.5755	120.00	3,549.06
0301200001	MOTONIVELADORA	hm	44.5550	170.00	7,574.35
03012100010002	GRUA DE 40 ton	hm	2.9200	450.00	1,314.00
03012200020001	CAMION TRACTO IVECO + CAMA BAJA	vie	1.2410	6,000.00	7,446.00
03012200040001	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm	20.1874	115.00	2,321.55
03012200050002	CAMION CISTERNA (3,500 GLNS.)	hm	17.5600	120.00	2,107.20
03012600010002	COMPRESORA DE AIRE	hm	71.7350	9.00	645.62
0301270005	MOTOSOLDADORA	hm	49.8400	7.00	348.88
03012900010003	VIBRADOR A GASOLINA	hm	236.7882	4.50	1,065.55
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	236.7882	8.13	1,925.09
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	35.2400	7.50	264.30
0301330010	EQUIPO DE OXICORTE	hm	20.0000	18.00	360.00
0301410003	EQUIPO PARA MONTAJE	hm	6.0480	1,250.00	7,560.00
0301430002	TECLE DE 5 TON	hm	20.1600	350.00	7,056.00

118,958.32

Total S/. **663,850.68**



1.7. CRONOGRAMA FÍSICO FINANCIERO

- CRONOGRAMA FÍSICO FINANCIERO

1.8. PLANOS

PUENTE

- PLANO DE UBICACIÓN
- PLANTA GENERAL
- ESTRIBOS GEOMETRÍA Y ARMADURA
- VIGA METÁLICA: DIAFRAGMA, SOLDADURA Y DETALLES
- LOSA GEOMETRIA Y ARMADURA
- DISPOSITIVOS DE APOYO
- BARANDA, JUNTAS, ESPECIFICACIONES Y DETALLES
- PERFIL ESTRATIGRÁFICO

ACCESOS

- PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL
- SECCIONES TRANSVERSALES
- SEÑALIZACIÓN

HIDRÁULICA

- DELIMITACIÓN DE CUENCA



ANEXO A

ESTUDIOS PRELIMINARES

Cuadro 01.00 Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
1	734182.121	9209270.32	2285.11
2	734145.013	9209249.16	2286.03
3	734187.366	9209248.3	2284.20
4	734186.897	9209248.28	2284.21
5	734186.904	9209247.85	2284.15
6	734186.959	9209245.94	2284.20
7	734187.456	9209245.96	2284.23
8	734186.976	9209245.50	2284.15
9	734186.973	9209245.50	2283.90
10	734186.967	9209245.51	2283.31
11	734186.484	9209245.55	2283.90
12	734186.492	9209245.47	2283.54
13	734186.937	9209245.90	2283.91
14	734186.434	9209245.92	2283.89
15	734186.406	9209245.93	2283.57
16	734186.823	9209247.93	2283.92
17	734186.399	9209247.90	2283.91
18	734186.325	9209247.90	2283.58
19	734186.864	9209248.27	2283.93
20	734186.89	9209248.28	2283.34
21	734186.523	9209248.39	2283.54
22	734186.378	9209248.24	2283.91
23	734186.907	9209248.71	2284.21
24	734186.887	9209248.68	2283.44
25	734187.377	9209248.86	2284.25
26	734187.064	9209245.10	2284.21
27	734186.993	9209245.07	2282.92
28	734194.905	9209246.31	2284.19
29	734194.981	9209245.54	2284.19
30	734196.031	9209245.53	2284.18

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
31	734196.025	9209246.38	2284.18
32	734194.619	9209248.26	2284.39
33	734194.906	9209246.02	2284.18
34	734150.98	9209244.83	2284.75
35	734150.923	9209247.16	2284.76
36	734151.05	9209246.73	2284.76
37	734151.113	9209247.56	2284.75
38	734148.314	9209247.56	2284.82
39	734148.466	9209246.63	2284.80
40	734148.524	9209245.14	2284.81
41	734148.49	9209244.35	2284.81
42	734151.147	9209244.37	2284.73
43	734151.182	9209245.16	2284.75
44	734156.489	9209247.53	2284.17
45	734157.003	9209247.53	2284.20
46	734156.983	9209247.06	2284.20
47	734156.461	9209245.15	2284.19
48	734156.995	9209245.16	2284.20
49	734156.997	9209244.72	2284.19
50	734157.025	9209244.73	2283.92
51	734157.023	9209244.74	2283.49
52	734157.375	9209244.73	2283.90
53	734157.443	9209244.7	2283.52
54	734157.03	9209245.14	2283.93
55	734157.341	9209245.09	2283.90
56	734157.081	9209247.09	2283.92
57	734157.052	9209247.15	2283.37
58	734157.436	9209247.13	2283.91
59	734157.474	9209247.12	2283.54
60	734156.984	9209247.54	2283.93

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 02.00: Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
61	734157.03	9209247.58	2283.33
62	734157.48	9209247.52	2283.91
63	734157.44	9209247.55	2283.57
64	734156.91	9209247.96	2284.19
65	734156.98	9209247.92	2283.35
66	734156.48	9209247.97	2283.56
67	734156.51	9209247.94	2284.20
68	734156.98	9209244.30	2283.29
69	734156.94	9209244.30	2284.19
70	734156.36	9209248.10	2284.20
71	734155.72	9209243.67	2284.25
72	734151.91	9209243.67	2284.69
73	734151.72	9209248.09	2284.71
74	734148.05	9209248.12	2284.82
75	734147.93	9209248.11	2284.97
76	734147.63	9209248.13	2285.00
77	734147.58	9209248.09	2285.15
78	734147.32	9209248.12	2285.16
79	734147.29	9209248.13	2285.32
80	734147.00	9209248.16	2285.33
81	734146.99	9209248.18	2285.51
82	734147.08	9209243.53	2285.41
83	734147.11	9209243.50	2285.31
84	734147.45	9209243.49	2285.29
85	734147.49	9209243.53	2285.14
86	734147.77	9209243.55	2285.15
87	734147.77	9209243.57	2284.98
88	734148.09	9209243.54	2284.98
89	734148.10	9209243.58	2284.81
90	734131.34	9209243.55	2288.40

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
91	734131.26	9209247.96	2288.46
92	734116.30	9209247.79	2290.91
93	734116.39	9209243.29	2290.87
94	734109.01	9209247.67	2291.91
95	734108.34	9209243.25	2292.01
96	734083.92	9209247.63	2294.71
97	734079.70	9209243.03	2295.15
98	734060.42	9209247.58	2296.25
99	734060.38	9209243.19	2296.25
100	734048.81	9209243.17	2296.85
101	734053.50	9209242.10	2296.66
102	734098.87	9209241.93	2293.44
103	734098.55	9209208.89	2292.46
104	734156.23	9209248.35	2284.15
105	734155.40	9209243.30	2284.19
106	734155.42	9209243.31	2284.30
107	734156.17	9209248.43	2284.32
108	734154.97	9209242.17	2284.44
109	734156.14	9209249.46	2284.34
110	734149.11	9209243.43	2285.13
111	734149.10	9209243.47	2284.73
112	734149.07	9209242.35	2285.19
113	734146.81	9209248.34	2285.50
114	734146.82	9209248.36	2285.66
115	734146.82	9209249.45	2285.69
116	734133.15	9209249.21	2288.22
117	734133.43	9209243.53	2287.98
118	734133.53	9209243.48	2288.13
119	734133.27	9209248.37	2288.23
120	734133.27	9209248.20	2288.06

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 3.00: Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
121	734133.35	9209242.30	2288.30
122	734114.89	9209243.22	2290.99
123	734114.97	9209248.03	2291.10
124	734114.94	9209248.05	2291.11
125	734114.95	9209243.18	2291.18
126	734114.84	9209242.22	2291.24
127	734114.97	9209248.01	2290.96
128	734114.98	9209248.67	2291.13
129	734100.38	9209242.92	2293.17
130	734123.58	9209243.28	2289.89
131	734147.96	9209243.22	2285.36
132	734164.86	9209247.65	2280.96
133	734157.45	9209247.49	2283.14
134	734157.47	9209247.30	2283.13
135	734157.04	9209247.62	2283.25
136	734155.92	9209259.86	2284.20
137	734160.35	9209261.76	2280.91
138	734152.97	9209269.02	2284.67
139	734157.58	9209266.00	2281.52
140	734151.63	9209277.67	2285.23
141	734156.09	9209275.55	2282.58
142	734135.88	9209290.31	2287.12
143	734128.57	9209298.69	2287.37
144	734126.71	9209305.27	2287.45
145	734146.08	9209288.50	2283.27
146	734122.63	9209307.41	2288.31
147	734140.15	9209293.25	2283.64
148	734116.97	9209307.49	2289.23
149	734132.88	9209302.64	2284.84
150	734109.29	9209313.32	2289.42

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
151	734122.48	9209309.69	2286.10
152	734107.69	9209318.50	2290.50
153	734112.17	9209329.83	2291.12
154	734117.42	9209338.55	2292.41
155	734105.76	9209341.19	2291.95
156	734110.81	9209347.72	2293.23
157	734098.76	9209352.29	2293.31
158	734104.84	9209355.87	2294.79
159	734097.60	9209366.13	2296.40
160	734093.31	9209360.44	2294.73
161	734092.26	9209373.75	2297.46
162	734088.19	9209377.86	2300.23
163	734083.74	9209373.23	2300.02
164	734083.26	9209373.99	2300.44
165	734088.27	9209378.00	2300.48
166	734085.25	9209381.56	2300.45
167	734080.31	9209377.66	2300.45
168	734083.51	9209376.76	2295.90
169	734086.20	9209378.01	2295.96
170	734090.20	9209369.09	2293.74
171	734091.92	9209370.27	2293.90
172	734103.91	9209351.08	2291.12
173	734102.29	9209349.33	2290.95
174	734116.29	9209333.45	2289.56
175	734114.26	9209331.57	2289.33
176	734120.34	9209321.40	2288.15
177	734121.33	9209322.60	2288.12
178	734123.19	9209311.85	2285.49
179	734125.69	9209313.46	2285.36
180	734135.14	9209301.32	2284.51

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 4.00: Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
181	734136.76	9209303.10	2284.45
182	734144.11	9209291.29	2283.42
183	734144.58	9209291.95	2282.71
184	734144.90	9209293.99	2282.62
185	734150.93	9209286.77	2281.51
186	734151.94	9209287.01	2281.45
187	734155.24	9209281.16	2280.86
188	734154.56	9209280.50	2280.85
189	734158.92	9209274.97	2279.95
190	734161.69	9209275.11	2279.68
191	734162.65	9209264.24	2279.04
192	734164.99	9209265.96	2278.41
193	734168.63	9209254.97	2277.11
194	734171.15	9209257.01	2276.75
195	734172.04	9209247.78	2275.87
196	734174.36	9209248.07	2275.95
197	734173.19	9209243.56	2274.62
198	734174.79	9209243.69	2274.43
199	734106.63	9209320.29	2292.34
200	734105.22	9209324.27	2292.33
201	734119.21	9209324.72	2291.58
202	734118.25	9209329.14	2291.66
203	734120.43	9209321.82	2288.23
204	734121.35	9209322.35	2288.25
205	734120.41	9209322.05	2289.62
206	734121.24	9209322.42	2289.51
207	734117.12	9209330.56	2290.66
208	734116.19	9209329.99	2290.72
209	734116.21	9209329.94	2289.21
210	734117.15	9209330.44	2289.22

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
211	734173.24	9209243.66	2274.60
212	734172.00	9209243.48	2280.49
213	734170.86	9209246.46	2281.07
214	734172.08	9209247.88	2275.86
215	734170.63	9209246.46	2281.51
216	734170.31	9209247.17	2281.46
217	734168.27	9209247.25	2281.15
218	734168.26	9209247.29	2279.26
219	734168.33	9209246.65	2281.09
220	734169.83	9209246.40	2281.29
221	734170.72	9209244.14	2281.06
222	734175.01	9209244.13	2281.65
223	734175.53	9209244.54	2281.70
224	734174.92	9209244.02	2275.14
225	734174.87	9209245.00	2281.24
226	734174.15	9209249.34	2276.19
227	734174.89	9209244.96	2281.66
228	734175.44	9209245.04	2281.66
229	734174.50	9209249.46	2281.72
230	734177.75	9209251.70	2282.03
231	734177.90	9209251.11	2282.21
232	734174.92	9209253.95	2282.61
233	734174.81	9209253.88	2279.36
234	734175.77	9209253.99	2280.42
235	734175.47	9209254.18	2282.57
236	734175.34	9209254.69	2282.58
237	734176.44	9209254.93	2282.76
238	734177.76	9209254.90	2282.68
239	734179.16	9209254.06	2282.68
240	734179.74	9209254.08	2282.37

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 5.00: Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
241	734171.14	9209263.49	2283.20
242	734182.60	9209255.75	2283.83
243	734182.42	9209256.03	2284.35
244	734171.07	9209263.52	2283.17
245	734170.89	9209263.80	2281.55
246	734171.47	9209263.62	2283.19
247	734170.61	9209266.96	2283.51
248	734168.91	9209270.35	2283.75
249	734168.45	9209272.00	2283.29
250	734168.44	9209272.00	2283.69
251	734163.73	9209278.21	2285.32
252	734163.53	9209278.07	2281.91
253	734143.59	9209305.14	2287.79
254	734143.52	9209305.01	2287.03
255	734144.06	9209305.46	2287.97
256	734141.91	9209310.61	2289.12
257	734133.81	9209317.44	2290.88
258	734141.28	9209309.37	2288.42
259	734108.39	9209358.89	2296.14
260	734112.34	9209358.81	2296.05
261	734112.35	9209353.50	2296.18
262	734113.50	9209357.25	2296.07
263	734113.43	9209351.83	2294.82
264	734117.48	9209351.72	2294.68
265	734118.65	9209350.02	2294.70
266	734117.47	9209346.21	2294.80
267	734118.67	9209344.56	2293.39
268	734122.57	9209344.27	2293.25
269	734122.68	9209338.89	2293.38
270	734123.76	9209342.78	2293.26

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
301	734161.68	9209283.80	2285.84
302	734170.73	9209270.89	2285.80
303	734172.23	9209271.83	2285.81
304	734171.95	9209274.68	2285.80
305	734170.96	9209274.00	2285.80
306	734173.40	9209270.22	2284.63
307	734174.99	9209268.38	2284.60
308	734171.96	9209269.16	2284.62
309	734176.00	9209269.07	2284.60
310	734172.04	9209267.23	2284.57
311	734173.09	9209273.32	2285.11
312	734172.79	9209265.53	2284.56
313	734183.91	9209276.69	2285.33
314	734174.12	9209264.26	2284.58
315	734175.95	9209263.44	2284.58
316	734182.05	9209270.03	2285.09
317	734181.94	9209270.01	2284.81
318	734177.13	9209261.77	2284.57
319	734181.58	9209268.33	2284.77
320	734181.51	9209268.19	2284.68
321	734177.28	9209259.87	2284.58
322	734180.87	9209262.14	2284.57
323	734178.02	9209258.18	2284.58
324	734179.38	9209256.91	2284.57
325	734182.55	9209256.10	2284.60
326	734181.01	9209256.19	2284.61
327	734192.60	9209282.92	2286.41
328	734188.56	9209281.65	2286.36
329	734189.61	9209265.80	2285.21
330	734184.62	9209267.19	2285.12

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 6.00: Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
331	734188.71	9209260.32	2284.94
332	734183.86	9209260.90	2284.76
333	734189.13	9209258.17	2284.85
334	734184.89	9209256.79	2284.51
335	734191.33	9209256.08	2284.66
336	734187.87	9209251.73	2284.34
337	734195.16	9209248.33	2284.35
338	734196.96	9209252.38	2284.63
339	734198.44	9209246.16	2284.35
340	734210.94	9209248.51	2284.67
341	734209.62	9209244.00	2284.57
342	734226.77	9209238.90	2284.38
343	734228.26	9209243.69	2284.51
344	734249.51	9209238.37	2284.48
345	734247.42	9209233.73	2284.28
346	734272.87	9209225.12	2284.57
347	734275.24	9209230.97	2284.84
348	734273.79	9209224.12	2284.82
349	734235.41	9209236.22	2284.23
350	734234.91	9209234.78	2284.23
351	734233.67	9209235.40	2284.34
352	734219.45	9209239.89	2284.41
353	734216.13	9209229.93	2284.20
354	734224.14	9209206.15	2282.67
355	734219.78	9209201.08	2282.74
356	734208.95	9209209.35	2282.72
357	734214.59	9209216.40	2282.98
358	734205.84	9209227.63	2283.68
359	734196.87	9209222.80	2283.13
360	734192.38	9209235.14	2283.50

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
361	734199.98	9209237.63	2284.03
362	734208.48	9209237.58	2284.42
363	734206.27	9209229.71	2283.90
364	734205.87	9209228.35	2283.40
365	734205.75	9209228.38	2283.66
366	734205.65	9209228.28	2283.69
367	734205.65	9209228.22	2283.35
368	734199.13	9209236.14	2283.56
369	734198.97	9209236.03	2283.56
370	734199.11	9209236.03	2283.78
371	734198.94	9209235.94	2283.75
372	734191.29	9209245.93	2283.74
373	734191.14	9209245.73	2283.75
374	734191.16	9209245.75	2283.92
375	734191.33	9209245.90	2283.94
376	734188.09	9209250.96	2283.88
377	734187.93	9209250.89	2283.91
378	734187.94	9209250.90	2284.06
379	734188.08	9209250.97	2284.09
380	734158.44	9209250.43	2283.47
381	734187.60	9209240.83	2283.19
382	734149.89	9209236.37	2284.34
383	734155.03	9209229.61	2281.70
384	734156.86	9209233.57	2281.45
385	734156.99	9209217.67	2280.92
386	734164.91	9209235.09	2277.20
387	734149.76	9209217.04	2284.11
388	734165.02	9209235.49	2277.19
389	734140.70	9209212.91	2286.34
390	734170.07	9209234.53	2276.06

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 7.00: Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
391	734137.94	9209200.09	2286.40
392	734169.11	9209229.18	2275.27
393	734143.29	9209187.79	2284.17
394	734168.07	9209219.32	2275.24
395	734151.21	9209183.94	2280.78
396	734166.47	9209211.89	2274.52
397	734152.21	9209173.60	2279.47
398	734169.32	9209205.24	2274.31
399	734167.52	9209160.42	2272.17
400	734168.71	9209195.53	2272.02
401	734169.98	9209148.55	2271.19
402	734175.90	9209190.67	2268.75
403	734173.60	9209143.13	2269.59
404	734175.76	9209184.27	2267.66
405	734174.59	9209177.46	2267.65
406	734181.07	9209175.62	2264.20
407	734189.18	9209150.70	2256.45
408	734185.41	9209150.79	2257.03
409	734188.88	9209163.69	2258.50
410	734184.05	9209163.29	2258.68
411	734188.20	9209178.02	2262.50
412	734184.86	9209177.66	2262.38
413	734182.39	9209185.08	2264.34
414	734185.08	9209185.79	2264.50
415	734176.67	9209236.41	2273.30
416	734177.30	9209236.22	2273.44
417	734185.35	9209193.99	2266.25
418	734183.72	9209194.95	2266.49
419	734174.26	9209226.49	2272.70
420	734175.07	9209226.07	2272.76

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
421	734182.18	9209203.41	2268.38
422	734179.60	9209203.27	2268.66
423	734173.90	9209221.87	2272.05
424	734175.22	9209221.75	2272.14
425	734176.61	9209209.82	2270.48
426	734179.34	9209211.99	2270.23
427	734181.71	9209218.52	2275.14
428	734183.21	9209214.31	2273.29
429	734184.22	9209219.23	2277.07
430	734187.31	9209210.05	2272.61
431	734186.88	9209222.84	2279.50
432	734188.84	9209203.32	2271.08
433	734189.20	9209229.26	2279.65
434	734189.30	9209191.72	2267.91
435	734188.41	9209185.74	2266.28
436	734190.45	9209176.65	2263.91
437	734184.78	9209241.47	2282.11
438	734184.78	9209241.47	2280.11
439	734190.66	9209166.44	2260.82
440	734186.43	9209245.49	2282.93
441	734186.96	9209245.48	2282.95
442	734193.04	9209158.56	2258.94
443	734181.95	9209246.49	2282.40
444	734189.99	9209240.15	2283.21
445	734192.51	9209230.91	2283.11
446	734195.85	9209221.73	2282.58
447	734200.05	9209218.28	2283.12
448	734203.21	9209212.37	2282.23
449	734207.45	9209163.20	2271.59
450	734211.44	9209207.07	2282.76

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 8.00 Levantamiento Topográfico

COORDENADAS			
PUNTO	ESTE X	NORTE Y	ALTURA Z
451	734213.02	9209200.54	2281.83
452	734217.73	9209195.46	2281.61
453	734223.06	9209164.47	2277.74
454	734220.69	9209186.89	2280.46
455	734230.45	9209166.27	2279.15
456	734217.79	9209176.17	2277.42
457	734185.14	9209245.82	2284.37
458	734185.12	9209247.80	2284.32
459	734172.17	9209245.52	2284.45
460	734171.96	9209247.38	2284.48
461	734158.98	9209247.18	2284.31
462	734159.07	9209245.07	2284.28
463	734182.12	9209270.32	2285.11
464	734145.01	9209249.16	2286.03
465	734145.01	9209249.16	2286.03
466	734169.53	9209272.06	2286.00
467	734193.16	9209225.03	2282.88
468	734130.62	9209246.39	2288.15
469	734163.06	9209218.60	2289.08
470	734186.69	9209171.57	2286.04

FUENTE: Elaboración Propia



ESTUDIO DE TRÁFICO

Cuadro 9.00 Control de Tránsito vehicular en la carretera San Juan – Ógoris – La Asunción

FECHA	HORA	CAMIONETAS Y AUTOS	COMBIS Y CAMIONES	TOTAL VEH/DIA.
Lunes 16/07/2012	8:00 am - 5:00 pm	11	7	18
Martes 17/07/2012	8:00 am - 4:00 pm	12	6	18
Miércoles 18/07/2012	8:00 am - 4:30 pm	9	6	15
Jueves 19/07/2012	8:00 am - 4:00 pm	14	6	20
Viernes 20/07/2012	8:00 am - 5:00 pm	9	9	18
Sábado 21/07/2012	8:00 am - 4:00 pm	11	8	19
Domingo 22/07/2012	8:00 am - 3:00 pm	13	7	20
TOTAL		79	49	128
PROMEDIO/DIA		11	7	18

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 10.00 Control de Tránsito peatonal en la carretera San Juan – Ogoris –La Asunción

FECHA	HORA	VARONES	MUJERES	TOTAL PERSONA/DIA.
Lunes 16/07/2012	8:00 am - 5:00 pm	58	49	107
Martes 17/07/2012	8:00 am - 4:00 pm	45	55	100
Miércoles 18/07/2012	8:00 am - 4:30 pm	62	45	107
Jueves 19/07/2012	8:00 am - 4:00 pm	57	56	113
Viernes 20/07/2012	8:00 am - 5:00 pm	56	42	98
Sábado 21/07/2012	8:00 am - 4:00 pm	65	38	103
Domingo 22/07/2012	8:00 am - 3:00 pm	44	45	89
TOTAL		387	330	717
PROMEDIO/DIA		55	47	102

FUENTE: Elaboración Propia



ANEXO B

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA ASTM D 2216

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	1	
ESTRATO	:	E-1	
PROFUNDIDAD	:	-1.20	m
ENSAYO N°		1.00	2.00
Peso tara + muestra húmeda (gr)		241.90	240.40
Peso tara + muestra seca (gr)		191.40	190.50
Peso tara(gr)		37.70	38.80
Contenido de humedad		32.90	32.89
Promedio (W%)		32.90	

FUENTE: Elaboración Propia

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA ASTM D 2216

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	1	
ESTRATO	:	E-2	
PROFUNDIDAD	:	-3.00	m
ENSAYO N°		1.00	2.00
Peso tara + muestra húmeda (gr)		350.20	320.80
Peso tara + muestra seca (gr)		309.80	284.24
Peso tara(gr)		39.00	39.00
Contenido de humedad		14.92	14.91
Promedio (W%)		14.92	

FUENTE: Elaboración Propia



CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA ASTM D 2216

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	2	
ESTRATO	:	1	
PROFUNDIDAD	:	-1.00	m
ENSAYO N°		1.00	2.00
Peso tara + muestra húmeda (gr)		231.80	230.20
Peso tara + muestra seca (gr)		191.90	190.80
Peso tara(gr)		37.70	38.50
Contenido de humedad		25.90	25.87
Promedio (W%)		25.88	

FUENTE: Elaboración Propia

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA ASTM D 2216

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	2	
ESTRATO	:	2	
PROFUNDIDAD	:	-3.00	m
ENSAYO N°		1.00	2.00
Peso tara + muestra húmeda (gr)		346.50	321.60
Peso tara + muestra seca (gr)		310.10	288.20
Peso tara(gr)		39.00	39.00
Contenido de humedad		13.43	13.40
Promedio (W%)		13.42	

FUENTE: Elaboración Propia



PESO ESPECÍFICO DE FINOS

NORMA ASTM D 854

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE “SAN JUAN”

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	1
ESTRATO	:	1
PROFUNDIDAD	:	-1.20 m
ENSAYO N°		1
Peso Fiola (gr)		178.9
(Wfw) Peso fiola + agua (gr)		676.0
(Wfs) Peso fiola + muestra seca (gr)		279.1
(Ws) Peso de la muestra seca (gr)		100.0
(Wfws) Peso de la fiola+ agua+ Muestra (gr)		734.0
Peso Especif. Solidos (gr/cm ³)		2.38

FUENTE: Elaboración Propia

PESO ESPECÍFICO DE FINOS

NORMA ASTM D 854

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE “SAN JUAN”

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	2
ESTRATO	:	1
PROFUNDIDAD	:	-1.00 m
ENSAYO N°		1
Peso Fiola (gr)		178.9
(Wfw) Peso fiola + agua (gr)		676.0
(Wfs) Peso fiola + muestra seca (gr)		274.2
(Ws) Peso de la muestra seca (gr)		100.00
(Wfws) Peso de la fiola+ agua+ Muestra (gr)		733.00
Peso Especif. Solidos (gr/cm ³)		2.33

FUENTE: Elaboración Propia



PESO ESPECÍFICO DE FINOS

NORMA ASTM D 854

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	1
ESTRATO	:	2
PROFUNDIDAD	:	-3.00 m
ENSAYO N°		1
Peso Fiola (gr)		178.90
(Wfw) Peso fiola + agua (gr)		676.00
(Wfs) Peso fiola + muestra seca (gr)		279.10
(Ws) Peso de la muestra seca (gr)		100.00
(Wfws) Peso de la fiola+ agua+ Muestra (gr)		734.00
Peso Especif. Solidos (gr/cm ³)		2.38

FUENTE: Elaboración Propia

PESO ESPECÍFICO DE FINOS

NORMA ASTM D 854

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	:	2
ESTRATO	:	2
PROFUNDIDAD	:	-3.00 m
ENSAYO N°		1
Peso Fiola (gr)		178.90
(Wfw) Peso fiola + agua (gr)		676.00
(Wfs) Peso fiola + muestra seca (gr)		274.2
(Ws) Peso de la muestra seca (gr)		100.00
(Wfws) Peso de la fiola+ agua+ Muestra (gr)		733.00
Peso Especif. Solidos (gr/cm ³)		2.33

FUENTE: Elaboración Propia



PESO ESPECÍFICO DE LA PIEDRA

NORMA MTC-E-206-2000

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE “SAN JUÁN”

FECHA: 20/03/2013

CALICATA	C1	C2
ESTRATO	E2	E2
P EN EL AIRE	42.27	46.32
P SUMERGIDO	26.14	28.71
$\gamma(\text{gr/cm}^3)$	2.62	2.63

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro 11.00 PESO ESPECÍFICO PROMEDIO

Peso específico promedio		
	C1-E2	C2-E2
R1	60.40 %	55.25 %
R2	39.52 %	44.75 %
Y1	2.62 gr/cm ³	2.63 gr/cm ³
Y2	2.38 gr/cm ³	2.33 gr/cm ³
Y Promedio	2.52 gr/cm³	2.49 gr/cm³

FUENTE: Elaboración Propia



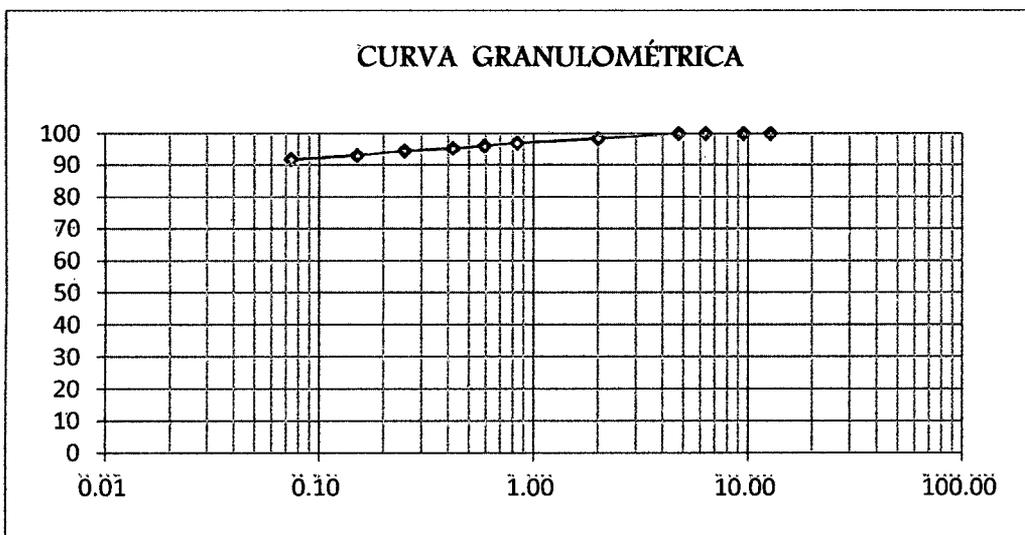
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO NORMA A.S.T.M. D 421

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN" FECHA: 20/03/2013

CALICATA : 1 MUESTRA : M1 ESTRATO : 1

PROF : 0.0 a - 1.20 m.

		MUESTRA : 500.00 gr.			
TAMIZ		PRP	%RP	%RA	% QUE
N°	ABER.(mm)	(gr)			PASA
1/2"	12.70				
3/8"	9.53				
1/4"	6.35				
N° 4	4.76		0.00	0.00	100.00
N 10	2.00	8.20	1.64	1.64	98.36
N 20	0.84	7.00	1.40	3.04	96.96
N 30	0.59	4.60	0.92	3.96	96.04
N 40	0.42	4.00	0.80	4.76	95.24
N 60	0.25	4.10	0.82	5.58	94.42
N 100	0.15	6.70	1.34	6.92	93.08
N 200	0.07	6.80	1.36	8.28	91.72
CAZOLETA	--	3.00	0.60	8.88	91.12
PERDIDA POR LAVADO		455.60	91.12	100.00	0.00





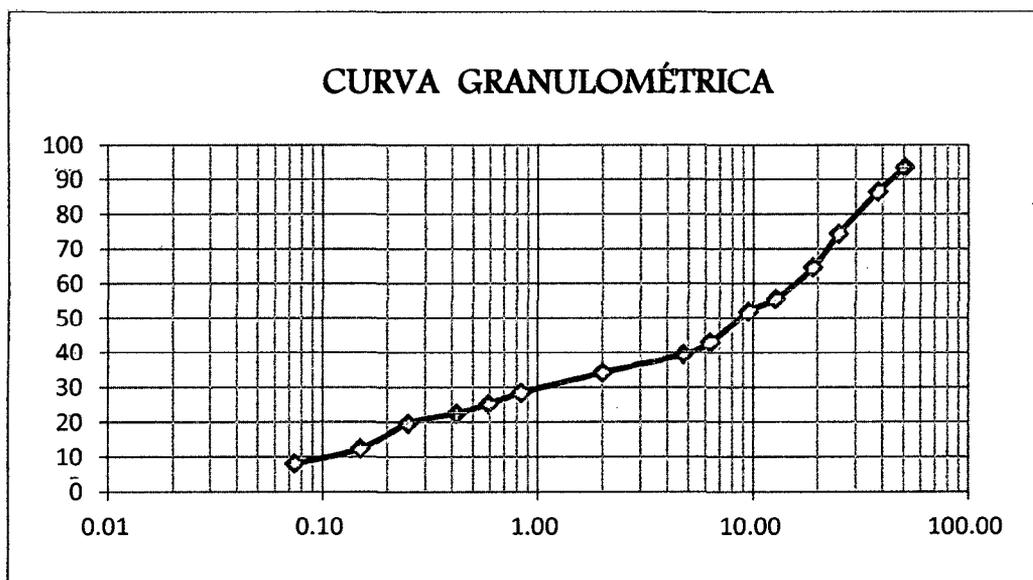
ANALISIS GRANULOMÉTRICO NORMA A.S.T.M. D 421

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUÁN" FECHA: 20/03/2013

CALICATA : 1 MUESTRA : M2 ESTRATO : 2

PRÓF : -1.20 a - 3.00 m.

TAMIZ		PRP	%RP	%RA	% QUE PASA
Nº	ABER.(mm)	(gr)			
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	160.50	6.42	6.42	93.58
1 1/2"	38.10	178.20	7.13	13.55	86.45
1"	25.00	302.00	12.08	25.63	74.37
3/4"	19.05	243.10	9.72	35.35	64.65
1/2"	12.70	225.70	9.03	44.38	55.62
3/8"	9.53	92.50	3.70	48.08	51.92
1/4"	6.35	224.00	8.96	57.04	42.96
Nº 4	4.76	86.10	3.44	60.48	39.52
N 10	2.00	132.10	5.28	65.77	34.23
N 20	0.84	144.70	5.79	71.56	28.44
N 30	0.59	80.80	3.23	74.79	25.21
N 40	0.42	65.80	2.63	77.42	22.58
N 60	0.25	72.50	2.90	80.32	19.68
N 100	0.15	181.20	7.25	87.57	12.43
N 200	0.07	108.40	4.34	91.90	8.10
Perdida por lavado		202.40	8.10	100.00	0.00





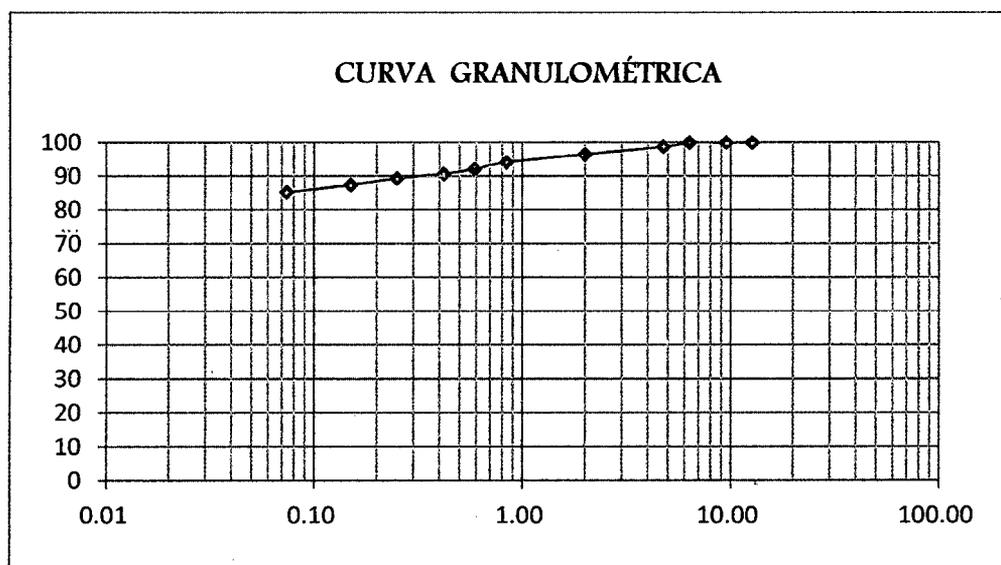
ANALISIS GRANULOMÉTRICO NORMA A.S.T.M. D 421

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE “SAN JUÁN” FECHA: 20/03/2013

CALICATA : 2 MUESTRA : M3 ESTRATO : 1.00

PRŪF : 0.0 a - 1.00 m.

MUESTRA :		500.00 gr.			
TAMIZ		PRP	%RP	%RA	% QUE
N°	ABER.(mm)	(gr)			PASA
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.53	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.35	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.76	6.60	1.32	1.32	98.68
N 10	2.00	11.20	2.24	3.56	96.44
N 20	0.84	11.70	2.34	5.90	94.10
N 30	0.59	9.80	1.96	7.86	92.14
N 40	0.42	7.20	1.44	9.30	90.70
N 60	0.25	6.60	1.32	10.62	89.38
N 100	0.15	9.70	1.94	12.56	87.44
N 200	0.07	10.90	2.18	14.74	85.26
CAZOLETA	--	3.6	0.72	15.46	84.54
PERDIDA POR LAVADO		422.70	84.54	100.00	0.00





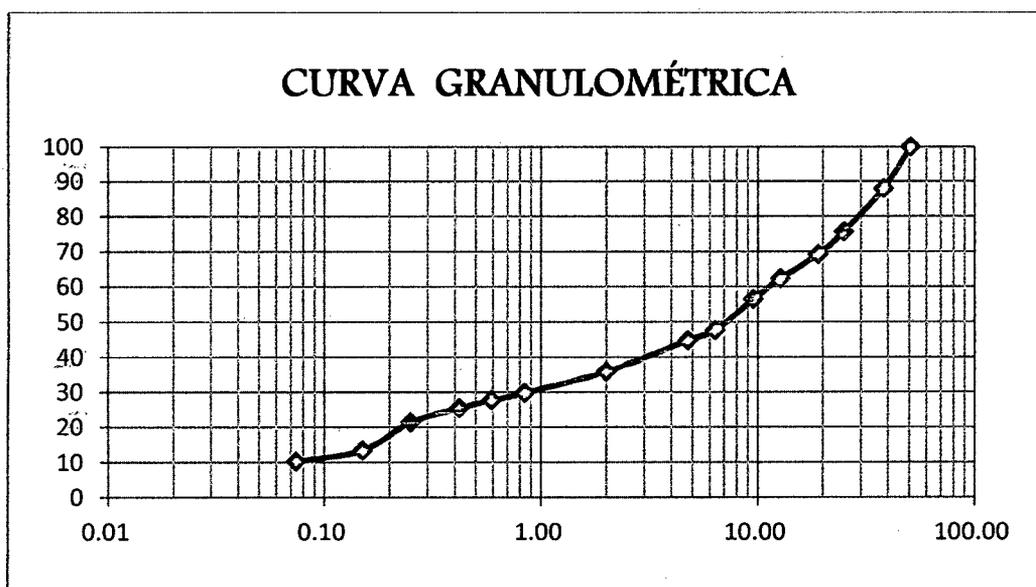
ANALISIS GRANULOMÉTRICO NORMA A.S.T.M. D 421

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUÁN" FECHA: 20/03/2013

CALICATA : 2 MUESTRA : M4 ESTRATÓ : 2.00

PROF : -1.00 a - 3.00 m.

		MUESTRA : 2500.00 gr.			
TAMIZ		PRP	%RP	%RA	% QUE
Nº	ABER.(mm)	(gr)			PASA
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	300.70	12.03	12.03	87.97
1"	25.00	306.40	12.26	24.28	75.72
3/4"	19.05	162.30	6.49	30.78	69.22
1/2"	12.70	172.90	6.92	37.69	62.31
3/8"	9.53	146.20	5.85	43.54	56.46
1/4"	6.35	221.60	8.86	52.40	47.60
Nº 4	4.76	71.20	2.85	55.25	44.75
N 10	2.00	221.10	8.84	64.10	35.90
N 20	0.84	152.50	6.10	70.20	29.80
N 30	0.59	52.60	2.10	72.30	27.70
N 40	0.42	54.60	2.18	74.48	25.52
N 60	0.25	101.40	4.06	78.54	21.46
N 100	0.15	199.20	7.97	86.51	13.49
N 200	0.07	78.80	3.15	89.66	10.34
Perdida por lavado		258.50	10.34	100.00	0.00





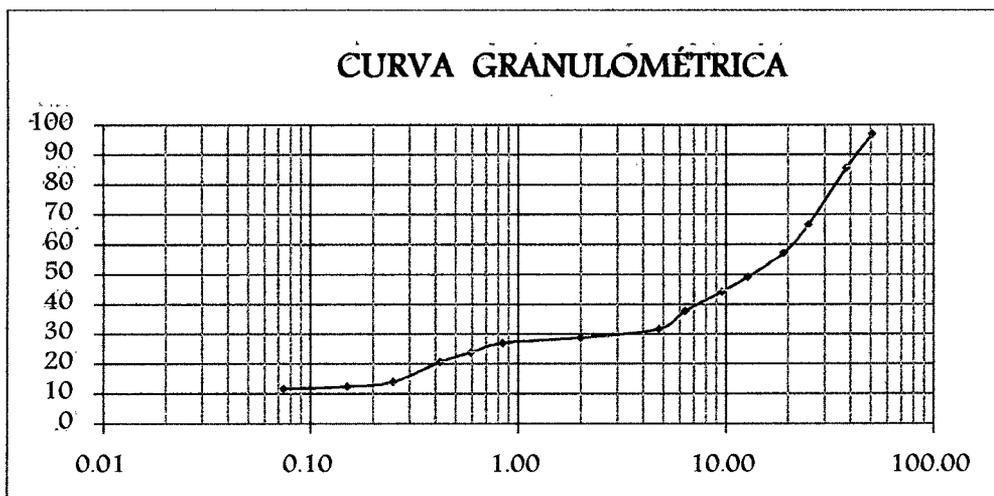
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MATERIAL DE ARRASTRE

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUAN" FECHA: 20/03/2013

CALICATA : 3 MUESTRA : M4 ESTRATO : 1.00

PROF : 0.00 a -2.00 m.

		MUESTRA : 3000.00 gr.			
TAMIZ		PRP	%RP	%RA	% QUE
Nº	ABER.(mm)	(gr)			PASA
2"	50.80	90.82	3.03	3.03	96.97
1 1/2"	38.10	432.25	14.41	14.41	85.59
1"	25.00	569.05	18.97	33.38	66.62
3/4"	19.05	281.45	9.38	42.76	57.24
1/2"	12.70	242.25	8.08	50.83	49.17
3/8"	9.53	148.45	4.95	55.78	44.22
1/4"	6.35	194.75	6.49	62.27	37.73
Nº 4	4.76	181.05	6.04	68.31	31.69
N 10	2.00	87.50	2.92	71.23	28.77
N 20	0.84	52.70	1.76	72.98	27.02
N 30	0.59	95.17	3.17	76.15	23.85
N 40	0.42	94.25	3.14	79.30	20.70
N 60	0.25	199.82	6.66	85.96	14.04
N 100	0.15	48.55	1.62	87.57	12.43
N 200	0.07	23.45	0.78	88.36	11.64
Perdida por lavado		258.50	8.62	96.97	3.03





LÍMITES DE CONSISTENCIA

NORMA ASTM D 4318

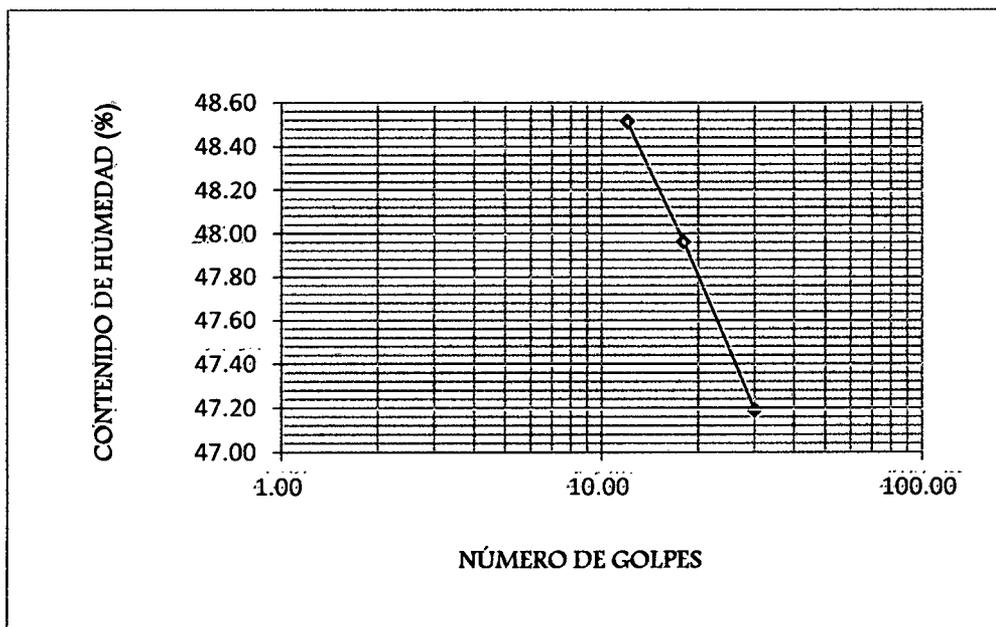
CALICATA: 1

ESTRATO: 1

FECHA: 20/03/2013

Pesos	Límite líquido			Límite plástico	
	LL1	LL2	LL3	LP1	LP2
Wt (gr)	27.20	27.10	27.20	26.30	28.10
Wmh + t (gr)	42.20	41.60	40.30	28.70	34.80
Wms + t (gr)	37.30	36.90	36.10	28.2	33.40
Wms (gr)	10.10	9.80	8.90	1.90	5.30
W w (gr)	4.90	4.71	4.20	0.5	1.4
W (%)	48.51	47.96	47.19	26.3	26.4
N.GOLPES	12.00	18.00	30.00
LL/LP	47.53			26.4	

FUENTE: Elaboración Propia





LÍMITES DE CONSISTENCIA

NORMA ASTM D 4318

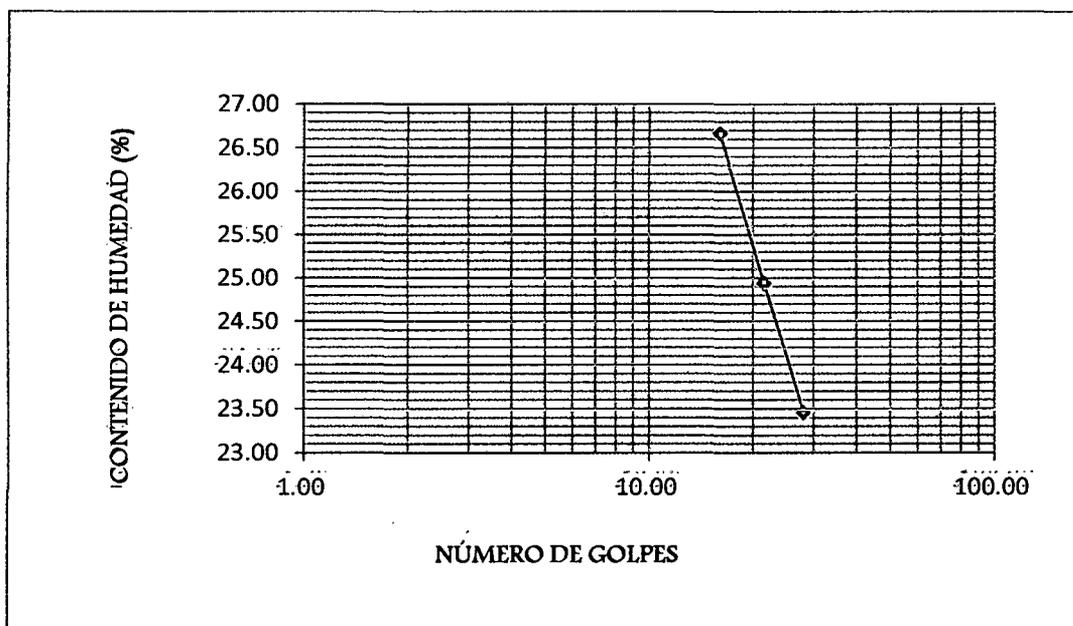
CALICATA: 1

ESTRATO: 2

FECHA: 20/03/2013

Pesos	Límite líquido		
	LL1	LL2	LL3
Wt (gr)	27.10	27.20	27.20
Wmh + t (gr)	49.90	47.90	47.20
Wms + t (gr)	45.10	43.80	43.40
Wms (gr)	18.00	16.60	16.20
Ww (gr)	4.80	4.14	3.80
W (%)	26.67	24.94	23.46
N.GOLPES	16.00	22.00	28.00
LL/LP	24.60		

FUENTE: Elaboración Propia





LÍMITES DE CONSISTENCIA

NORMA ASTM D 4318

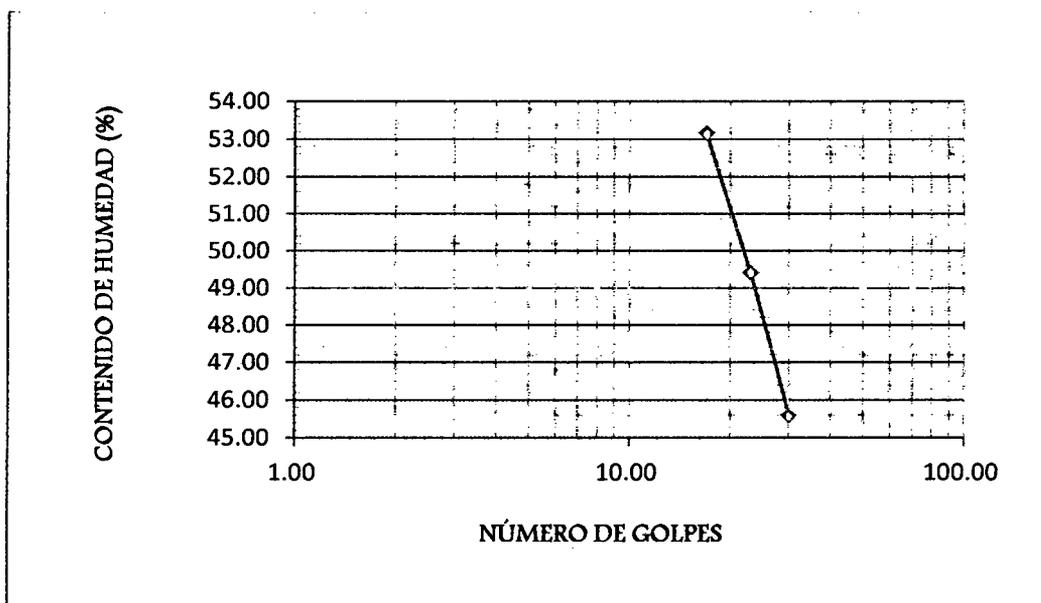
CALICATA: 2

ESTRATO: 1

FECHA: 20/03/2013

PESOS	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	LL1	LL2	LL3	LP1	LP2
Wt (gr)	27.10	27.40	27.20	28.20	27.20
Wmh + t (gr)	39.20	37.60	37.10	30.10	33.40
Wms + t (gr)	35.00	34.20	34.00	29.70	32.10
Wms (gr)	7.90	6.80	6.80	1.50	4.90
W w (gr)	4.20	3.38	3.10	0.40	1.30
W (%)	53.16	49.42	45.59	26.70	26.50
N.GOLPES	17.00	23.00	30.00
LL/LP	48.82			26.6	

FUENTE: Elaboración Propia





LÍMITES DE CONSISTENCIA

NORMA ASTM D 4318

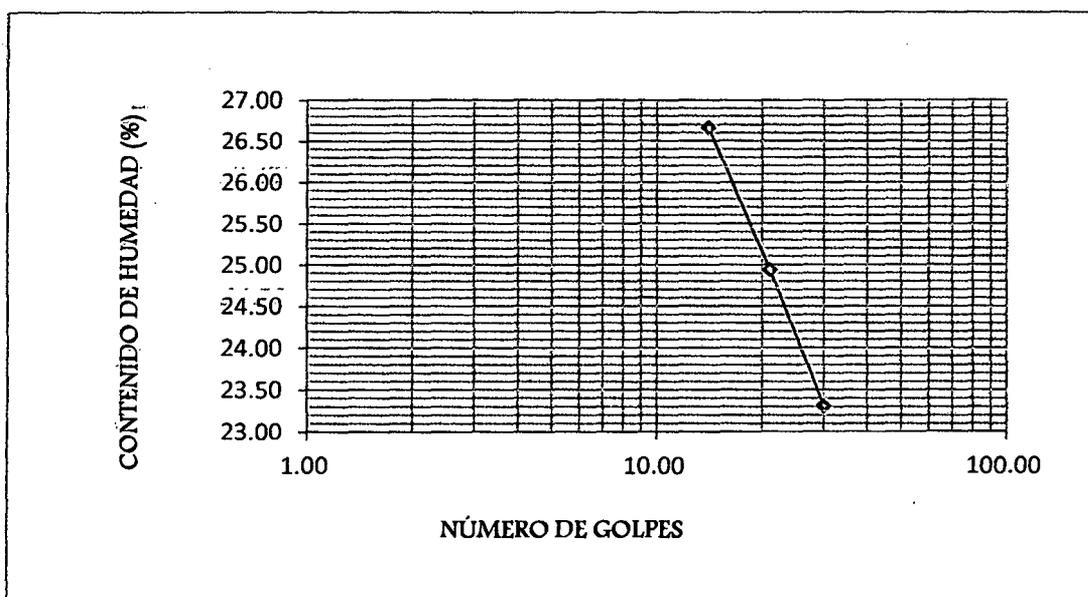
CALICATA: 2

ESTRATO: 2

FECHA: 20/03/2013

PESOS	LÍMITE LÍQUIDO		
	LL1	LL2	LL3
Wt (gr)	27.10	27.20	27.10
Wmh + t (gr)	49.90	47.90	47.20
Wms + t (gr)	45.10	43.80	43.40
Wms (gr)	18.00	16.60	16.30
W w (gr)	4.80	4.14	3.80
W (%)	26.67	24.94	23.31
N.GOLPES	14.00	21.00	30.00
LL/LP	24.40		

FUENTE: Elaboración Propia





PESO VOLUMÉTRICO O DENSIDAD APARENTE

PROYECTO: ESTUDIO DEL PUENTE "SAN JUÁN"

FECHA: 20/03/2013

CALICATA : 2

ESTRATO : 1

CALICATA			ESTRATO		PROFUNDIDAD	
1			E1-1		1.4 m	
MUESTRA	PESO MOLDE (gr)	PESO MOLDE + MUESTRA (gr)	PESO MUESTRA (gr)	Vc (cm3)	DENSIDAD	DENS. PROM
					(gr/cm3)	(gr/cm3)
M1	245.1	442.10	197.00	91.73	2.15	2.16
M2	245.1	444.10	199.00	91.73	2.17	

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO

Tipo de Suelo : Grava bien gradada con limo

Angulo de Fricción Interna : 30° (Cuadro 2.05).

Cohesión : 0 (Cuadro 2.05).

Peso Específico : 2.50 gr/cm3. (Cuadro 2.08).

Profundidad de Cimentación : 300 cm.

Ancho de cimentación : 250 cm.

Factor de seguridad : 3.00

Factores de capacidad de carga

Nc : 18.99, Nq : 8.31, NY : 4.39

Luego Aplicando la Teoría de Terzaghi, reemplazando en la Ecuación 17:

Tipo de Cimentación: Cuadrada Modo de Falla: Falla por Corte Local

$$q_u = 6.00 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de la Capacidad admisible reemplazando en la Ecuación 18:

$$q_{neta u} = 2.00 \text{ kg/cm}^2.$$



ANEXO C

ESTUDIO DE CANTERAS

DISEÑO DE MEZCLAS.

Resistencia a la abrasión del agregado grueso:

Norma ASTM C- 535

- Peso Inicial: 5000 gr
- Peso Final: 3790 gr

Usando la ecuación 21 se calculó el porcentaje de desgaste:

% DE DESGASTE: 24.20 %

DISEÑO DE COMBINACION DE AGREGADOS.

Cuadro 12.00 Características de los Agregados:

Propiedades de los Agregados.	Ag. Fino.	Ag. Grueso.
Tamaño Máximo.	-	1.5
Peso Específico de Masa (gr/cm^3)	2.36	2.16
Peso Unitario Suelto Seco (gr/cm^3)	1608.44	1631.71
Peso Unitario Compacto Seco (gr/cm^3)	1750.64	1769.82
Módulo de Fineza.	3.15	8.10
Absorción.	1.06	1.03
Abrasión.	-	24.30
Contenido de Humedad.	1.30	1.20

FUENTE: Tello Villanueva

Características del Concreto:

- $f'c=280kg/cm^2$

Características del cemento:

- $Pe = 3.1 gr/cm^3$

Característica de la mezcla:

- Consistencia: Plástica.



Para el diseño del concreto sin aire incorporado.

1. Cálculo de F'_{cr} :

$$F'_{cr} = 364 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tercer Criterio.}$$

2. Determinación del tamaño máximo nominal:

$$\text{Tam .Max. Nominal} = 1 \frac{1}{2}''$$

3. Determinación del Slump:

$$\text{Slump} = 3 \text{ a } 4 \text{ Pulg.}$$

4. Cálculo del volumen de agua de mezclado:

$$V \text{ agua} = 1.81 \text{ Lts/m}^3 \quad \text{Sin Aire Incorporado.}$$

5. Determinación de los pesos de los agregados (por metro cubico):

- Cemento: 389 kg/m³
- Agua de Mezcla: 177 lt/m³
- Agregado Fino: 756 kg/m³
- Agregado Grueso: 801 kg/m³

6. Proporción en volumen

$$1: 2.6: 3 / 19.3 \text{ Lts/ bolsa}$$

7. Proporción en peso:

$$1: 2: 2.1 / 19.3 \text{ Lts/ bolsa}$$

8. Para 3 probetas Estándar, se multiplicara por 0.02 m³.

- Cemento: $0.02 \times 389 = 7.78 \text{ kg}$
- Agua de Mezcla: $0.02 \times 177 = 3.54 \text{ lt}$
- Agregado Fino: $0.02 \times 756 = 15.12 \text{ kg}$
- Agregado Grueso: $0.02 \times 801 = 16.02 \text{ kg}$



ANEXO D

ESTUDIO HIDROLÓGICO

Cuadro 13.00: Área de la Cuenca

Cuadro de áreas			
Áreas	Cotas		Área (Km ²)
	Inferior	Superior	
A ₁	2245.38	2300	0.05
A ₂	2300	2400	0.14
A ₃	2400	2500	0.34
A ₄	2500	2600	0.43
A ₅	2600	2700	0.79
A ₆	2700	2800	1.23
A ₇	2800	2900	1.49
A ₈	2900	3000	1.49
A ₉	3000	3100	1.42
A ₁₀	3100	3200	1.51
Área total			8.87

FUENTE: Elaboración Propia

El área hallada nos representa la proyección horizontal de la superficie de la microcuenca de la Quebrada San Juan.

Perímetro de la Cuenca (P) = 23.48 km.

Este valor expresa la longitud del divortio aquarum, es importante en la determinación de otros parámetros.

Factor de Forma (F)=0.26

Ancho promedio de la Cuenca: B = 1.51 Km



Cuadro 14.00: Altitud Media

	ÁREAS (A _i)	COTAS (Z _i)	(A _i)*(Z _i)
A ₁	0.05	2272.69	108.4008
A ₂	0.14	2350	318.3734
A ₃	0.34	2450	833.5321
A ₄	0.43	2550	1086.334
A ₅	0.79	2650	2086.934
A ₆	1.23	2750	3379.003
A ₇	1.49	2850	4242.849
A ₈	1.49	2950	4391.721
A ₉	1.42	3050	4326.649
A ₁₀	1.51	3150	4760.534
Σ	8.87		16447.15

H = 1853.63 m.s.n.m.

Cuadro 15.00: Pendiente de la Cuenca (S_c) (METODO NASH)

Curva de nivel	Longitud (Km)	S _i
C1	2300	0.34
C2	2400	0.38
C3	2500	0.23
C4	2600	0.33
C5	2700	0.30
C6	2800	0.83
C7	2900	0.75
C8	3000	0.48
C9	3100	0.45
C10	3200	0.45
TOTAL	Σ S _i	0.26

S = 26.00%

FUENTE: Elaboración Propia



Cuadro 16.00: Pendiente del Curso Principal

	LONG. PARCIALES		DESNIVELES	PENDIENTE PROM.	
	L_i (m)		h_i (m)	$s_i = h_i/L_i$	$(L_i^2/s_i)^{1/2}$
1	526.28		54.62	0.10	1633.59
2	290.51		100.00	0.34	495.14
3	786.72		100.00	0.13	2206.63
4	366.38		100.00	0.27	701.28
5	1037.10		100.00	0.10	3339.88
6	817.70		100.00	0.12	2338.23
7	769.44		100.00	0.13	2134.33
8	457.53		100.00	0.22	978.65
9	400.62		100.00	0.25	801.86
10	616.47		100.00	0.16	1530.62
	TOTAL	6068.73			16160.22

S = 14.10 %

FUENTE: Elaboración Propia



ANEXO E

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL



MATRIZ TIPO LEOPOLD IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES - ETAPA DE PLANEAMIENTO

SIMBOLOGÍA .			ACCIONES DEL PROYECTO	Uso y ocupación del terreno	Ruido y vibraciones existentes	Atenuación de ruido y vibración	Atenuación de vibración
		Impacto Negativo Compatible					
		Impacto Negativo Moderado					
		Impacto Negativo Severo					
		Impacto Negativo Crítico					
		Impacto Positivo Moderado					
		Impacto Positivo Alto					
FACTORES AMBIENTALES							
A CARACTERÍSTICAS Y RECURSOS	TIERRA	a. Recursos Minerales					
		b. Mat. de Construcción					
		c. Suelos					
		d. Geomorfología					
	AGUA	a. Superficiales					
		b. Subterráneas					
		c. Calidad					
		d. Recarga					
	ATMÓSFERA	a. Calidad (gases, partículas)					
		b. Clima					
		c. Ruidos					
	PROCESOS	a. Inundaciones					
b. Erosión							
c. Deposición (sedimentac.)							
d. Compactación							
e. Estabilidad							
f. Sismología (terremotos)							
B CONDICIONES BIOLÓGICAS	FLORA	a. Árboles					
		b. Arbustos, Hierbas					
		c. Pastos					
		d. Coschales					
	FAUNA	a. Aves					
		b. Animal terrestres (inc. reptiles)					
		c. Peces y crustáceos					
		d. Insectos					
e. Barreras							
C CONDICIONES CULTURALES	USO DELA TIERRA	a. Espacios silvestres y libres					
		b. Pasturas					
		c. Agricultura					
		d. Residencial					
		e. Comercial					
		f. Minería y explot. de canteras					
	INTERESES DE LOS HUMANOS	a. Vista panorámica					
		b. Calidad de desolación					
		c. Cualidades de espacios abiertos					
	NIVEL CULTURAL	d. Paisajes					
		e. Lugares históricos-Arqueolog.					
		f. Desarmonías					
SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA	a. Estilo de vida						
	b. Empleo						
	c. Salud y seguridad						
	d. Nivel de vida						
	e. Densidad de población						
SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA	a. Infraestructuras de riego						
	b. Red de transportes						
	c. Red de servicios						
	d. Elimin. residuos sólidos						
	e. Barreras						

FUENTE: Elaboración Propia



MATRIZ TIPO LEOPOLD IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS - ETAPA DE OPERACION

SIMBOLOGÍA .		ACCIONES DEL PROYECTO	Incrementos de niveles de emisión	Incrementos de niveles sonoros	Alteración del paisaje	Alteración de zonas arqueológicas	Invasión de derecho de vía	Riesgos de accidentes automovilísticos	Abandono de infraestructura existente	Probable ocurrencia de procesos erosivos	Mejora del servicio del transporte	Incremento de la actividad turística	Mejora de calidad de vida	Integración vial
■	Impacto Negativo Compatible													
■	Impacto Negativo Moderado													
■	Impacto Negativo Severo													
■	Impacto Negativo Crítico													
■	Impacto Positivo Moderado													
■	Impacto Positivo Alto													
FACTORES AMBIENTALES														
A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS	TIERRA	a. Recursos Minerales												
		b. Mat. de Construcción												
		c. Suelos												
		d. Geomorfología												
	AGUA	a. Superficiales												
		b. Subterráneas												
		c. Calidad												
		d. Recarga												
	ATMOSFERA	a. Calidad (gases, partículas)												
		b. Clima												
		c. Ruidos												
	PROCESOS	a. Inundaciones												
b. Erosión														
c. Deposición (sedimentac.)														
d. Compactación														
e. Estabilidad														
f. Sismología (terremotos)														
B. CONDICIONES BIOLÓGICAS	FLORA	a. Árboles												
		b. Arbustos, Hierbas												
		c. Pastos												
		d. Cosechas												
	FAUNA	a. Aves												
		b. Animal.terrestres(inc.reptiles)												
		c. Peces y crustáceos												
		d. Insectos												
f. Barreras														
C. FACTORES CULTURALES	USO DE LA TIERRA	a. Espacios silvestres y libres												
		b. Pasturas												
		c. Agricultura												
		d. Residencial												
		e. Comercial												
		f. Minería y explot. de canteras												
	ESTÉTICOS E INTERESES HUMANOS	a. Vista panorámica												
		b. Cualidad de desolación												
		c. Cualidades de espacios abiertos												
		d. Paisajes												
		e. Lugares históricos-Arqueolog.												
		f. Desarmonías												
NIVEL CULTURAL	a. Estilo de vida													
	b. Empleo													
	c. Salud y seguridad													
	d. Nivel de vida													
	e. Densidad de población													
SERVICIO E INFRAESTRUCTURA	a. Infraestructuras de riego													
	b. Red de transportes													
	c. Red de servicios													
	d. Elimin. residuos sólidos													
	e. Barreras													

FUENTE: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍAS



FOTOGRAFÍA 01: MEDIDA DE LA POTENCIA DE C/U DE LOS ESTRATOS DE LA CALICATA



FOTOGRAFÍA 02: VISITA DE CAMPO A LA ZONA DE ESTUDIO

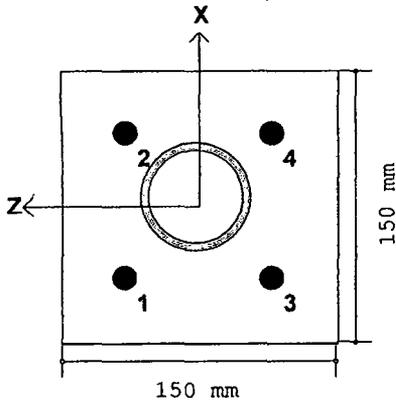


PROGRAMAS DE CÓMPUTO

- AUTODESK CIVIL 3D – 2013.
- PRIMAVERA P6 PROJECT MANAGEMENT.
- AUTOCAD DETAILING 2012.
- S10 PRESUPUESTOS 2005.
- SAP 2000 V14.1.
- CSI BRIDGE V15.00
- MICROSOFT OFFICE 2010 EXCEL 2010.
- MICROSOFT OFFICE 2010 WORD 2010.
- MICROSOFT OFFICE 2010 POWER POINT 2010.
- ACECOMS GEAR.
- SYSDSIGNER.
- ADOBE READER.
- RISA BASE 2.02

OTROS

DISEÑO DE PLACA BASE PUENTE SAN JUAN

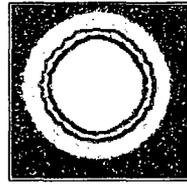


Plain Base Plate Connection

- Base Plate Thickness : 16. mm
- Base Plate Fy : 25.311 kg/mm²
- Bearing Surface Fp : 2.856 kg/mm²
- Anchor Bolt Diameter : 12.698 mm
- Anchor Bolt Material : A307
- Anchor Bolt Fu : 60. kg/mm²
- Column Shape : PIPE_2.0
- Design Code : AISC LRFD 13th
- Pullout Code : ACI 2005

Bearing Pressure

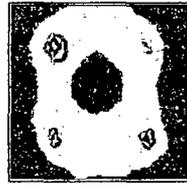
Maximum Bearing : .323 kg/mm²
 Max/Allowable Ratio : .113 COM
 (ABIF = 1.000)



.323
 (kg/mm²)
 0.

Base Plate Stress

Maximum Stress : 16.977 kg/mm²
 Max/Allowable Ratio : .497 COM
 (ASIF = 1.000)



16.977
 (kg/mm²)
 .085

Anchor Bolts

km² = kg/mm²

Bolt	X (mm)	Z (mm)	Tens.(MT)	Vx (MT)	Vz (MT)	Fnt (km ²)	ft (km ²)	Fny (km ²)	fv (km ²)	Unity	Combination
1	-40.	40.	0.	-2.847	-.411	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	COM (1)
2	40.	40.	0.	-3.487	-1.697	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	COM (1)
3	-40.	-40.	0.	-3.055	-1.507	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	COM (1)
4	40.	-40.	0.	-2.911	-.485	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	COM (1)

Loads

	P (MT)	Vx (MT)	Vz (MT)	Mx (MT-m)	Mz (MT-m)	Reverse
DL	2.05	12.3	4.1			No

**PERÚ****Ministerio
del Ambiente****Servicio Nacional de Meteorología
e Hidrología - SENAMHI****Dirección Regional
de Cajamarca**INFORMACIÓN ELABORADA PARA LA TESIS: ESTUDIO DEL PUNTO SAN JUAN
DE SARROLLADA POR DAVIDA FERRER CUCUMBA**ESTACION: MAP. AUGUSTO WEBERBAUER****UBICACIÓN POLÍTICA:****UBICACIÓN GEOGRÁFICA:****REGIÓN : CAJAMARCA.
PROVINCIA : CAJAMARCA.
DISTRITO : CAJAMARCA.****LATITUD : 07° 10' 03" sur
LONGITUD : 78° 29' 35" Oeste
ALTITUD : 2 536 msnm.****PARAMETRO : INTENSIDADES MAXIMAS DE PRECIPITACION (mm/h).
PERIODO : 1973 - 2011**

Año	DURACION				
	5 Min	10 Min	30 Min	60 Min	120 Min
1973	101.0	71.0	24.0	14.0	11.0
1974	73.0	58.0	34.0	18.0	19.0
1975	90.0	50.0	24.0	16.0	10.0
1976	68.0	63.0	37.0	19.0	9.0
1977	65.0	53.0	37.0	21.0	11.0
1978	26.0	24.0	21.0	12.0	6.0
1979	60.0	60.0	38.0	23.0	14.0
1980	73.0	60.1	33.8	21.1	9.2
1981	67.2	54.8	29.1	15.5	13.0
1982	88.3	75.2	37.2	23.1	13.3
1983	75.3	50.4	31.4	23.7	14.0
1984	112.8	71.8	27.6	15.6	9.8
1985	59.3	54.4	25.6	14.7	8.1
1986	84.6	65.4	30.1	15.6	8.2
1987	76.0	49.2	21.6	13.2	8.0
1988	70.4	52.8	23.0	13.8	7.9
1989	73.6	47.8	28.0	16.0	9.6
1990	111.6	75.0	37.9	23.0	12.0
1991	83.0	73.0	41.0	26.0	14.0
1992	56.0	39.0	19.0	10.0	5.0
1993	58.0	51.0	28.0	18.0	10.0
1994	91.5	64.2	36.2	19.0	12.9
1995	71.1	56.3	28.7	16.7	9.3
1996	81.3	60.2	32.4	17.9	11.1
1997	82.2	68.1	35.0	17.9	8.9
1998	92.0	66.3	40.6	27.1	13.5
1999	70.8	38.3	13.8	9.9	6.4
2002	28.2	20.6	13.8	8.7	4.4
2003	70.8	42.6	15.9	9.8	6.1
2004	84.6	84.6	33.0	18.7	9.4
2005	45.6	43.8	20.5	11.1	6.5
2006	30.0	30.0	15.0	10.3	6.9
2007	72.0	64.0	32.7	19.4	12.3
2011	62.4	36.6	26.8	16.6	10.0

**Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País**Lima: Jirón Cahuide N° 785-Lima 11, Casilla Postal 1308 Telf.: (51-1) 614-1414 Fax: 471-7287
Pasaje Jaén N° 121 Urb. Ramón Castilla, Telf. (076)-365701 dr03-cajamarca@senamhi.gob.pe

LATITUD : 07°10'03" Sur
LONGITUD: 78°29'35" Oeste
ALTITUD : 2536 m.s.n.m.

DEP. CAJAM.
PROV. CAJAM.
DIST. CAJAM.

INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)

AÑO	DURACION EN MINUTOS					
	5	10	15	30	60	120
2008	78.65	46.75	34.50	20.50	12.20	7.25
2009	64.65	38.45	28.35	16.85	10.00	5.95



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
CONVENIO UNIC - SENAMA
CENTRO DE INVESTIGACION AGROMETEOROLOGICAS

[Handwritten Signature]
Ing. José Lizandro Silva Mejo
COORDINADOR



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Norte de la Universidad Peruana

Fundada por Ley 14015 del 13 de febrero de 1962

FACULTAD DE INGENIERIA

Telefax N° 0051-76-82-5976 Anexo N° 129-130 / 147

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Const. N° 014- 2012

EL QUE SUSCRIBE JEFE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE
SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

CONSTANCIA

Que el Bach. IC. **CULQUI HUAMAN, Jairo Alexander** ex alumno de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, según consta en el cuaderno de asistencia del Laboratorio de Mecánica de Suelos, ha registrado su asistencia a dicho Laboratorio (N° 126) para la elaboración del proyecto profesional: " **ESTUDIO DEL PUENTE SAN JUAN** ", en el siguiente periodo:

Del 21 al 30 de mayo del 2012

El Laboratorio no se responsabiliza por la ejecución y los resultados de los ensayos realizados.

Se expide el presente a solicitud verbal del interesado para los fines que estime por conveniente,

Cajamarca, 21 de Noviembre de 2012.

ING. MARCO A. DYER SANCHEZ
R. O. C. I. P. N. 131



Planchas Gruesas

> DESCRIPCIÓN

Son productos de acero planos laminados en caliente, con espesores de 6,0 a 50,0 mm, anchos de 1220 a 2400 mm, longitudes de 2400 a 12 000 mm

> DOCUMENTOS DE REFERENCIA

ASTM A6/A6M-02 Standard specification for general requirements for rolled structural steel bars, plates, shapes, and sheet piling

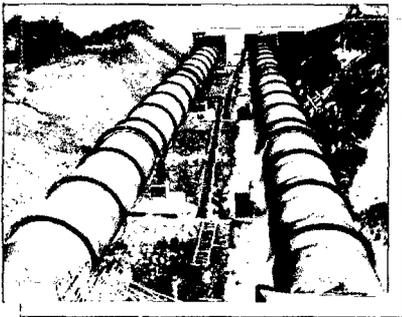
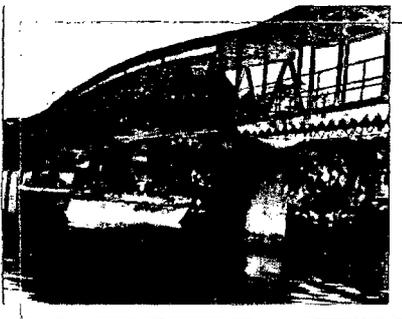
ASTM A36-01 Standard specification for carbon structural steel

ASTM A131/A131M-01 Standard specification for structural steel for ship

ASTM A572-01 Standard specification high-strength low-alloy columbium-vanadium structural steel

ASTM A709 -04a Standard specification for structural steel for bridges

SIDER-ETP-02 Composición química de aceros fabricados en SIDERPERU.



> NORMAS TÉCNICAS

Calidad de Acero	Norma Técnica	Características
Comercial	Similar a SAE - 1009	Cubiertas de equipos, maquinarias y piezas de exigencias menores
Estructural	ASTM A36	Construcciones de puentes, estructuras industriales, edificios, torres y propósitos estructurales en general
Alta resistencia y baja aleación	ASTM A572-01 Grado 50 ASTM A709 G. 50	Este Acero es microaleado con el fin de obtener elevadas propiedades mecánicas. Es usado en estructuras industriales, puentes, edificios, torres y en propósitos estructurales en general
Naval	ASTM A131-01 Grado A	Embarcaciones navales y aplicaciones estructurales. Las planchas de calidad naval, pueden suministrarse con certificado de calidad expedido por Lloyd's Register of Shipping a requerimiento del cliente.

Tolerancias dimensionales y requerimientos generales de acuerdo a ASTM A6

> COMPOSICIÓN QUÍMICA

Calidad	Espesor	Acero aleado
Comercial	e	08B
Estructural A36	$e \leq 18$ mm	ASTM A36-1
	$e > 18$ mm	ASTM A36-2
Alta Resistencia y Bajo Aleación	$e \leq 12.5$ mm	17 BP-1
	12.5 mm $< e \leq 32$ mm	17 BP-2
	32 mm $< e \leq 50$ mm	17 BP-3
Naval	$e \leq 20$ mm	19B-1
	20 mm $< e \leq 50$ mm	19B-2

La composición química de los aceros está dada en SIDER-ETP-02