

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO PROFESIONAL

**“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA
CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA”**

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

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
MEJÍA ZAMBRANO, Tony Edinson**

ASESORES:
Dr. Ing. ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ
Dra. Ing. ROSA LLIQUE MONDRAGÓN

Cajamarca - Perú
2014



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
POBLADO LA PACCHA"**



AGRADECIMIENTO

A Dios, por llevarme a su lado a lo largo de esta vida siempre llenándome de alegría y gozo.

A las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre con todo mi cariño y amor papá y mamá.

A mis maestros que en este andar por el camino de la vida, influyeron con sus lecciones y experiencias en formarme como una persona de bien y preparada para los retos que pone la vida.

A la Municipalidad Provincial de Cajamarca por confiar en mi persona para la elaboración del proyecto profesional.

Por último, quiero agradecer a todas aquellas personas que sin esperar nada a cambio compartieron pláticas, conocimientos y diversión. A todos aquellos que durante todo el tiempo que duró este sueño lograron convertirlo en realidad.

Gracias.



ÍNDICE GENERAL

	PÁG.
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN	
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	1
1.3 ANTECEDENTES.....	2
1.4 ALCANCES.....	2
1.5 CARACTERÍSTICAS LOCALES.....	2
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	3
CAPÍTULO II – REVISIÓN DE LITERATURA	
2.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	4
2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES.....	4
2.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS.....	7
2.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	17
2.5 CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES.....	31
2.6 DISEÑO GEOMÉTRICO.....	43
2.7 SUPERESTRUCTURA.....	45
2.8 APOYOS.....	70
2.9 SUBESTRUCTURA.....	72
2.10 IMPACTO AMBIENTAL.....	80
CAPÍTULO III – RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES	
3.1 RECURSOS HUMANOS.....	83
3.2 RECURSOS MATERIALES.....	83
CAPÍTULO IV – METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO	
4.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	85
4.2 ESTUDIOS PRELIMINARES.....	85
4.2.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA EN ESTUDIO.....	85
4.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	86
4.2.3 ESTUDIOS DE TRÁFICO.....	87
4.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS.....	88
4.3.1 METODOLOGÍA.....	88
1. ESTUDIO GEOLÓGICO.....	88
2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	88
3. ESTUDIO DE CANTERAS.....	91
4. DISEÑO DE MEZCLAS.....	93
4.3.2 PROCEDIMIENTO Y CÁLCULOS.....	94



4.4	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	113
4.4.1	METODOLOGÍA.....	113
1.	HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA.....	113
2.	DELIMITACIÓN DE MICROCUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.....	113
3.	DETERMINACIÓN DE INTENSIDADES.....	114
4.	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	116
5.	CÁLCULO DEL TIRANTE "Y".....	116
6.	ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.....	117
7.	PLANTEAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE.....	117
4.4.2	PROCEDIMIENTO Y CÁLCULOS.....	118
4.5	CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES.....	136
4.5.1	NOCIONES GENERALES.....	136
4.5.2	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	136
4.6	DISEÑO GEOMÉTRICO.....	137
4.6.1	DETERMINACIÓN DE LA LUZ DEL PUENTE.....	137
4.6.2	NÚMERO DE VIGAS LATERALES.....	137
4.6.3	NÚMERO DE DIAFRAGMAS.....	137
4.6.4	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DEL PUENTE.....	137
4.6.5	DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA CALZADA.....	137
4.6.6	ANCHO DE VEREDAS.....	137
4.6.7	ESTUDIO DE ACCESOS.....	137
4.6.8	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	137
4.7	SUPERESTRUCTURA.....	138
4.7.1	GENERALIDADES.....	138
4.7.2	DISEÑO DE LA LOSA.....	138
4.7.3	DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA.....	147
4.7.4	DISEÑO DE VIGAS LATERALES.....	150
4.7.5	DISEÑO DE LA BARANDA.....	174
4.7.6.	DISEÑO DE LAS VEREDAS.....	178
4.8	APOYOS.....	181
4.8.1	DISEÑO DEL APOYO MÓVIL.....	181
4.8.2	DISEÑO DEL APOYO FIJO.....	182
4.9	SUBESTRUCTURA.....	185
4.9.1	DISEÑO DE ESTRIBOS.....	185
4.9.2	DISEÑO DE ALAS.....	197



4.10	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)	207
4.10.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EN GENERAL	207
4.10.2	DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE	211
4.10.3	IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS	212
4.10.4	MEDIDAS PROTECTORAS Y CORRECTORAS	213
4.10.5	PROGRAMA DE VIGILANCIA Y CONTROL AMBIENTAL	215

CAPÍTULO V – RESULTADOS

5.1.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	216
5.2.	ESTUDIO DEL TRÁNSITO	216
5.3.	ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS	216
5.4.	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	218
5.5.	DISEÑO DEL PUENTE - SUPERESTRUCTURA	218
5.6.	DISEÑO DEL PUENTE – APOYOS	221
5.7.	DISEÑO DEL PUENTE - SUBESTRUCTURA	222
5.8.	IMPACTO AMBIENTAL	223

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES	224
RECOMENDACIONES	224

BIBLIOGRAFÍA	225
---------------------	-----

ANEXOS

EXPEDIENTE TÉCNICO

ANEXO : MEMORIA DESCRIPTIVA	226
ANEXO : ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	229
ANEXO : METRADOS	267
ANEXO : RESUMEN DE METRADOS	294
ANEXO : PRESUPUESTO	296
ANEXO : PRESUPUESTO POR RECURSOS	298
ANEXO : ANÁLISIS DE CALCULO DE PORCENTAJE DE LEYES SOCIALES	301
ANEXO : ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS	306
ANEXO : CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO FINANCIERO	320
ANEXO : PLANOS	320
ANEXO 4.1: ESTUDIOS PRELIMINARES	321
ANEXO 4.2: MATRIZ DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	329
ANEXO 4.3: ENTRADA DE DATOS PARA EL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	331
ANEXO 4.4: ESTUDIO DE LA POSIBILIDAD DE UN PUENTE EN ARCO	353

FOTOGRAFÍAS	360
--------------------	-----

PROGRAMAS DE CÓMPUTO	363
-----------------------------	-----



RESUMEN

Al identificar la necesidad de un puente carrozable para mejorar la calidad de vida los pobladores del Centro Poblado la Paccha se desarrolló el proyecto denominado: **"Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha"**. En la elaboración del presente proyecto se realizaron diferentes estudios preliminares como son: el reconocimiento de la zona donde se va ejecutar el proyecto, levantamiento topográfico, estudios de tráfico; Luego se realizó el estudio Geológico y de Mecánica de Suelos estos son necesarios para conocer las características propias del suelo donde se ubicará, la subestructura del puente y poder dimensionar las cimentaciones que soportarán la superestructura; además se realizaron estudios de Hidrología e Hidráulica, en esta parte se recolectó datos de tesis realizadas anteriormente y de la estación meteorológica Augusto Weberbauer, para luego procesar y darle diferentes aplicaciones en el diseño y operación de las estructuras del puente, además de realizar un cálculo aproximado de la profundidad de socavación. También se ha tenido en cuenta las cargas a los que va estar sometida dicha estructura, como son cargas permanentes las que actúan toda la vida útil de la estructura, transitorias las que tienen variaciones frecuentes y significativas, cargas excepcionales las que tienen bajas probabilidades de ocurrencia. Culminados los estudios anteriores se realizó el diseño geométrico del puente, donde se determinó que la luz del puente es de 20 m., además se dejó bien definido la ubicación de los apoyos luego de haber realizado el levantamiento topográfico; para determinar la altura del puente se tuvo en cuenta las condiciones topográficas y el estudio hidrológico realizado anteriormente, además se realizó el diseño geométrico de la calzada y el estudio de accesos teniendo en cuenta el ancho de la vía y el vehículo de diseño adoptado HL-93. Finalmente se realizó el diseño de la subestructura, superestructura, apoyos móviles, fijos, además del estudio de Impacto Ambiental respectivo; el proyecto se elaboró siempre teniendo en cuenta las normas AASHTO, ACI y Manual de Diseño de Puentes y tiene un Valor Referencial de S/. 781,797.99



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN



1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Las vías de comunicación son muy importantes para el desarrollo de los pueblos, gracias a éstas y a estructuras como los puentes es que los pobladores pueden interactuar cómodamente.

Los proyectos surgen como una solución a las necesidades de la población, el presente trabajo contiene los estudios necesarios para la ejecución del proyecto propuesto y así, colaborar con la comunidad.

Al identificar la necesidad del pueblo se determinó realizar el diseño de un puente vehicular, para mejorar las relaciones sociales, culturales y económicas entre Cajamarca con el Centro Poblado la Paccha.

El proyecto denominado: "**Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**", se enfoca en el diseño de un puente vehicular, que permitirá el tránsito vehicular y peatonal de una manera adecuada y segura a toda la población involucrada, ya que por el momento carecen de una vía adecuada para transitar. El proyecto consiste en un puente vehicular tipo viga losa de concreto armado de una vía, de 20.00 m de longitud y de 3.60 m de ancho, utilizando un vehículo de diseño HL-93, apoyando la superestructura sobre estribos.

1.2 OBJETIVOS

Generales

- Realizar el estudio de la construcción del puente carrozable carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha.

Específicos

- Realizar el diseño geométrico del puente carrozable.
- Realizar el diseño estructural del puente carrozable.
- Elaborar el expediente técnico.



1.3 ANTECEDENTES

En la actualidad el Centro Poblado la Paccha no cuenta con un puente que permita trasladarse cómodamente a la ciudad de Cajamarca y viceversa, como no existe puente, se utiliza un tramo de la quebrada Cruz Blanca para pasar de un extremo a otro, pero debido a la topografía del terreno hace que el acceso sea difícil sobre todo en épocas de lluvia donde el nivel de la quebrada aumenta su crecida cubriendo este tramo con agua y sedimentos acarreados de la parte alta de la cuenca, haciendo que el pase por esta vía se vuelva peligroso y sea interrumpida temporalmente.

Por esto es necesario el diseño de un puente que cumpla las condiciones de seguridad necesarias.

El proyecto se encuentra a 150 m. a partir de la cuadra N° 19 del Jr. Túpac Amaru siguiendo un desvío en la margen derecha en la quebrada Cruz Blanca.

1.4 ALCANCES

Se realizará el diseño de las estructuras de un puente de concreto armado de 20 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 Principalmente al Centro Poblado La Paccha, logrando así el intercambio comercial, cultural, social con el distrito de Cajamarca, de forma continua durante todo el año sin poner en riesgo sus vidas y mejorando la calidad de vida de la población beneficiada.

1.5 CARACTERÍSTICAS LOCALES

1.5.1 UBICACIÓN

El presente proyecto se encuentra ubicado en:

Departamento : Cajamarca.
Provincia : Cajamarca.
Distrito : Cajamarca.
Localidad : Mollepampa – Paccha Alta.

El proyecto en mención se encuentra ubicado en las coordenadas UTM: 776410.34 (Este) y 9205316.76 (Norte).

1.5.2 LÍMITES

Este : La Paccha Baja y Mollepampa.
Oeste : Shudal y Shucapampa.
Norte : Mollepampa.
Sur : La Paccha Alta.



1.5.3 TOPOGRAFÍA

Presenta mayormente una topografía ondulada y en tramos pequeños una topografía accidentada.

1.5.4 ALTITUD

El proyecto se encuentra a una altitud de 2 737.00 m.s.n.m.

1.5.5 TEMPERATURA

Respecto a la temperatura el jefe del SENAMHI en Cajamarca detalló que el clima es templado, seco y soleado, durante el día mantiene una temperatura promedio de 14°C, una temperatura máxima de 21°C y 6°C de temperatura mínima.

1.5.6 PLUVIOSIDAD

La precipitación es de 800.00 mm por año (según SENAMHI), las mayores precipitaciones se dan en época de lluvias (Diciembre – Marzo), con mayor intensidad en los meses de Febrero y Marzo.

1.5.7 ACCESIBILIDAD

En la ciudad de Cajamarca avanzando por el Jr. Tupac Amaru hasta la cuadra N° 19 seguimos un desvío en la margen derecha y a una distancia de 150 metros llegamos hasta la quebrada Cruz Blanca donde se encuentra ubicado el proyecto.

1.6 JUSTIFICACIÓN

El proyecto: "**CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO POBLADO LA PACCHA**", se justifica porque contribuye en la solución de una problemática social y económico de los pobladores del Centro Poblado la Paccha y Shudal.

Al ejecutar este proyecto, la Municipalidad Provincial de Cajamarca podrá contribuir en el desarrollo social y económico de la población involucrada, permitiendo una óptima viabilidad, reduciendo costos de transporte, fácil acceso en tiempos de lluvia, además que existirá un transporte fluido de productos agrícolas, logrando así un mejor nivel de vida tanto económico como social.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA



2. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para realizar el diseño del puente vehicular, es necesario conocer algunos alcances como la topografía del terreno, el tipo de suelo, la capacidad portante del terreno, la densidad de tráfico, el caudal máximo probable, entre otros, para esto a continuación se presenta los diferentes estudios realizados los cuales servirán para el diseño del puente vehicular.

2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

2.2.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA EN ESTUDIO

El principal objeto de reconocer la zona es ubicar adecuadamente la estructura en su conjunto, pues en esta etapa preliminar de los proyectos se trata de hacer una evacuación en forma global del terreno sobre el cual se levantará la obra que se pretende realizar y la factibilidad de ésta.

(García, F. 1994)

2.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

- **Topografía**

La disciplina que comprende todos los métodos para medir, procesar y difundir la información acerca de la tierra y nuestro medio ambiente.

(Wolf, P. 1997)

- **Levantamiento Topográfico**

Se entiende por levantamiento topográfico a aquel trabajo topográfico que permite determinar la ubicación de características o accidentes naturales o artificiales, así como elevaciones usadas en la elaboración de los mapas a una determinada escala.

(Wolf, P. 1997)

- **Poligonales**

La poligonación es uno de los procedimientos topográficos más comunes. Las poligonales 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. 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.

(Wolf, P. 1997)



Tabla 2.01 Selección de La Equidistancia para Curvas de Nivel

ESCALA DEL PLANO	TIPO DE TOPOGRAFÍA	EQUIDISTANCIA (m)
Grande (1/1 000 o menor)	Llana	0.10 , 0.25
	Ondulada	0.25 , 0.50
	Accidentada	0.50 , 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

(Wolf, P. 1997)

Tabla 2.02 Clasificación de la Topografía del Terreno

Angulo respecto a la horizontal del terreno	Tipo de Topografía
0° a 10°	Llana
10° a 20°	Ondulada
20° a 30°	Accidentada
>30°	Montañosa

(Wolf, P. 1997)

Características que comprenden el estudio topográfico para un puente:

Los estudios topográficos deben comprender lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto documentado en planos a escala 1/500 a 1/2000 con curvas de nivel a intervalos de 1m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en la sección longitudinal y sección transversal.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente con planos a escala 1/100 a 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores a 1 m y con secciones verticales tanto en la sección longitudinal como en la sección transversal del puente. Los planos deben indicar los accesos del puente así como carreteras cercanas y otras posibles referencias.



- En caso de puente sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Sera necesario indicar en planos la dirección de cursos de agua así como la zona inundable.
- Ubicación de puntos referenciales, puntos de inflexión, ubicación o colocación de Bench Marks.

(Manual del Diseño de Puentes MTC-PERU. 2003)

2.2.3 DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE TRÁFICO

Es importante conocer el número de vehículos que circulan actualmente, ya sea los que pasen por una sección dada de un carril o por el lado del camino en un tiempo determinado, que puede ser una hora o más.

Existen dos métodos para el conteo de vehículos, que transitan en una vía. El primer método considera las observaciones directas con conteos manuales y el segundo método se apoya en el uso de células fotoeléctricas.

Los estudios de tránsito son necesarios para conocer la cantidad de tránsito vehicular en la zona para elegir las características de diseño de la superestructura como son camión de diseño además la cantidad de tránsito peatonal permite dimensionar correctamente las veredas.

En los estudios del tránsito se puede tratar de dos situaciones: el caso de los estudios para carreteras existentes, y el caso para carreteras nuevas, es decir que no existen actualmente.

En el primer caso, el tránsito existente podrá proyectarse mediante los sistemas convencionales que se indican a continuación. El segundo caso requiere de un estudio de desarrollo económico zonal o regional que lo justifique.

(Manual del Diseño de Puentes MTC-PERU. 2003)

Conteo de Tráfico

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

(Manual del Diseño de Puentes MTC-PERU. 2003)

Clasificación y tabulación de la información

Se deberán adjuntar Tablas indicando el volumen y clasificación por estación.

(Manual del Diseño de Puentes MTC-PERU. 2003)



2.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

Es necesario conocer las características propias del suelo en donde se ubicará la subestructura del puente, para poder determinar las dimensiones geométricas que tendrá la cimentación que se utilizará para soportar la superestructura y para asegurar que la estructura no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable. También es necesario conocer las formaciones geológicas existentes de la zona.

(Berry, P. 1996)

2.3.1 ESTUDIO GEOLÓGICO:

Los reconocimientos identifican formas de tierra distintivas, como playas antiguas, fondos de lago, depósitos glaciares, terrazas y los restos intemperizados de formaciones rocosas. Con estas observaciones, un especialista en general puede deducir la naturaleza de los materiales en varias partes del lugar. El análisis geológico especialmente es útil como un estudio preliminar a las exploraciones subterráneas, pero en general el costo y el tiempo restringen su aplicación a proyectos grandes, como presas, diques, carreteras y aeropuertos.

(Merrit, F. 1993)

2.3.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS:

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración del campo.

(Braja, M. 2001)

2.3.2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

- ✓ Contenido de humedad.
- ✓ Peso específico.
- ✓ Análisis granulométrico.
- ✓ Límites de consistencia.

(Ramirez, P. 2000.)

a. CONTENIDO DE HUMEDAD (W%)

Determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso seco, no solo permite definir a priori el tratamiento a darle durante la construcción, sino que también permite estimar su posible comportamiento, como subrasante.

Se expresa en porcentaje y Se calcula con la siguiente fórmula:



$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \dots \text{ (Ec. - 01)}$$

Donde:

Ws : Peso del suelo seco (gr.)

Ww : Peso del agua contenida en la muestra de suelo (gr.)

(Montejo, F. 2001.)

b. PESO ESPECÍFICO.

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

- Para partículas menores a 4.75 mm (Tamiz N° 4) (MTC E 113 - 2000 basado en las Normas ASTM-D-854 y AASHTO-T-100), comprende a los Limos y Arcillas, se determina mediante la siguiente fórmula:

$$G_s = \frac{W_o}{W_o + W_2 + W_1} \quad \dots \text{ (Ec. - 02)}$$

Donde:

W2: Peso del picnómetro + agua (gr).

Wo: Peso del suelo seco (gr).

W1: Peso del picnómetro + agua + suelo (gr).

- Para partículas mayores a 4.75 mm (Tamiz N° 4) (MTC E 206 - 2000, basado en las Normas ASTM-C-127 y AASHTO-T-85). Comprende a las Gravas.

$$G_a = \frac{A}{A - C} \quad \dots \text{ (Ec. - 03)}$$

Donde:

A: Peso en el aire de la muestra seca en gramos.

C: Peso sumergido en agua de la muestra saturada, en gramos.

(Wihem, P. 1996.)

c. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

Es una prueba para determinar cuantitativamente la distribución de los diferentes tamaños de partículas del suelo, existiendo diferentes procedimientos para determinar la composición granulométrica de un suelo. Por ejemplo, para partículas gruesas se realiza por tamizado y para partículas finas se recurre a procedimientos de sedimentación.

(Montejo, F. 2001.)



Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, se tiene el coeficiente de uniformidad (C_u).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots \text{ (Ec. - 04)}$$

Donde:

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

D_{10} : Llamado diámetro efectivo, es tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

Adicionalmente para definir la gradación, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})} \quad \dots \text{ (Ec. - 05)}$$

El coeficiente de curvatura tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien gradados.

(Wihem, P. 1996.)

d. LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LÍQUIDO (LL): Contenido de humedad que corresponde al límite arbitrario entre los estados de consistencia semilíquido y plástico de un suelo. El contenido de humedad correspondiente a 25 golpes.

LÍMITE PLÁSTICO (LP): Contenido de humedad que corresponde al límite arbitrario entre los estados de consistencia plástico y semisólido de un suelo. El suelo con contenido de humedad menor a su límite plástico se considera como material no plástico.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP):

$$IP = LL - LP \quad \dots \text{ (Ec. - 06)}$$

El Reglamento Nacional de edificaciones recomienda lo siguiente:

$IP < 20$ corresponde generalmente a limos.

$IP > 20$ corresponde generalmente a arcillas.

(Wihem, P. 1996.)

Tabla 2.03 Características de Suelos Según sus Índices de Plasticidad

IP	CARACTERÍSTICAS	TIPOS DE SUELOS	COHESIVIDAD
0	No plástico	Arenoso	No cohesivo
< 7	Baja plasticidad	Limoso	Parcialmente cohesivo
7 - 17	Plasticidad media	Arcillo- limoso	Cohesivo
> 17	Altamente plástico	Arcilla	Cohesivo

(Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006.)



2.3.2.2 CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.

a. SISTEMA AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte).

Este método, divide a los suelos en dos grandes grupos: Una formada por los suelos granulares y otra constituida por los suelos de granulometría fina. Y estos a su vez son clasificados en sub grupos, basándose en la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad.

Tabla 2.04 Clasificación del suelo según AASHTO

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos del total pasa el tamiz N° 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35% del total pasa el tamiz N°200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz N° 10 N° 40 N° 200	50 máx. 30 máx. 15 máx.	51 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	35 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa el tamiz N° 40 Limite Líquido, W _L Índice Plástico, I _p	6 máx.		NP	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0			4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.

(Mora, S. 1988.)

b. SISTEMA SUCS (Clasificación Unificada de Suelos)

Este sistema, como la clasificación anterior, divide a los suelos en dos grandes grupos: granulares y finos. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas se retienen en el tamiz # 200, y finos, si más de la mitad de sus partículas, pasa el tamiz # 200.

(Mora, S. 1988.)



Tabla 2.05 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

CLASIFICACIÓN EN LABORATORIO				CLASIFICACIÓN EN LABORATORIO								
FINOS ≥ 50 % pasa Malla # 200 (0.08 mm.)				GRUESOS < 50 % pasa Malla # 200 (0.08 mm.)								
Tipo de Suelo	Símbolo	Lim. Liq.	Índice de Plasticidad * IP	Tipo de Suelo	Símbolo	% RET Malla Nº 4	% Pasa Malla Nº 200	CU	CC	** IP		
Limos Inorgánicos	ML	< 50	< 0.73 (wl - 20) ó < 4	Gravas	GW	50% de lo Ret. En 0.08mm	< 5	> 4	1 ó 3			
	MH	> 50	< 0.73 (wl - 20)		GP			≤ 6	< 1 ó > 3			
Arcillas Inorgánicas	CL	< 50	> 0.73 (wl - 20) v > 7		GM		> 12					< 0.73 (wl-20) ó < 4
	CH	> 50	> 0.73 (wl - 20)		GC							> 0.73 (wl-20) ó > 7
Limos o Arcillas Orgánicas	OL	< 50	** wl seco al horno ≤ 75 % del wl seco al aire	Arenas	SW	< 50% de lo Ret. En 0.08 mm	< 5	> 6	1 ó 3			
	OH	> 50			SP			≤ 6	< 1 ó > 3			
Altamente Orgánicos	P ₁	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente.			SM		> 12					
				SC	> 0.73 (wl-20) y > 7							
Si IP ≥ 0.73 (wl - 20) ó si IP entre 4 y 7 E IP > 0.73 (wl - 20), usar símbolo doble: CL-ML, CH-OH				* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC. ** Si IP ≥ 0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP > 0.73 (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.								
** Si tiene olor orgánico debe determinarse adicionalmente wl seco al horno				En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.								
En casos dudosos favorecer clasificación más plástica Ej: CH-MH en vez de CL-ML.				$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$			$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$					
Si wl = 50; CL-CH ó ML-MH												

(Crespo, C. 2004)

CARTA DE CASAGRANDE

Suelos de grano fino y organico

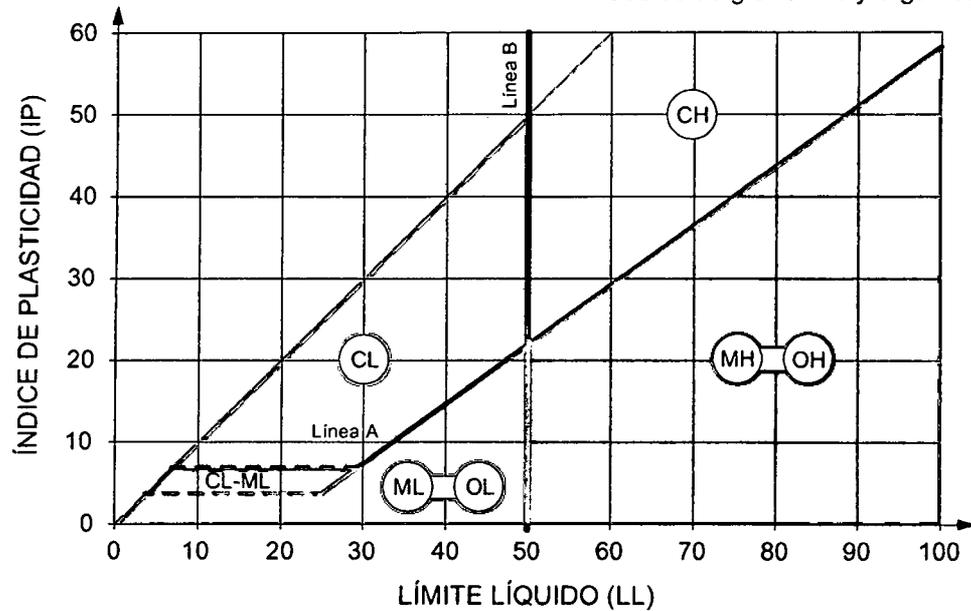


Figura 2.01 Carta de plasticidad para clasificación de suelos de partículas finas en el laboratorio

(Mora, S. 1988.)

2.3.2.4 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Para comportarse satisfactoriamente, las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales:

- a. La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
- b. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir, un asentamiento excesivo.

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama *capacidad de carga última*.

(Braja, M. 2001)

TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI

Usando el análisis de equilibrio, TERZAGHI expresó la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots (\text{Ec. - 07})$$



Donde "q" se calcula con: $q = \gamma D$

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la Ecuación 07 puede modificarse a:

$$q_u = 1.3 N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad \text{(Cimentación cuadrada) ... (Ec. - 08)}$$

$$q_u = 1.3 N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad \text{(Cimentación circular) ... (Ec. - 09)}$$

Donde:

- q_u : Capacidad de carga del terreno
- c : Cohesión del suelo
- γ : Peso volumétrico del suelo (densidad aparente) kg/cm³
- D_f : Profundidad de la cimentación
- B : Ancho de la cimentación (cm)
- N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

(Braja, M. 2001)

Tabla 2.06 Valores de ϕ de acuerdo al tipo de suelo.

Tipo de suelo	ϕ (grados)
Arena : granos redondeados	
Suelta	27-30
Media	30-35
Densa	35-38
Arena : granos angulares	
Suelta	30-35
Media	35-40
Densa	40-45
Grava : Con algo de arena	
	34-48
Limos	26-35

(Braja, M. 2001)

Para cimentaciones que exhiben **falla local** por corte en suelos. Terzaghi sugirió modificaciones a las Ecuaciones 07, 08 y 09 como sigue:

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad \text{(Cimentación corrida) ... (Ec. - 10)}$$

$$q_u = 0.867 N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \quad \text{(Cimentación cuadrada) ... (Ec. - 11)}$$



$$q_u = 0.867 N'_c + qN'_q + 0.3 \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \dots (\text{Ec. - 12})$$

Donde:

q_u : Capacidad de carga del terreno

c : Cohesión del suelo

γ : Peso volumétrico del suelo (densidad aparente) kg/cm³

B : Ancho de la cimentación (cm)

N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de capacidad de carga modificada.

(Braja, M. 2001)

Tabla 2.07 Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi

N'_c, N'_q, N'_γ .

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	66.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

(Braja, M. 2001.)



2.3.2.5 CARGA ADMISIBLE

Es conocida también como Presión de Trabajo, Presión de Diseño o Presión Admisible y se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Carga admisible } (q_{adm}) = \frac{q_u}{FS} \quad \dots \text{ (Ec. -13)}$$

Donde:

q_{adm} : Carga admisible (kg/cm)

q_u : Capacidad de carga (kg/cm)

FS : Factor de seguridad

(Braja, M. 2001)

2.3.3 ESTUDIO Y UBICACIÓN DE CANTERAS

Las canteras son lugares donde la roca se separa de sus lechos naturales y se prepara para su utilización en construcciones.

(Wihem, P. 1996.)

A. ESTUDIO

Los puntos básicos en el estudio de una cantera, que luego regularan su explotación, son: Calidad, Cubicación, Economía, Impacto Ambiental.

B. UBICACIÓN.

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

- ✓ Fácil accesibilidad y que se puedan explotar por los procedimientos más eficientes y menos costosos.
- ✓ Distancias mínimas de acarreo de los materiales 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.

(Wihem, P. 1996.)

C. ENSAYOS DE LABORATORIO

C.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Es el estudio de la forma en que se encuentran distribuidas las partículas de un agregado.

MÓDULO DE FINURA

Se calcula a partir del análisis granulométrico. El módulo de finura se puede definir como el indicador del grosor predominante en el conjunto de partículas de un agregado.

Para Agregado Fino:

$$M. F. = \frac{\% \text{ Ret. Acum. } (N^{\circ}4, N^{\circ}8, N^{\circ}16, N^{\circ}30, N^{\circ}50, N^{\circ}100)}{100} \quad \dots \text{ (Ec. -14)}$$



Para Agregado Grueso:

$$M.F. = \frac{\% \text{ Ret. Acum. (3", 1 1/2", 3/4", 3/8", N^{\circ}4, N^{\circ}8, N^{\circ} 16, N^{\circ}30, N^{\circ}50, N^{\circ}100)}{100} \dots (\text{Ec. -15})$$

(Montejo, F. 2001.)

C.2 RESISTENCIA A LA ABRASIÓN

ENSAYO DE DESGASTE POR ABRASIÓN

Está basado en las Normas ASTM-C-131, AASHTO-T-96 Y ASTM-C-535, utilizando la Máquina de los Ángeles y consiste en determinar el desgaste por Abrasión del agregado grueso, previa selección del material a emplear por medio de un juego de tamices aprobados.

$$D(\%) = \frac{\text{Peso inicial} - \text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \times 100 \dots (\text{Ec. -16})$$

Donde:

Peso inicial: peso de la muestra lavada y secada al horno, antes del ensayo.

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

A continuación se tienen dos Tablas, uno para elegir la carga abrasiva para máquina de los Ángeles y la otra de granulometría de la muestra de agregado para realizar dichos ensayos.

Tabla 2.08 Carga Abrasiva para Máquina de los Ángeles

GRANULOMETRÍA	N° DE ESFERAS	PESO DE CARGA (gr)
A	12	5000 ± 25
B	11	4584 ± 25
C	8	3330 ± 20
D	6	2500 ± 15

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

Tabla 2.09 Granulometría de la Muestra de Agregado para Ensayo

Pasa tamiz		Retenido en tamiz		Pesos y granulometrías de la muestra para ensayo (gr)			
Malla	(mm)	Malla	(mm)	A	B	C	D
1 ½"	37.5	1"	- 25.0	1250 ± 25			
1"	25.0	¾"	-19.0	1250 ± 25			
¾"	19.0	½"	- 12.5	1250 ± 10			
½"	12.0	3/8"	- 9.5	1250 ± 10			
3/8"	9.5	¼"	- 6.3		2500 ± 10	2500 ± 10	
1 ¼"	6.3	N° 4	- 4.75		2500 ± 10	2500 ± 10	
N° 4	4.75	N° 8	- 2.36				5000 ± 10
TOTALES				5000 ± 10	5000 ± 10	5000 ± 10	5000 ± 10

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



2.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

2.4.1 INTRODUCCIÓN

La hidrología cubre todas las fases del agua de la tierra, es una materia de gran importancia para el ser humano y su ambiente. Aplicaciones prácticas de la hidrología se encuentran en labores tales como diseño y operación de estructuras hidráulicas, erosión y control de sedimentos. El papel de la hidrología es ayudar a analizar los problemas relacionados con estas labores y proveer una guía para el planeamiento y el manejo de los recursos hidráulicos. La hidrología está orientada a ayudar y comprender los principios fundamentales de ésta, así como mostrar algunas herramientas prácticas que han sido aplicadas con éxito, en la solución de los problemas de los fenómenos hidrológicos.

(Villón, M. 2002)

2.4.2 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

En ingeniería, los proyectos que se refieren al uso del agua, a la defensa contra los daños ocasionados por ésta y a salvar los obstáculos dados por un cauce artificial o natural del agua necesariamente están ligados a la hidrología, siendo ésta una ciencia aplicada que estudia el proceso del ciclo hidrológico (Hidrología de superficie – Ing. Ortiz Vera), de manera que los métodos que se emplean no pueden ser rígidos quedando algunas decisiones a criterio del ingeniero.

2.4.3 DELIMITACIÓN DE LA MICROCUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.

A. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA.

La delimitación de una cuenca se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel o Carta Nacional siguiendo las líneas del divortium aquarum, la cual es una línea imaginaria, que divide las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación que en cada sistema de corriente, fluye hacia 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)

B. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.

PARÁMETROS DE ÁREA.

Área de la Cuenca (A): Representa el área de la cuenca en proyección horizontal.

Perímetro de la Cuenca: Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectado en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

Coefficiente de Compacidad (Coeficiente de Gravelious): El coeficiente de Compacidad de una cuenca, definida por Gravelious, expresa la relación entre el



perímetro de la cuenca y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir:

$$Kc = \frac{\text{Perímetro de la Cuenca}}{\text{Perímetro de un Círculo de igual Área}} \dots (\text{Ec. -17})$$

$$Kc = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \dots (\text{Ec. -18})$$

Dónde:

Kc entre 1.00 a 1.25 la forma de la cuenca es casi redondeada a Oval redondeada.

Kc entre 1.25 a 1.50 la forma de la cuenca es Oval redondeada a Oval Oblonga.

Kc entre 1.50 a 1.75 la forma de la cuenca es Oval Oblonga a Rectangular Oblonga.

$Kc > 2$ la cuenca es alargada.

(Villón, M. 2002)

Pendiente del Curso Principal: El conocimiento de este parámetro es también de suma importancia en el estudio del comportamiento del recurso hídrico con diversos fines, tales como ubicación de obras de toma, evaluación y optimización del potencial hidroenergético, etc.

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. El concepto generalizado de que la pendiente es el cociente dado por la diferencia de altura entre la longitud del cauce principal es muy inexacto e impreciso. Para calcular la pendiente equivalente calculada mediante diversas expresiones. Algunas de estas expresiones son:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n Li}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Li^2}{Si} \right)^{1/2}} \right]^2 \dots (\text{Ec. -19})$$

Donde:

Li = longitud de cada tramo de pendiente Si .

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

(Villón, M. 2002)

Coficiente de forma o factor de forma: Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, es decir:

$$F = \frac{B}{L} = \frac{A}{L^2} \dots (\text{Ec. -20})$$

Donde:

A: 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 cauce principal.

(Villón, M. 2002)

Pendiente de la cuenca: Es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores que controla el tiempo de concentración. Usaremos el criterio de Alvord:

$$S = \frac{D(\sum L_i)}{A} \dots (Ec. -21)$$

Donde:

- S : Pendiente de la cuenca.
- D : Desnivel constante entre curvas de nivel, en Km.
- L_i : Longitud de cada tramo de las curvas de nivel en Km.
- A : Área de la cuenca en Km².

Altitud Media (H): 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, variación lineal muy importante en estudios regionales donde la información local es escasa. La altura promedio de la cuenca se obtiene:

$$H = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i \times A_i \dots (Ec. -22)$$

Donde:

- H : Altitud media (m.s.n.m.)
- H_i : Altura correspondiente al área acumulada A_i encima de la curva H_i.
- A : Área de la cuenca.
- N : Número de áreas parciales.

Tiempo de Concentración (T_c): Llamado también tiempo de equilibrio o tiempo de viaje, es el tiempo que toma la partícula hidráulicamente más lejana en viajar hasta el punto emisor. Se supone que ocurre una lluvia uniforme sobre toda la cuenca durante un tiempo de, por lo menos, igual al tiempo de concentración. Según Temez:

$$T_c = C \left(\frac{\sum L_i}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \times 60, \quad 0.3 \leq C \leq 0.4 \dots (Ec. -23)$$

Donde:

- T_c : Tiempo de concentración en minutos.
- L : Longitud de máximo recorrido del agua, en Km (distancia desde el punto en la divisoria de aguas hasta el punto emisor).
- S : Pendiente del máximo recorrido.
- C : Coeficiente que depende de la pendiente de la cuenca.

(Villón, M. 2002)



2.4.4 ANÁLISIS DE TORMENTAS

El análisis de las tormentas, está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos, al diseño de obras de ingeniería hidráulica, como son:

- Determinación de la luz de un puente.
- Estudio de drenaje.
- Conservación de suelos.

Las dimensiones de estas obras, dependen principalmente de la magnitud que las tormentas tengan, y de frecuencia o período de retorno, esto a su vez determina el coeficiente de seguridad que se da a la obra, o los años de vida probable de la misma.

(Villón M. 2002)

ELEMENTOS FUNDAMENTALES DEL ANÁLISIS DE TORMENTAS

Durante el análisis de tormentas hay que considerar:

- a. La intensidad
- b. La duración
- c. La frecuencia
- d. Periodo de retorno

(Villón M. 2002)

a. INTENSIDAD.

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

Donde:

- Pd : Precipitación total en mm.
d : Duración en minutos.
P24 : Precipitación máxima en 24 horas en mm.

(Ven Te Chow. 1994)

b. TRANSPOSICIÓN DE INTENSIDADES.

$$I_2 = I_1 \times \frac{(H_{media})}{H_1} \dots \text{(Ec. -26)}$$

Donde:

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

(Delgado, P. 2010)



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

(Villón, M. 2002)

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

(Villón M. 2002)

DATOS DE DISEÑO

- a. **PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV – KOLMOGOROV)**

$$F_{(x)} = e^{(-e^{(-a(1-b))})} \dots (\text{Ec. -27})$$

Estimación de los parámetros a , b se obtienen con las siguientes ecuaciones, teniendo en cuenta la cantidad de datos muestrales.

$$a = 1.2825 / \text{Desv. Estándar} \dots (\text{Ec. - 28})$$

$$b = \text{Promedio} - (0.45 \times \text{Desv. Estándar}) \dots (\text{Ec. - 29})$$

(Delgado, P. 2010)

- b. **RIESGO DE FALLA (J):** Representa el peligro o la probabilidad de que el gasto de diseño sea superado por otro evento de magnitudes mayores.

$$J = 1 - P^N \dots (\text{Ec. -30})$$

(Ven Te Chow. 1994)

- c. **TIEMPO O PERIODO DE RETORNO (T_r):** Es el tiempo transcurrido para que un evento de magnitud dada se repita en promedio.

$$T_r = \frac{1}{1 - P} \dots (\text{Ec. -31})$$

Eliminando el parámetro de las ecuaciones anteriores se tiene:

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - J)^{1/N}} \dots (\text{Ec. -32})$$

(Ven Te Chow. 1994)

- 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.



Tabla 2.10 Tiempo de Retorno para Diferentes tipos de Estructuras

TIPOS DE ESTRUCTURAS	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)
ALCANTARILLAS DE CARRETERAS	
Volúmenes de tráfico bajos.	5 - 10
Volúmenes de tráfico intermedios.	10 - 25
Volúmenes de tráfico altos.	50 - 100
PUENTES DE CARRETERAS	
Sistema secundario	10 - 50
Sistema primario	50 - 100
DRENAJE AGRICOLA	
Culverts	5 - 50
Surcos	5 - 50
DRENAJE URBANO	
Alcantarillas en ciudades pequeñas.	2 - 25
Alcantarillas en ciudades grandes.	25 - 50
AEROPUERTOS	
Volúmenes bajos.	5 - 10
Volúmenes intermedios.	10 - 25
Volúmenes altos.	50 - 100
DIQUES	
En fincas	2 - 50
Alrededor de ciudades.	50 - 100
PRESAS CON POCA PROBABILIDAD DE PERDIDAS DE VIDA	
Presas pequeñas.	50 - 100
Presas intermedias.	100 +
Presas grandes.	-
PRESAS CON PROBABILIDAD DE PERDIDAS DE VIDA	
Presas pequeñas.	
Presas intermedias.	100 +
Presas grandes.	-
PRESAS CON PROBABILIDAD DE ALTAS PERDIDAS DE VIDA	
Presas pequeñas.	-
Presas intermedias.	-
Presas grandes.	-

- e. **COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C):** Es la relación entre el agua que corre por la superficie del terreno y la total precipitada.

Para estimar el valor del coeficiente de escorrentía se utilizará el *Tabla 2.11*.



Tabla 2.11 Coeficientes de Escorrentía

Coeficientes de Escorrentía para ser usados en el Método Racional

Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (Cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (Cubierta de pasto del 50% al 75% del área)							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (Cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivo							
Plano, 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

(Ven Te Chow. 1994)

2.4.5 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

2.4.5.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PROBABLE

$$Q \text{ total Máximo Probable} = Q \text{ Líquido} + Q \text{ Sólido} \dots (\text{Ec.} - 33)$$

(Mestanza, L. 2007)



2.4.5.2 CÁLCULO DEL CAUDAL LÍQUIDO (Q)

Es el valor máximo del caudal instantáneo que se espera escurrir con determinado periodo de recurrencia, durante los años de vida útil de un proyecto.

Fórmula del Método Racional:

$$Q = \frac{CIA}{360} \dots \text{(Ec. -34)}$$

Donde:

- Q : Descarga de diseño (m³/s).
- C : Coeficiente de escorrentía superficial (ver Tabla).
- I : Máxima intensidad de precipitación correspondiente al tiempo de concentración (mm/h).
- A : Área a drenar o tributaria (Ha).

(Ven Te Vhow. 1994)

2.4.5.3 CALCULO DEL CAUDAL SÓLIDO

La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente compleja. Cualquier modelo que pretenda predecir describir el movimiento de las partículas, tiene que ser, necesariamente, el producto de una profunda esquematización, vale decir de una simplificación del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional, el flujo ideal que corresponde a las fórmulas, es bidimensional. Esa profunda diferencia añadida a otros factores, hace que frecuentemente se presenten divergencias notables entre lo previsto teóricamente y lo observado posteriormente.

(Rocha, A. 1998)

Es por esto que para el cálculo del caudal sólido usaremos la siguiente ecuación:

Fórmula de SCHOKLITSCH

$$t_f = \frac{7000}{d^{1/2}} \times S^{3/2} \times (q - q_0) \dots \text{(Ec. -35)}$$

$$q_0 = 0.26 \times \left(\frac{\gamma_s}{\gamma}\right)^{5/3} \times \frac{d^{3/2}}{S^{7/6}} \dots \text{(Ec. -36)}$$

Donde:

- t_f : Gasto sólido específico en kg/s/m
- S : Pendiente.
- q : Gasto específico del río en m³/seg/m
- q₀ : Gasto crítico específico.
- D : Diámetro d₄₀ de las partículas en mm.
- γ_s : Peso específico de los sedimentos.
- γ : Peso específico del agua.

Luego el gasto Sólido en m³/seg. Será

$$Q_s = \frac{t_f}{\gamma_s} \dots \text{(Ec. -37)}$$

(Mestanza, L. 2007)

2.4.6 CÁLCULO DEL TIRANTE "Y" EN LA SECCIÓN HIDRÁULICA

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

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots \text{(Ec.-38)}$$

Donde:

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

Asumiremos una sección trapezoidal (Gráfico 2.02), por ser la que más se asemeja al lugar donde se proyecta el puente.

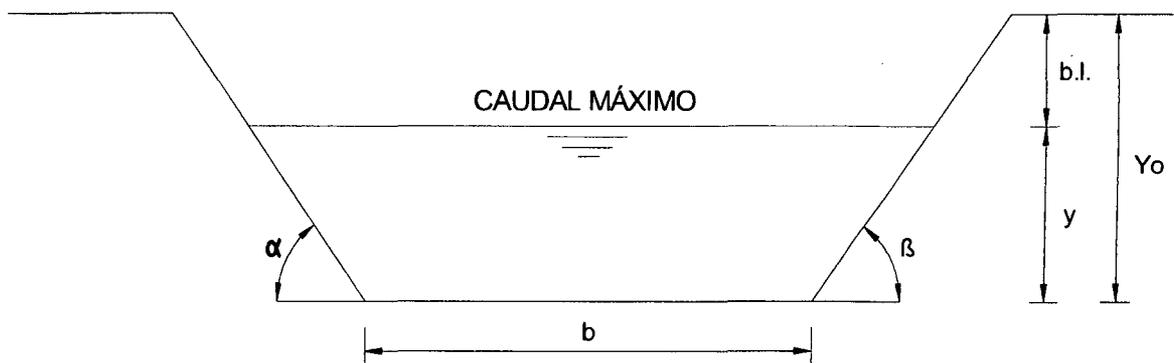


Figura 2.02 Esquema de la sección transversal del cauce

(Streeter, V. 1994)

De la figura anterior obtenemos las siguientes fórmulas:

Área de la sección:

$$A = b \times y + \frac{y^2}{\text{tg } \alpha} + \frac{y^2}{\text{tg } \beta} \dots \text{(Ec.-39)}$$

Perímetro mojado:

$$P_m = b + \frac{y}{\text{sen } \alpha} + \frac{y}{\text{sen } \beta} \dots \text{(Ec.-40)}$$

Radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P_m} \dots \text{(Ec.-41)}$$

Luego por aproximaciones sucesivas en la Ecuación 38, se calcula el tirante "y".

(Mestanza, L. 2007)



Tabla 2.12 Valores de "n" dados por HORTON para ser usados 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 revestidas con concreto.	0.014
Superficie de mampostería con cemento.	0.02
Acueductos semicirculares, metálicos lisos.	0.012
Acueductos semicirculares, metálicos corrugados.	0.025
Tuberías de plástico corrugadas ADS.	0.012
Canales en tierra, alineados y uniformes.	0.025
Canales en roca, lisos y uniformes.	0.033
Canales en roca, con salientes y sinuosos.	0.04
Canales dragados en tierra.	0.0275
Canales con lecho pedregoso 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.	0.03
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 o con charcos profundos.	0.07
playa muy enyerbada.	0.125

CÁLCULO DEL TIRANTE DE DISEÑO.

El tirante de diseño se obtiene adicionando al tirante máximo un borde libre, este borde libre con la finalidad de absorber los niveles extraordinarios que se pueden presentar sobre el tirante del caudal de diseño por diversas razones; tales como: variación de rugosidad, ingreso de agua prevista, obstrucciones parciales en el cauce del río, etc., el borde libre puede ser considerado como 1/3 del tirante y.

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

$$Y_0 = y + bl \dots (Ec. - 42)$$

(Mestanza, L. 2007)

2.4.7 ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

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.



A. MÉTODO DE LISCHT VAN-LEBEDIEV.

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

La velocidad erosiva es estimada a través de:

$$Ve = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x \dots \text{ en suelos cohesivos (Ec. -43)}$$

$$Ve = 0.68 d_m^{0.28} \beta H_s^x \dots \text{ en suelos no cohesivos (Ec. -44)}$$

Donde:

Ve : Velocidad erosiva.

γ_d : Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s medida desde la superficie del agua.

β : Coeficiente que depende de la frecuencia en que se repite la avenida.

X : Exponente en función del peso volumétrico.

H_s : Tirante a cuya profundidad se desea conocer el valor de Ve .

D_m : Diámetro medio en mm de los granos del fondo, se obtiene según la expresión:

$$D_m = 0.01 \sum d_i p_i \dots \text{ (Ec. -45)}$$

Donde:

d_i : Diámetro medio en mm de una fracción de la curva granulométrica a que se analiza.

p_i : Peso como porcentaje de esa misma porción.

Cálculo de la profundidad de socavación:

En suelos cohesivos tenemos:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right]^{1/(1+x)} \dots \text{ (Ec. -46)}$$

Para suelos No Cohesivos tenemos:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)} \dots \text{ (Ec. -47)}$$

Donde:

α : $Q_d / H_m^{5/3} \cdot Be \cdot \mu$

Be : Ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal.

m : Coeficiente de contracción.

H_m : Profundidad media de la sección = área / Be.

X : Exponente variable que depende del diámetro del material.

D_m : Diámetro medio (mm)

H_o : Profundidad antes de la socavación.

(Juárez, E. 1985)



Tabla 2.13 Coeficiente de Contracción μ .

V media en la sección m/seg	LUZ LIBRE ENTRE ESTRIBOS												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	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 ó >	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

(Juárez, E. 1985)

Tabla 2.14 Valores de X para Suelos Cohesivos y no Cohesivos.

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
PESO VOLUMETRICO SECO γ_d (Tn/m ³)	X	Dm (mm)	X
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

(Juárez E. 1985)



Tabla 2.15 Valores del coeficiente β .

Probabilidad anual (%) que se presente 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

(Juárez E. 1985)

B. METODO ACI

La erosión local puede estar en función de varios factores entre los cuales tenemos:

- Características del fondo del lecho In Situ.
- Características de los sedimentos transportados.
- Dirección del flujo como función de la profundidad del flujo.
- Acumulación del hielo, troncos de árboles, etc.
- Trabajos de encauzamiento, revestimiento de ladera.
- Esquinas abruptas, geometría, forma, distancia entre pilas, etc.

Estos factores limitan nuestro conocimiento o aproximaciones experimentales. La magnitud básica mesurable en un flujo es la velocidad media y el cortante.

Carstens (1966) definió el concepto del número de sedimentos N_s y trato de explicar el fenómeno de erosión como una función de éste número:

$$N_s = \frac{\mu}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times Dg}} \dots \text{(Ec.-48)}$$

Donde:

- μ : Velocidad del fluido Adyacente al fondo (m/seg.)
- γ_s : Peso específico de los sedimentos (gr/cm³)
- Dg : Diámetro característico de las partículas superficiales (considerado como la media geométrica de las partículas del terreno).

(Juárez, E. 1985)



2.4.8 PLANTEAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE

El sistema de drenaje es uno de los más importantes factores en el diseño de obras de ingeniería civil, pues controlar el agua de lluvia es muy importante para evitar que esta pueda afectar los diferentes elementos del puente. El propósito más importante de plantear un sistema de drenaje en puentes es que el agua pueda ser eliminada para que no perjudique al puente.

(Alarcón, W. 2010)

2.4.8.1 DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL

Drenaje de la losa del puente.

Con esto se evitará que las aguas de lluvia se estanquen en la losa y produzcan daños a la estructura, para puentes se considerará en la losa un bombeo de 1 a 2% y PVC-SAP, con diámetro de 2" cada 5 m a cada lado de la losa.

(Alarcón, W. 2010)

Drenaje de los estribos.

Está constituido por drenaje mediante tubería PVC-SAP, con diámetro de 3" que irá a una distancia de 2 m o con diámetro de 3" cada 3 m de distancia.

(Alarcón, W. 2010)

DOCUMENTOS QUE CONFORMAN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Los documentos más importantes que conforman el estudio hidrológico e hidráulico son:

- Características del río en la zona del proyecto.
- Características Hidráulicas.
- Caudal de diseño y periodo de retorno.
- Definición de la luz del puente y de los niveles de fondo de la estructura.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
- Características de la obras de defensa y encausamiento.

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



2.5 CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES

2.5.1 NOCIONES GENERALES

Los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente.

2.5.2 CARGAS EN PUENTES CARROZABLES

Las cargas que actúan en los puentes se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. CARGAS PERMANENTES

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. Corresponde a este grupo:

- Peso propio (D1)
- Carga muerta (D2)
- Empuje de tierras (E)
- Deformaciones impuestas.

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

2. CARGAS VARIABLES O TRANSITORIAS

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Corresponden a este grupo:

- Cargas durante la construcción.
- Cargas vivas de vehículos (HL-93)
- Efectos dinámicos
- Fuerzas centrífugas
- Fuerzas de frenado y aceleración
- Cargas sobre veredas, barandas y sardineles
- Cargas peatonales
- Empuje de agua y subpresiones
- Variaciones de temperatura
- Cargas de viento.
- Efectos de sismo.

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

3. CARGA EXCEPCIONALES

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser acondicionadas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a:

- Colisiones.
- Explosiones.
- Incendio

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



Cargas más importantes en puentes de concreto

- ✓ **Peso Propio (DC):** Se determina considerando todos los elementos de la estructura, llámese vigas, diafragmas, losas., que fueron construidos en forma monolítica y global y que sean indispensables para que la estructura funcione como tal.
- ✓ **Peso muerto (DW):** incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, accesorios e instalaciones de servicio tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, barandas, postes y tuberías.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

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

A falta de una información precisa, se podrán utilizar los pesos específicos dados en el siguiente Tabla:

Tabla 2.16 Pesos específicos de algunos materiales

MATERIAL	γ (kgf/m ³)
Agua dulce	1000
Agua salada	1020
Acero	7850
Aluminio	2800
Arena, tierra o grava suelta, arcilla	1600
Arena, tierra o grava compactadas	1900
Asfalto, Macadam	2200
Concreto ligero	1740
Concreto normal	2400
Concreto armado	2500
Hierro fundido	7200
Balasto	2250
Madera	1020
Mampostería de piedra	2700
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	300 kgf/m

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

✓ Empuje de tierra

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 510 kgf/m³.

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



✓ **Presión Hidráulica**

Las estructuras sumergidas en cursos de agua están sometidas al empuje dinámico producido por la corriente, esta presión depende la velocidad de la corriente y de la superficie expuesta.

Según Yack López:

$$P = KAV^2 \dots (Ec. -49)$$

Donde:

P : Fuerza de corriente del agua en Kg

K : coeficiente que depende de la forma del pilar expuesto

A : Área vertical proyectada del pilar

V : Velocidad máxima del agua en m/seg.

Tabla 2.17 Valores de K a ser usados en la Ecuación 49.

K	Presión de Acuerdo a la Superficie
72	Para presión en superficie plana
35	Para presión
26	Para presión en superficie inclinada < 30°

(Pastor L. 1982)

$$P = 52.5 KV^2 \dots (Ec. -50)$$

Donde:

P : Fuerza de corriente del agua en Kg

K : coeficiente que depende de la forma del extremo del pilar expuesto

V : Velocidad máxima del agua en m/seg.

Tabla 2.18 Valores de K a ser usados en la Ecuación 50

K	Presión de Acuerdo a la Superficie
72	Para extremos planos
35	Para extremos angulares < 30°
26	Para extremos redondeados

(Pastor L. 1982)



Sub presión del agua (B): Es muy común que los pilares de los puentes y en algunos casos los estribos se encuentren sumergidos o enterrados en suelo saturado. Al existir esta presión del agua existen fuerzas de empuje que disminuyen el peso de las porciones sumergidas provocando inestabilidad en el estribo o pilar.

El peso propio de la sub estructura disminuye en 100 kg/m³ por cada porción sumergida en agua y en 500 kg/m³ por cada porción enterrada en suelo saturado.

✓ **Cargas vivas de vehículos (HL – 93)**

Es el peso de los vehículos más los efectos derivados de su naturaleza dinámica.

- a. **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, en metros (m), 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)

- b. **Carga viva de diseño:** Es aquella que se utiliza para el diseño estructural de un puente.

Camión de diseño HL – 93: Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en el siguiente gráfico, la distancia entre los dos ejes de 14.78 toneladas será tomada entre los límites de 4.30 m y 9.00 m, el que produzca los mayores efectos.

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

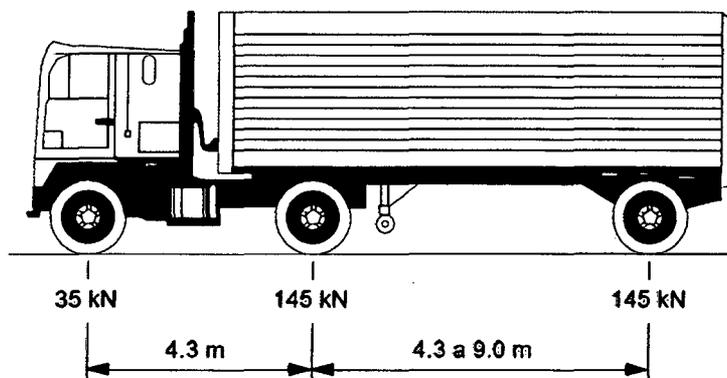


Figura 2.03 Características del Camión de Diseño

Tándem de Diseño: El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 11.20 toneladas espaciados a 1.20 m. La distancia entre la ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1.80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos.

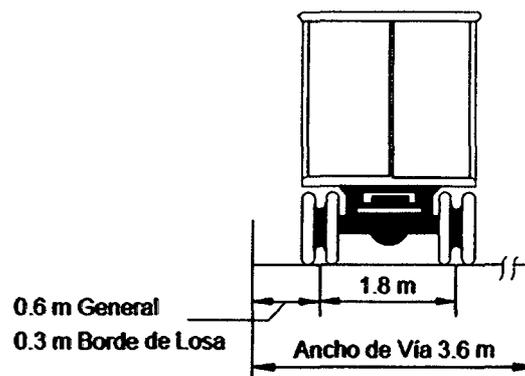


Figura 2.04 Características del Tándem de Diseño

Sobrecarga Distribuida: Se considera una sobrecarga de 960 kgf/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerará efectos dinámicos para esta sobrecarga.

Área de contacto de las ruedas: Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0.50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dado por la expresión:

$$l = 0.0228 \gamma P \dots (\text{Ec.}-51)$$

Donde:

l : Dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m).

γ : Factor de carga correspondiente a una rueda, es decir 7.4 ton para el camión de diseño o 5.6 ton para el tándem. Incluyendo los efectos dinámicos.

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

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 el Tabla siguiente:

Tabla 2.19 Número de vías cargadas y el factor de presencia múltiple.

N° de Vías Cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 ó más	0.65

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

✓ **Incremento de la Carga Viva por efectos Dinámicos:**

Las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de Diseño se incrementarán en los porcentajes pre-establecidas para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

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

Tabla 2.20 Incremento de la carga viva por Efectos Dinámicos.

INCREMENTO DE LA CARGA VIVA POR EFECTOS DINÁMICOS	
Componentes	Porcentaje
Elementos de Unión en el tablero (para todos los estados límites)	75%
Para otros elementos (Estados límite de fatiga y fractura)	15%
Otros estados límites	33%

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

✓ **Fuerza de Frenado Aceleración**

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme de 960 kgf/m. Pero se considerará el efecto de número de vías cargadas pero son impacto dinámico.

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

✓ **Fuerzas Centrífugas**

En los puentes de planta en curva se considerarán fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del eje tándem de diseño multiplicados por:



$$C = 0.0105 \frac{V^2}{R} \dots (Ec. -52)$$

Donde:

- V : Velocidad de diseño en km/h
- R : Radio de curvatura en metros.

Las fuerzas centrífugas se supondrán aplicadas a 1.80 m por encima de la superficie de rodadura, considerando el efecto de número de vías cargas pero sin impacto dinámico.

Este incremento no se incluirá en el cómputo de las fuerzas centrífugas o en el cómputo de las fuerzas de frenado, ni se aplicará a la sobrecarga uniformemente distribuida de 960 kgf/m.

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

✓ **Cargas sobre Veredas, barandas y sardineles**

Sobrecarga en veredas:

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 360 kgf/m² actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0.60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga.

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

Fuerzas sobre sardineles:

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor a 760 kgf por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerzas sobre barandas:

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en el siguiente Tabla:



Tabla 2.21 Fuerzas sobre barandas

DESIGNACIONES	POR NIVELES DE IMPORTANCIA DE PUENTES		
	PL - 1	PL - 2	PL - 3
Fuerzas y Dimensiones			
Ft (transversal)	120 kN (12.2 tn)	240 kN (24.5 tn)	516 kN (52.6 tn)
Fl (longitudinal)	40 kN (4.1 tn)	80 kN (8.2 tn)	173 kN (17.6 tn)
Fv (vertical)	20 kN (2.04 tn)	80kN (8.2 tn)	222 kN (22.63 tn)
Lt y Ll (metros)	1.22 m	1.07 m	2.44 m
Lv (metros)	5.50 m	5.50 m	12.20 m
He (mínimo) (metros)	0.51 m	0.81 m	1.02 m
Altura mínima de pasamano	0.51 m	0.81 m	1.02 m

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

2.5.3 COMBINACIONES DE CARGAS PARA PUENTES

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i \dots \text{(Ec.-53)}$$

Donde:

- n : Modificador de carga.
- q_i : Efectos de fuerza.
- γ_i : Factores de carga especificados en los Tablas 2.22 y 2.23.

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

Los componentes y las conexiones de un puente satisfacen la Ecuación 53 por las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

- **Resistencia I:** Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- **Resistencia II:** Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evacuación, sin considerar el viento.
- **Resistencia III:** Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- **Resistencia IV:** Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.



- **Resistencia V:** Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- **Evento Extremo I:** Combinación de carga incluyendo sismo.
- **Evento Extremo II:** Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- **Servicio I:** Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin autorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas empotradas, placas de revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.
- **Servicio II:** Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de la estructura de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.
- **Servicio III:** Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- **Fatiga:** Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomadas como los especificados en el *Tabla 2.22* y los factores de carga para cargas permanentes serán tomados del *Tabla 2.23*. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos positivos y negativos.

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



Tabla 2.22 Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Combinación de Cargas	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
										DD	IM		
										DW	CE		
Estado Límite													
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TQ}	γ_{SE}				
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TQ}	γ_{SE}				
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TQ}	γ_{SE}				
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.50		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_{TQ}	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_{TQ}	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_{TQ}	γ_{SE}				
FATIGA -Solamente LL, IM y CE		0.75											

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

Tabla 2.23 Factores de carga para Cargas Permanentes, γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componente 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	0.90
- En reposo.	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra		
- Estabilidad global	1.35	N/A
- Estructuras de retención	1.35	1.00
- Estructuras rígidas empotradas	1.30	0.90
- Pórticos rígidos	1.35	0.90
- Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
- Alcantarillas metálicas.	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

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



Modificador de Carga (n):

Estados límite:

Las componentes y conexiones deberán satisfacer la Ecuación 54 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 54. Todos los estados límite serán considerados de igual importancia.

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots \text{(Ec. -54)}$$

Para el cual:

$$n = n_D, n_R, n_I > 0.95$$

Donde:

- γ_i : Factor de carga.
- ϕ : Factor de resistencia.
- 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.
- Q_i : Efectos de fuerza.
- R_n : Resistencia nominal.
- R_r : Resistencia factorizada: ϕR_n

La Ecuación 54 es la base del método LRFD.

El factor de resistencia $\phi = 1.0$ asignados a todos los estados límite menos al estado límite de resistencia.

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

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 : 1.00

Redundancia:

Valores de n_R para el Estado Límite de Resistencia:

- n_R : 1.05 para componentes y conexiones no dúctiles.
- n_R : 0.95 para componentes y conexiones dúctiles.

Valores de n_R para los demás Estados Límite:

- n_R : 1.00

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



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 tienen importancia operativa. Si un puente es considerado de importancia operativa, n_i será tomado como no menor de 1.05.

Considerando de importancia operativa:

$$n_i \geq 1.05$$

En otros casos n_i puede ser tomado como no menor de 0.95.

$$n_i \geq 0.95$$

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

Cargas y Notación:

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas Permanentes:

- DD : Fuerza de arrastre hacia abajo.
- DC : Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.
- DW : Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
- EH : Presión de tierra horizontal.
- ES : Carga superficial en el terreno.
- EV : Presión vertical del terreno.

- Cargas Transitorias:

- BR : Fuerza de frenado vehicular.
- CE : Fuerza centrífuga vehicular.
- CR : "creep" del concreto.
- CT : Fuerza de choque vehicular.
- CV : Fuerza de choque de barcos.
- EQ : sismo.
- FR : fricción.
- IC : Carga de hielo
- IM : Carga de Impacto.
- LL : Carga viva vehicular.
- LS : Carga viva superficial.
- PL : Carga viva de peatones.
- SE : Asentamiento.
- SH : Contracción.
- TG : Gradiente de temperatura.
- TU : Temperatura uniforme.
- WA : Carga de agua y presión del flujo.
- WL : Efecto de viento sobre la carga viva.
- WS : Efecto de viento sobre la estructura.

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

2.6 DISEÑO GEOMÉTRICO

2.6.1 DETERMINACIÓN DE LA LUZ DEL PUENTE

La luz del puente se determinará después de haber realizado el levantamiento topográfico y quedar bien definida la ubicación de los apoyos. Ubicando el puente en el tramo más corto del río.

(Pastor, L. 1982)

2.6.2 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DEL PUENTE

Para determinar la altura del puente, influye el estudio hidrológico y las condiciones topográficas de la zona de emplazamiento del puente, los parámetros más importantes a tomar en cuenta en el estudio hidrológico tenemos: tirante máximo, borde libre y profundidad de socavación.

(Pastor, L. 1982)

2.6.3 DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA CALZADA

Para definir el ancho de la sección transversal hay varios factores que deben tomarse en cuenta como son: el ancho de la vía de acceso y el vehículo de diseño adoptado.

Ancho de veredas

Las veredas deben servir para permitir el paso peatonal y se escogerá un ancho que permita un adecuado tránsito peatonal en el instante en que esté pasando algún vehículo por el puente.

En los bordes se colocarán barandas y serán de 1.10 m si es que existe vereda y no sardinel, caso contrario será de 70cm.

(Pastor, L. 1982)

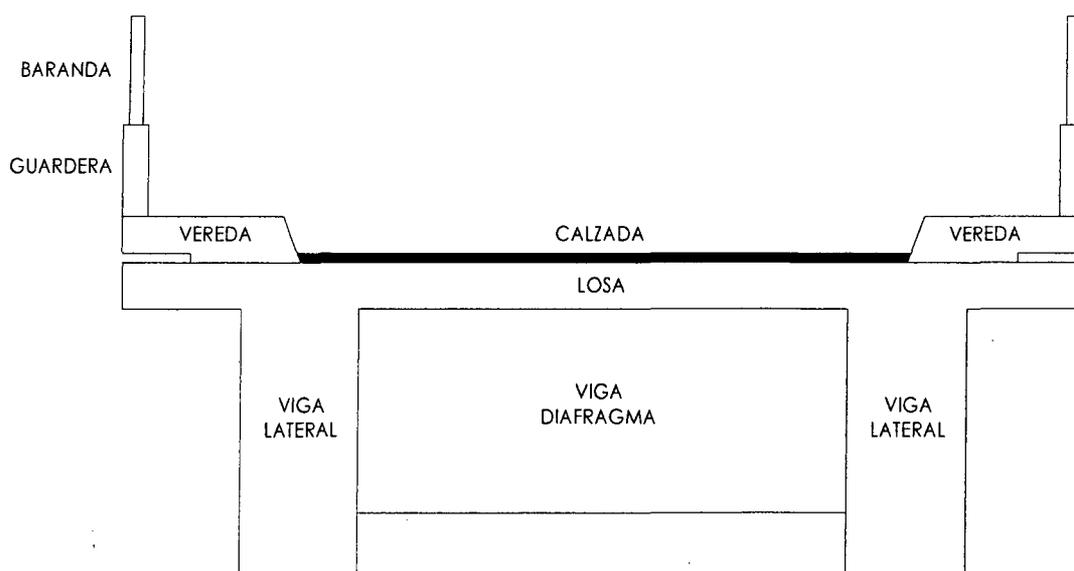


Figura 2.05 Detalle del puente



2.6.4 ESTUDIOS DE ACCESOS

Los pasos sobre cursos de agua a veces ocasionan que el nivel del puente resulte diferente al de la carretera de entrada y salida es por ello que es necesario realizar el estudio de los accesos al Puente para determinar el tramo de carretera que se tiene que habilitar para poder ingresar al puente.

Estos estudios comprenden:

Diseño geométrico:

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas, ancho de la calzada, en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

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

Trabajos Topográficos:

Levantamiento topográfico con curvas de nivel a 1.00 m y con secciones transversales cada 10 ó 20m.

Estacado del eje cada 10 en curva y cada 20 en tramo recto.

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

Documentación necesaria:

- Planos a curvas de nivel de ancho mínimo de 100 m a cada lado mostrando el alineamiento horizontal adoptado a cada lado.
- Perfil longitudinal de los accesos.
- Secciones transversales típicas en corte y relleno
- Cálculos justificatorios, dimensiones y especificaciones técnicas en pavimentos capas base, sub base, capa de rodadura.

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



2.7 SUPERESTRUCTURA

2.7.1 GENERALIDADES

La superestructura es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero. Las vigas longitudinales pueden tener diversas secciones transversales, así como las armaduras pueden ser de distintos tipos.

(Aranis, C. 2006)

La superestructura, es el sistema estructural compuesto por el tablero y la estructura portante principal.

El Tablero: Constituido por elementos estructurales que soportan en primera instancia las cargas de los vehículos para transmitir sus efectos a la estructura principal, está formado por: losa de concreto, enmaderado o piso metálico, las cuales descansan sobre las vigas principales.

Elementos Auxiliares

Además de las dos partes principales mencionadas existen elementos auxiliares que varían con la clase del puente:

- a) **Dispositivos de apoyo o conexiones:** Elementos de conexión entre la superestructura que son elementos que deben ser analizados y diseñados cuidadosamente, por cuanto su comportamiento es de suma importancia durante los sismos, cambios de temperatura. Por lo general sirven para soportar y anclar la estructura en la sub estructura, los cuales a su vez pueden ser fijos o móviles.
- b) **Diafragmas:** Son elementos que pueden considerarse como parte de la superestructura y no son sino vigas transversales que sirven para absorber momentos de torsión que se producen.

(Pastor, L. 1982)

Todas las fórmulas que a continuación se mencionan, corresponden a:

- Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - Norma E O. 60
- Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003

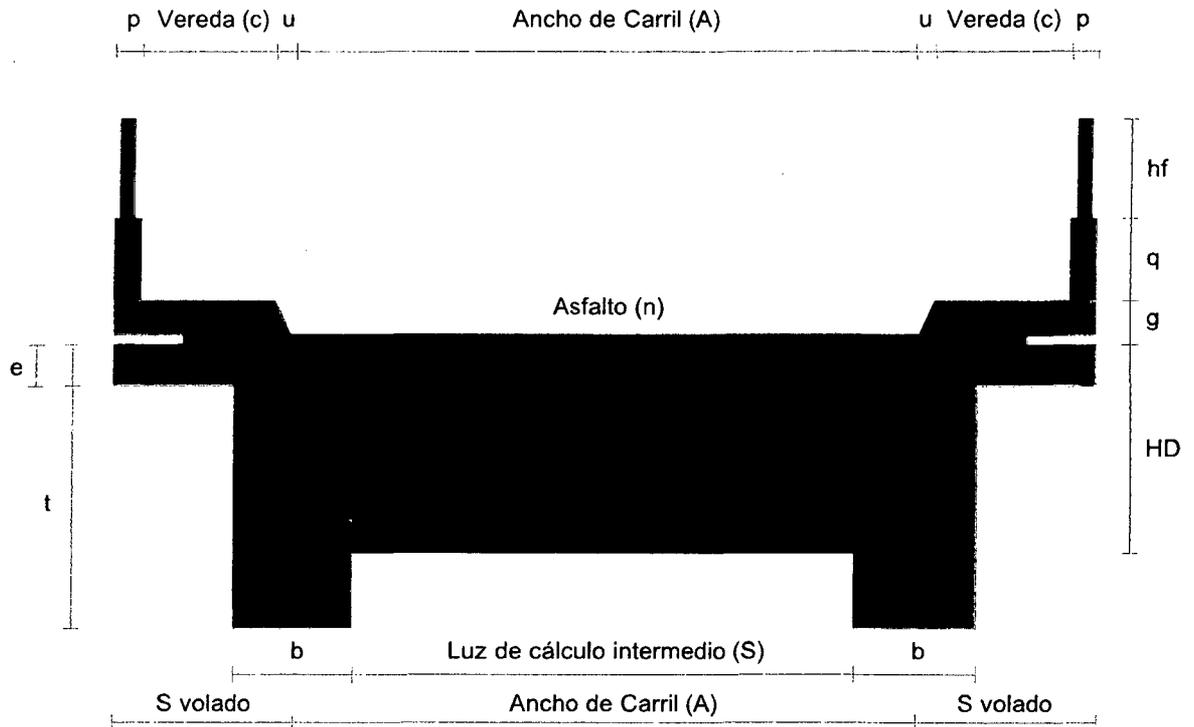


Figura 2.06 Esquema de la superestructura.

2.7.2 LOSA

A. PREDIMENSIONAMIENTO

Espesor de la losa: Según las normas para el diseño de puentes de una sola banda de circulación:

$$e = \frac{S}{15} \dots (Ec.-55)$$

$$e \geq 0.165 \text{ m} \dots (Ec.-56)$$

Peralte Mínimo para estructuras de peralte constante:

Para Tramos Simples:

$$e = \frac{1.2 (S + 3000)}{30} \dots (Ec.-57)$$

Para Tramo Continuo:

$$e = \frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm} \dots (Ec.-58)$$

Donde:

S : Luz libre entre las caras de las vigas.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)



B. DISEÑO DE LA LOSA

MOMENTOS FLECTORES

La carga muerta en la calzada:

En tramos intermedios:

$$(\pm)M_D = \frac{D_1 \times S^2}{10} \dots (Ec.-59)$$

Por sobrecarga vehicular en la calzada:

- Para acero transversal al tráfico

$$(\pm)M_L = C.l.p.D^{0.25}[42.3 \times \ln(0,039.S) - 74] \dots (Ec.-60)$$

Donde:

S : Luz a salvar (mm), $500 \text{ mm} < S < 10\,000 \text{ mm}$

C : Factor de continuidad, 1.0 para simplemente apoyados y 0.8 para tramos continuos.

l : Longitud de llanta (mm), en la dirección del tráfico.

P : Presión de llanta tomada como 0.86 MPa.

D : D_x / D_y

D_x : Rigidez flexional en la dirección de las barras principales ($N.mm^2/mm$).

D_y : Rigidez flexional perpendicular a las barras principales ($N.mm^2/mm$).

Cuando no se disponga de ensayos, la relación de rigideces "D" puede ser tomado como:

- Para emparrillados totalmente llenos con al menos 38 mm de sobrellevado monolítico: 2.00
- Para los demás emparrillados totalmente llenos: 2.50
- Para emparrillados parcialmente llenos con al menos 38 mm de sobrellevado monolítico: 8.00
- Para los demás emparrillados parcialmente llenos: 10.00

(Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)

Determinación del ancho de franja para la carga viva

El ancho equivalente de las franjas longitudinales por carril para ambos corte y momentos con un carril, y 2 líneas de rueda, y cargadas debe ser determinado como:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 \times W_1} \dots (Ec.-61)$$

El ancho equivalente de las franjas longitudinales por carril para ambos corte y momento con más de un carril debe ser determinado como:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 \times W_1} \leq \frac{W}{N_L} \dots (Ec.-62)$$

Donde:

E : Ancho equivalente (mm).

L_1 : Longitud de la luz modificado tomado igual al más pequeño de la luz real o 18000 (mm).



W_1 : Ancho de borde a borde de puente será tomado igual al menor del ancho real ó 1800 mm para carriles múltiples cargados ó 9000 mm, para un solo carril cargado.

W : Ancho físico de borde a borde del puente (mm).

N_L : Número de carriles de diseño.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)

Área de contacto de las ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0.50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dado por la expresión:

$$l = 0.0228 \gamma P \dots (Ec. -63)$$

Donde:

l : Dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m).

γ : Factor de carga correspondiente a una rueda, es decir 72.5 KN (7.4 t) para el camión de diseño ó 55 KN (5.6 t) para el tándem, sin las modificaciones por número de vías cargadas, pero incluyendo los efectos dinámicos.

P : Carga correspondiente a una rueda, es decir 72.5 KN (7.4 t) para el camión de diseño ó 55 KN (5.6 t) para el tándem, sin las modificaciones por número de vías cargadas, pero incluyendo los efectos dinámicos.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)

Momento por impacto:

$$M_I = l \times M_L \dots (Ec. -64)$$

La carga muerta en los volados:

$$(+M_D = \frac{D_2 \times S^2}{2} + P_D \times S \dots (Ec. -65)$$

Por sobrecarga vehicular en los volados:

$$(-)M_L = \frac{L_2 \times S^2}{2} + P_L \times S \dots (Ec. -66)$$

Momento último en los volados:

$$M_U = 1.4 M_D + 1.7 M_L \dots (Ec. -67)$$

Verificación del espesor de la losa por servicio:

El espesor de la losa debe verificarse por cargas de servicio para asegurar un adecuado comportamiento.

$$d_{min} = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot K \cdot j \cdot b}} < d \dots (Ec. -68)$$



Donde:

Momento de servicio = $MD + ML + MI \dots$ (Ec. -69)

Cálculo del esfuerzo de servicio del concreto : $f_c = 0.45 f'_c$

Cálculo del esfuerzo de servicio del acero : $f_s = 0.50 f_y$

Módulo de elasticidad del concreto : $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (en MPa)

Módulo de elasticidad del acero : $E_s = 200000$ MPa

Relación de los módulos de elasticidad : $n = E_s/E_c$

$$K = n \cdot f_c / (n \cdot f_c + f_s)$$

$$j = 1 - k/3$$

DISEÑO DEL ACERO DE LA LOSA

Por Flexión (Método de Rotura):

Momento de diseño de la calzada

$$M_u = n(1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.75 M_{IM}) \dots$$
 (Ec. -70)

Donde:

n : Factor que relaciona a la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

DC : Peso propio de componentes estructurales y no estructurales.

LL : Carga viva vehicular.

IM : Incremento por carga vehicular dinámica o impacto.

Valores de "n":

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I > 0.95 \dots$$
 (Ec. -71)

Donde:

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.

a. 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 estado límite:

n_D : 1.00

b. Redundancia:

Valores de n_R para el estado límite de Resistencia:



n_R : 1.05 para miembros no redundantes.

n_R : 0.95 para miembros redundantes.

Valores de n_R para los demás estado límite:

n_R : 1.00

c. Importancia Operativa:

Considerando de importancia operativa:

$n_I \geq 1.05$

En otros casos:

$n_I \geq 0.95$

(Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)

Cálculo del acero positivo y negativo:

Por la fórmula exacta

Cálculo del índice del refuerzo (W):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f_c' \times b \times d^2}} \dots \text{(Ec.-72)}$$

Cálculo de la cuantía:

$$\rho = W \times f_c' / f_y \dots \text{(Ec.-73)}$$

$$A_s = \rho \times b \times d \dots \text{(Ec.-74)}$$

$$\text{Espaciamiento: } S = 100 \times A_v / A_s \dots \text{(Ec.-75)}$$

$$A_{s \min} = \rho \times b \times d \text{ (valor de } \rho \text{ en RNE – Norma E 0.60 – ítem 9.7.2)}$$

Verificación del acero mínimo: $A_s > A_{s \min}$ (si no cumple, usar $A_{s \min}$)

Por Corte:

Corte crítico en la cara del apoyo (cara de las vigas)

$$\text{Por carga Muerta: } VD = D \times S/2 \dots \text{(Ec.-76)}$$

Por Sobrecarga vehicular: P/E

$$\sum M_o = 0, VL = RA$$

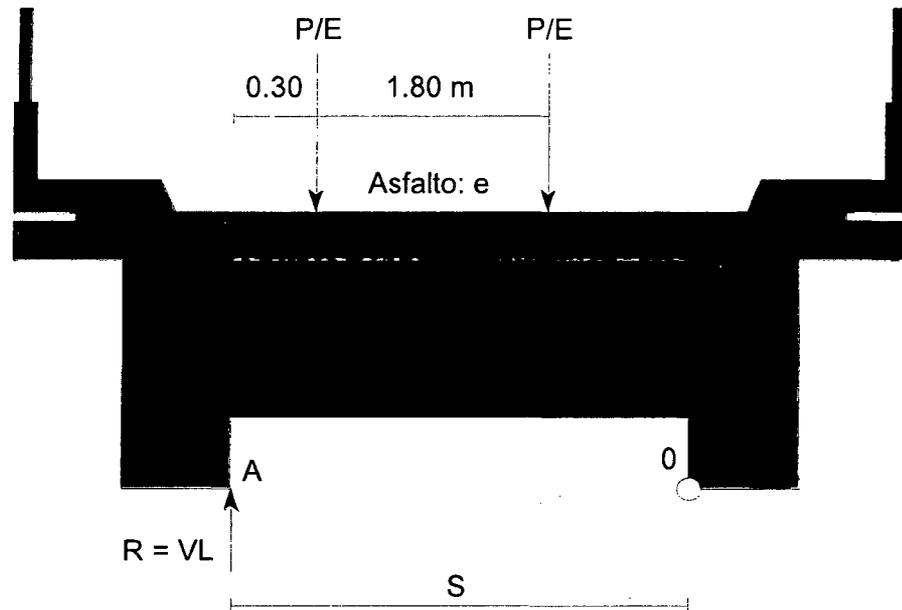


Figura 2.07 Cargas actuantes por sobrecarga vehicular.

Por Impacto: $VI = I \times VL \dots (Ec.-77)$

Corte factorizado

$$V_U = n(1.25 VD + 1.75 VL + 1.75 VI)$$

$$n_D = 1.05, \quad n_R = 1.05, \quad n_I = 1.05$$

$$n = n_D \times n_R \times n_I = 1.16$$

$$V_U = 1.16(1.25 VD + 1.75 VL + 1.75 VI)$$

$$V_U = 1.45 VD + 2.03 VL + 2.03 VI \dots (Ec.-78)$$

C. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NORMA E.060 CONCRETO ARMADO

8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

8.5.1 Para concretos de peso unitario "wc" comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (wc)^{1.15} 0.043 \sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)} \dots (Ec.-79)$$

8.5.2 Para concretos de peso unitario normal ($wc = 2300$ kg/m³), E_c puede tomarse como:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)} \dots (Ec.-80)$$

8.5.3 Pueden usarse otros valores de E_c que están suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

8.5.4 En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{E_c}{2.3} \dots (Ec.-81)$$

9.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

9.7.2 La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura o área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

- | | |
|-----------------------------------------------------------|--------|
| - Barras lisas | 0.0025 |
| - Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa | 0.0020 |
| - Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) | 0.0018 |

De intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa.

9.7.3 El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin excederse de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin excederse de 400 mm.

11.8.3 VIGAS DE GRAN PERALTE

11.8.5 la contribución de concreto V_c debe evaluarse según:

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad \dots \text{(Ec. -82)}$$

(R.N.E., Norma E.060 Concreto Armado – 2009)

2.7.3 VIGAS TRANSVERSALES (Vigas Diafragma)

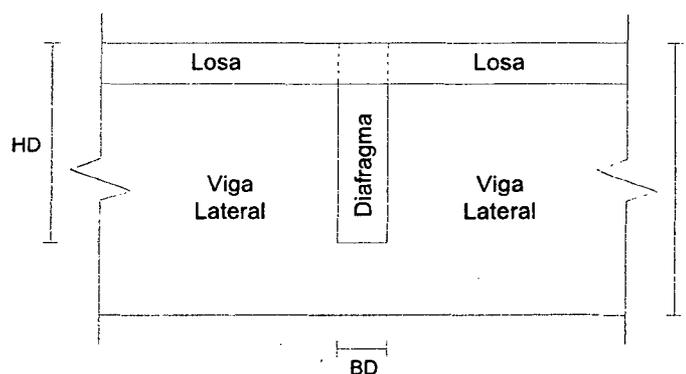


Figura 2.08 Esquema de Viga diafragma

Los diafragmas son vigas transversales que se colocan en toda la longitud del puente sustentada por vigas, estos diafragmas cumplen funciones principales:

- Sirven de arrioste para las vigas principales.
- Absorben los momentos de torsión que se presentan en las vigas principales, por efecto de las aplicaciones no simétricas de las cargas.



Las vigas transversales se deben diseñar teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Espaciamiento entre diafragmas está limitado por las siguientes relaciones:
 $L = 25 b$ (de vigas) ó $L = S$ (espaciamiento entre los ejes de vigas).
- Sección del diafragma. El ancho del diafragma puede variar entre 20 – 30 cm a más y el peralte debe ser menor o igual al de la viga principal, ellos con la finalidad de evitar problemas en los apoyos extremos.

DISEÑO DE LAS VIGAS DIAFRAGMA

Momento de diseño en el diafragma:

$$M_{df} = 0.70 \times M_u \times d + \frac{w \times S^2}{10} \dots (Ec. -83)$$

Donde:

- M_u : Momento último en la losa.
- ad : Separación entre diafragmas: $ad = (L_t - BD)/(ND - 1) \dots (Ec. - 84)$
- L_t : Longitud total.
- BD : Ancho del diafragma
- ND : Número de diafragmas
- W : Peso del diafragma /m
- S : Luz libre entre vigas.

Diseño del acero principal

Por la fórmula exacta

Cálculo del índice del refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f_c \times b \times d^2}} \dots (Ec. -85)$$

Cálculo de la cuantía:

$$\rho = w \times f_c / f_y \dots (Ec. -86)$$

$$A_s = \rho \times b \times d \dots (Ec. -87)$$

Verificación del acero mínimo: $A_s > A_{s \text{ mín}}$ (si no cumple, usar $A_{s \text{ mín}}$)

Acero lateral por flambeo

Cuando el peralte de la viga es mayor a 60 cm, se diseñará el acero lateral.

$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \times b \times d \dots (Ec. -88)$$

Cortante del diseño en el diafragma:

$$V_u = \frac{0.70 M_u \times ad}{S} + \frac{W \times S}{2} \dots (Ec. -89)$$

2.7.4 VIGAS LATERALES (VIGAS LONGITUDINALES)

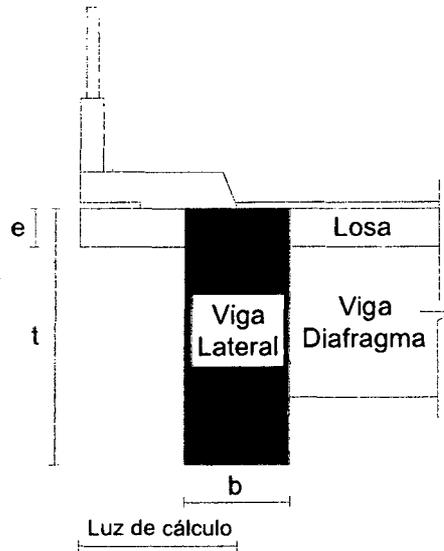


Figura 2.09 Esquema de viga lateral

A. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho mínimo de la base:

$$b = 0.015 \times L \times \sqrt{S'} \quad \dots \text{ (Ec. -90)}$$

Donde: $S' = A / (N^\circ \text{ de vigas} - 1)$ y L es la luz libre del puente

Peralte mínimo para estructuras de peralte constante:

Para calcular el peralte mínimo de la viga, se utilizará la siguiente ecuación:

$$t = \frac{L}{12} \quad \dots \text{ (Ec. -91)}$$

Donde: L es la luz libre del puente

DISEÑO DE LAS VIGAS LATERALES

B. COEFICIENTE DE INCIDENCIA SOBRECARGA VEHICULAR (λ)

Para determinar el coeficiente de incidencia vehicular, según *Tabla 2.24* Distribución de carga viva por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores. Para tablero de concreto sobre vigas de concreto, Usar regla de la palanca, entonces utilizamos la siguiente expresión:

$$R = \lambda \times P \quad \dots \text{ (Ec. -92)}$$



Tabla 2.24 Distribución de carga viva por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores

Tipos de Superestructura	Aplicables a secciones transversales	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de acero o madera.	Vigas de acero Vigas de madera	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre vigas de madera.	Vigas de madera	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, parcialmente o totalmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T y doble T.	Vigas de acero Vigas Tee de concreto. Secciones bulbo Tee. Secciones doble T.	Regla de la palanca	G = e interior e = 0.77 + de/2800	-300 <= de <= 1700
Vigas cajón multi-celdas de concreto, secciones cajón.	Cajones multiceldas de concreto colocados en sitio.	$g = We / 4300$	$g = We / 4300$	$We <= S$

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

Cargas sobre la viga:

Eje anterior : $\lambda \times P \dots (Ec. - 93)$

Eje posterior : $\lambda \times P \dots (Ec. - 94)$

Donde : P es el peso de la malla del tren de cargas.

C. CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES

- Por carga muerta

$$(+M_D = \frac{W_D \cdot L^2}{8} \dots (Ec. - 95)$$

- Por sobrecarga veredas

$$(+M_L = \frac{W_L \cdot L^2}{8} \dots (Ec. - 96)$$

- Por sobrecarga vehicular

Se calcula en función del tren de cargas, con sobrecarga distribuida, con eje tándem.

Modificación por número de vías cargadas o presencia de múltiples sobrecargas.

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de números de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en el siguiente Tabla:



Tabla 2.25 Presencia de múltiples sobrecargas.

Número de vías cargadas	Factor de presencia múltiple "M"
1	1.2
2	1
3	0.85
4 o más	0.65

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

D. COEFICIENTE DE IMPACTO

Las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en el *Tabla 2.26* para tener en cuenta la amplificación de impacto.

Tabla 2.26 Incremento de la Carga Viva por efectos dinámicos

Incremento de la carga Viva por Efectos Dinámicos	
<i>Componentes</i>	<i>Porcentajes</i>
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	15%
- Estados límite de fatiga y fractura	15%
- Otros estados límite	33%

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

Momento por Impacto:

$$M_I = CI \times M_L \quad \dots \text{ (Ec. -97)}$$

Donde:

- CI : Coeficiente de impacto
- ML : Momento por carga viva.

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

E. CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE

- Por carga muerta

$$V_D = \frac{W_D \cdot L}{2} \quad \dots \text{ (Ec. -98)}$$

- Por sobrecarga en veredas

$$V_L = \frac{W_L \cdot L}{2} \quad \dots \text{ (Ec. -99)}$$

- Por sobrecarga vehicular
Con el tren de cargas, sobrecarga equivalente, con eje tándem.



**F. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
 POR FLEXIÓN**

Momento Actuante:

Con las combinaciones y factores de carga, el momento último será:

$$M_u = n(1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.75 M_{IM})$$

$$M_u = 1.05 (1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.75 M_{IM})$$

$$M_u = 1.45 M_{DC} + 2.03 M_{LL} + 1.7 M_{IM} \dots (Ec. -100)$$

Momento resistente de la sección del concreto (Ver Ítem 2.7.5.4)

G. CÁLCULO DEL ACERO

POR FLEXIÓN

CÁLCULO DEL ACERO POSITIVO

Por la fórmula exacta

Cálculo del índice de refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f_c \times b \times d^2}} \dots (Ec. -101)$$

Cálculo de la cuantía: $\rho = w \times f_c / f_y \dots (Ec. -102)$

$$A_s = \rho \times b \times d \dots (103)$$

$$A_{s \min} = 0.0018 \times b \times d \text{ (RNE – Norma E0.60 – Ítem 9.7.2)}$$

Verificación del acero : $A_s > A_{s \min}$ (si no cumple, usar $A_{s \min}$)

CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO

Cálculo del acero mínimo (RNE – Norma E0.60 – ítem 10.5.2)

Cálculo de la cuantía : $\rho \min = 0.22 \times \sqrt{f_c} / f_y$

$$\text{Área} : A_{s \min} = \rho \min \times b w \times d$$

CÁLCULO DEL ACERO LATERAL (Por Flambeo). (Ver RNE – Norma E 0.60 – Ítem 9.9.6)

Cuando el peralte de la viga es mayor a 2" (0.61 m) es necesario diseñar acero lateral, utilizando la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \times b \times d \dots (Ec. -104)$$

Donde:

b : Ancho de la viga

d : Peralte de la viga

POR CORTE:

Corte Factorizado

$$V_U = n(1.25 V_D + 1.75 V_L + 1.75 V_I)$$

$$n_D = 1.05, \quad n_R = 1.05, \quad n_I = 1.05$$

$$n = n_D \times n_R \times n_I = 1.16$$

$$V_U = 1.16(1.25 V_D + 1.75 V_L + 1.75 V_I)$$

$$V_U = 1.45 V_D + 2.03 V_L + 2.03 V_I \dots (Ec. -105)$$

H. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

POR CORTE: Ver RNE – Norma E 0.60 – Ítem 11.5.7.9

$$\phi V_s = V_U - \phi V_c \dots (Ec. - 106)$$

I. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NORMA E.060 CONCRETO ARMADO

9.9.0 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN

ACERO LATERAL (POR FLAMBEO)

9.9.6 Si el peralte "h" de una viga o nevadura excede de 900 mm, se deberá colocar una armadura (superficial) longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma, en una distancia de 0.50 h cercana de la armadura principal de tracción por flexión. El espaciamiento de la armadura superficial no excederá del menor de los siguientes valores:

$$s \leq 300 \text{ mm} \dots (Ec. - 107)$$

$$s \leq 380 (250/f_s) - 2.5 Cc \dots (Ec. - 108)$$

$$s \leq 300 (250/f_s) \dots (Ec. - 109)$$

Donde Cc es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de pre esfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento y fs es el esfuerzo en el acero principal de flexión calculado con la Ecuación 110.

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 \times d \times A_s)} \dots (Ec. - 110)$$

El esfuerzo superficial se puede incluir en el cálculo de la resistencia a flexión de únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar esfuerzos de las barras o alambres individuales.

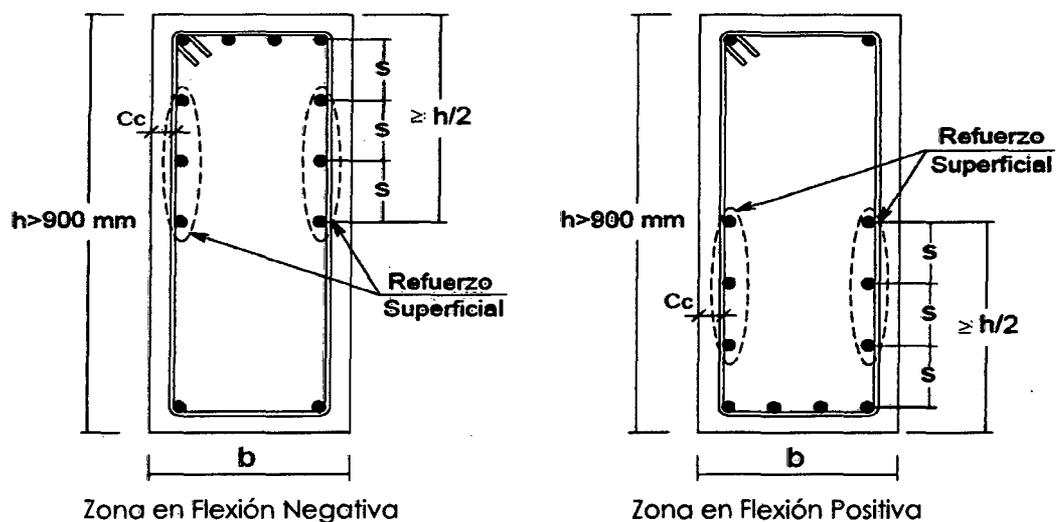


Figura 2.10 Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 900 mm.



10.5.0 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{s \min} = \frac{0.22 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \times d \quad \dots \text{ (Ec. -111)}$$

Donde:

- $A_{s \min}$: Área mínima de refuerzo de flexión.
- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
- f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
- b_w : Ancho del alma
- d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

11.5.7.0 DISEÑO DEL REFUERZO PARA CORTANTE

11.5.7.9 En ningún caso se debe considerar V_s mayor que:

$$V_s < 0.66 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad \dots \text{ (Ec. -112)}$$

11.5.6.0 REFUERZO MÍNIMO DEL CORTANTE

11.5.6.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_v \min$ en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (pre esforzado y no pre esforzado) donde V_u exceda de $0.50 \phi V_c$, excepto en:

- a. Losas y zapatas.
- b. Losas nervadas y aligeradas de concreto con viguetas.
- c. Vigas con un puente "h" menor o igual que el mayor de los siguientes valores 250 mm, 2.5 veces el espesor del ala y 0.50 veces el ancho del alma.

11.5.6.2 Cuando se requiere refuerzo de cortante o por análisis y cuando permita que la torsión sea despreciada, $A_v \min$. para elementos preesforzados y no preesforzados se debe calcular mediante:

$$A_{v \min} = 0.062 \sqrt{f'_c} \times \frac{b_w \cdot S}{f_y t} \quad \dots \text{ (Ec. -113)}$$

Pero no debe ser menor que $0.35 b_w \cdot S / f_y t$

11.8.0 VIGAS DE GRAN PERALTE

11.8.5 La contribución del concreto V_c debe evaluarse según:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad \dots \text{ (Ec. -114)}$$



J. DEFLEXIONES

CONTRAFLECHA

Contraflecha en el centro de la luz.

$$\text{Contraflecha} = \Delta \text{Evacuación de aguas} + \Delta \text{Máx.} \dots (\text{Ec.}-115)$$

Donde:

$\Delta \text{Máx.}$: Deformación máxima

$$\Delta \text{Máx} = \Delta (cp) + \Delta (s/c) \dots (\text{Ec.}-115)$$

$\Delta (cp)$: Deformación por carga permanente.

$$\Delta (cp) = \Delta i(cp) + \Delta Id (cp)$$

$\Delta i (cp)$: Deformación instantánea por carga permanente.

$\Delta Id (cp)$: Deformación. Adicional de larga duración por carga permanente.

$\Delta (s/c)$: Deformación por sobrecarga.

$\Delta \text{Evac. aguas}$: Deformación por evacuación de aguas.

a. Por evacuación de aguas:

$$\Delta \text{ evacuación aguas} = S \times \frac{L}{2} \dots (\text{Ec.}-117)$$

S : Pendiente para que discurren las aguas.

b. Deformación Instantánea para carga permanente

$$\Delta i (cp) = \frac{5 \times Wd \times L^4}{384 \times E_c \times I_e} \dots (\text{Ec.}-118)$$

Donde:

Wd : Peso por carga muerta y asfalto.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_e : Momento de inercia efectivo para elementos fisurados.

- Momento de Inercia de la sección de la viga (I_g)

Según Norma E.060, Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$I_g = \frac{b \times t^3}{12} \dots (\text{Ec.}-119)$$

- Momento de agrietamiento (M_{ag})

Según Norma E.060, Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$M_{ag} = \frac{2 \sqrt{f'_c} \times I_g}{t/2} \dots (\text{Ec.}-120)$$

Donde:

$t/2$: Eje neutro

- Momento máximo actuante

$$M_a = M_{DC} + M_{LL} + M_{IM} \dots (\text{Ec.}-121)$$



- Momento de inercia en la sección agrietada

$$n = E_s/E_c \quad \dots \quad (Ec.-122)$$

$$r = n \cdot A_s + (2n - 1) \cdot A'_s \quad \dots \quad (Ec.-123)$$

$$p = n \cdot A_s \cdot d + (2n - 1) \cdot A'_s \cdot d' \quad \dots \quad (Ec.-124)$$

$$c = \frac{r}{b} \times \left(\sqrt{\frac{2 \times p \times b}{r^2} + 1} - 1 \right) \quad \dots \quad (Ec.-125)$$

$$I_{cr} = \frac{b \times c^3}{3} + n \cdot A_s(d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A'_s(c - d')^2 \quad \dots \quad (Ec.-126)$$

- Momento de Inercia Efectivo

Según A.C.I.:

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \quad \dots \quad (Ec.-127)$$

$$I_{cr} < I_e < I_g$$

Donde:

I_e : Momento de inercia efectivo.

I_{cr} : Momento de inercia de la sección agrietada o fisurada.

c. Deformación de larga Duración por carga permanente

Según Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060.

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \rho'} \quad \dots \quad (Ec.-128)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \times d} \quad \dots \quad (Ec.-129)$$

$$\varepsilon = 2 \quad (\text{para un periodo de más de 5 años})$$

d. Deformación adicional por carga permanente

$$\Delta d_{(cp)} = \Delta i_{(cp)} \times \lambda \quad \dots \quad (Ec.-130)$$

e. Deformación total por carga permanente

$$\Delta_{(cp)} = \Delta i_{(cp)} + \Delta d_{(cp)} \quad \dots \quad (Ec.-131)$$

f. Deformación Instantánea por sobrecarga vehicular (HL-93)

Para calcular esta deformación ubicamos el vehículo en la posición donde se produzca el máximo momento en el centro de la luz.

g. Deformación Máxima

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \Delta_{carga\ permanente} + \Delta_s/c\ vehicular \quad \dots \quad (Ec.-132)$$

h. Contraflecha total

$$\text{Contraflecha} = \Delta_{evac.\ aguas} + \Delta_{m\acute{a}x} \quad \dots \quad (Ec.-133)$$

K. DEFLEXIONES PERMITIDAS

En ausencia de otros criterios, los siguientes límites de deflexión pueden ser considerados para construcciones en concreto, acero y aluminio:



- Carga vehicular, en general: $L/800$
- Cargas vehiculares y/o peatonales: $L/100$
- Cargas vehiculares sobre estructura en voladizo: $L/300$
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre estructura en voladizo: $L/375$

(Manual de Diseño de Puentes MTC – Perú – 2003)

VERIFICACIONES:

L. VERIFICACIÓN POR SERVICIO:

El espesor de la losa debe verificarse por cargas de servicio para asegurar un adecuado comportamiento.

Debe cumplirse que:

$$d' = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot K \cdot j \cdot b}} < d \quad \dots \text{ (Ec. -134)}$$

Donde:

$$\text{Momento de servicio} = M_D + M_L + M_I \quad \dots \text{ (EC. - 135)}$$

$$\text{Cálculo del esfuerzo de servicio del concreto} : f_c = 0.45 f'_c$$

$$\text{Cálculo del esfuerzo de servicio del acero} : f_s = 0.50 f'_c$$

$$\text{Módulo de elasticidad del concreto} : E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del acero} : E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Relación de los módulos de elasticidad} : n = E_s/E_c$$

$$K = n \cdot f_c / (n \cdot f_c + f_s)$$

$$j = 1 - k/3$$

M. VERIFICACIÓN POR AGRIETAMIENTO

Según reglamento Nacional de Edificaciones.

Para verificar por agrietamiento, tenemos:

$$f_s \text{ máx act.} < f_s \text{ máx adm.} \quad \dots \text{ (Ec. -136)}$$

$$f_s \text{ máx act.} = 0.60 f_y \quad \dots \text{ (Ec. -137)}$$

$$f_s \text{ máx} = \frac{Z}{\sqrt[3]{dc \times A}} \quad \dots \text{ (Ec. -138)}$$

$$A = \frac{2 \cdot X_c \cdot b}{N^\circ \text{ de varillas}} \quad \dots \text{ (Ec. -139)}$$

Donde:

dc : Distancia de la primera cara de esfuerzo a la fibra en tracción.

A : Área de concreto que tiene el mismo centroide que el refuerzo principal de tracción dividido por número de varillas.

Z : Se determina de acuerdo a las condiciones de exposición a la intemperie.

$$Z = 30000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (condiciones moderadas en exposición)}$$



$Z = 23000 \text{ kg/cm}^2$ (condiciones severas de exposición)

X_c : Centroide de la zona en tracción.

N. VERIFICACIÓN POR FATIGA

Debe verificarse que: $f_s \text{ act.} < f_s \text{ adm.}$

Donde:

$$f_s \text{ adm.} = 1470 - 0.33 \times f_s \text{ mín} + 551.2 \times \left(\frac{r}{h}\right) \dots (\text{Ec. -140})$$

$$f_s \text{ act.} = f_s \text{ máx} - f_s \text{ mín} \dots (\text{Ec. -141})$$

$$f_s \text{ máx} = \frac{Ml}{A_s \cdot j \cdot d} \dots (\text{Ec. -142})$$

$$f_s \text{ mín} = \frac{MD}{A_s \cdot j \cdot d} \dots (\text{Ec. -143})$$

$r/h = 0.30$ (Según Manual de Diseño de Puentes MTC – Perú – 2003)

O. VERIFICACIÓN DE VIBRACIONES

Debe verificarse que: $f_v > 6$ ciclos/seg.

$$f_v = \frac{\pi}{2 \times L^2} \sqrt{\frac{E \times I}{M}} \dots (\text{Ec. -144})$$

Donde:

$$E = 2 \times 10^6 \text{ tn/m}^2$$

L = Longitud de diseño del puente

g = Aceleración de la gravedad

H = Peralte de la viga lateral

Wd = Peso del puente

$$M = Wd \times L/g$$

$$I = L \times H^3/12$$

P. PARA NO VERIFICAR DEFLEXIONES

Condición a cumplirse: $\rho < \rho_{\text{máx}}$

Cuantía Máxima.

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0.18 f_c}{f_y} \dots (\text{Ec. -145})$$

Cuantía de la viga.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \dots (\text{Ec. -146})$$

Q. VERIFICACIÓN DEL EJE NEUTRO

Condición a cumplirse: $a < e$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times S} \dots (Ec.-147)$$

2.7.5 OTROS

2.7.5.1 BARANDAS

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

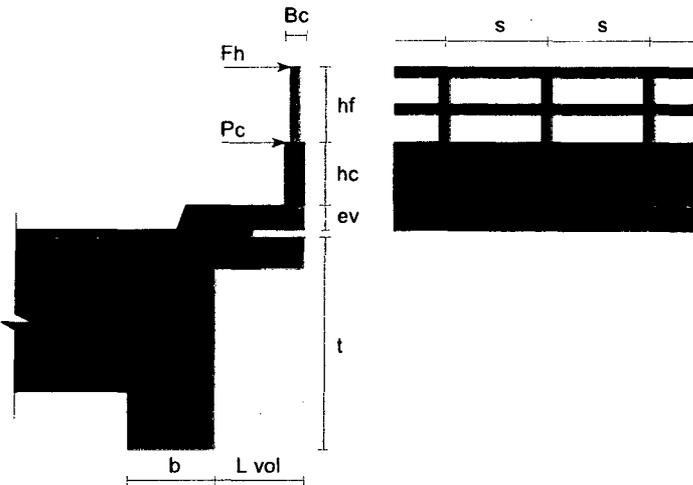


Figura 2.11 Esquema de baranda

1. DISEÑO DE ELEMENTOS DE TUBO GALVANIZADO

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

Cargas de diseño

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

Características de la tubería:

Tabla 2.27 Características de la tubería

		POSTE	PASAMANO
D Int. (pulg)	(Di)	3.00	3.00
Espesor (mm)	(et)	2.50	2.50
Peso (kg/m)	(Pu)	4.00	4.00
Esf. Corte (kg/cm ²)	(T)	60.00	60.00
Esf. Flexión (kg/cm ²)	(F)	800.00	800.00
Espaciamiento (m)	(s)	0.80	0.30

(Alarcón, W. 2010)

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



A. VERIFICACIÓN DE POSTE

a. Verificación del Momento

Momento Actuante: $M_a = Fh \times hf \cdot s \dots (Ec.-148)$

Cálculo del Momento Resistente

$$M_r = F \times I/Y \dots (Ec.-149)$$

Donde:

I : Momento de inercia:

$$I = \frac{\pi}{64} [(D_i + 2 \cdot et)^4 - D_i^4] \dots (Ec.-150)$$

F : Esfuerzo admisible a flexión

Y : Centroide: $(D_i + 2 \cdot et)/2 \dots (Ec.-151)$

Verificación: $M_r > M_a$

b. Verificación del Cortante

Cortante Actuante: $V_a = Fh \times s \dots (Ec.-152)$

Cálculo del Cortante Resistente

$$V_r = T \times A/2 \dots (Ec.-153)$$

Donde:

A : Área de la sección

$$A = \frac{\pi}{4} (D_i + 2 \cdot et)^2 - D_i^2$$

T : Esfuerzo a corte

Verificación: $V_r > V_a$

B. VERIFICACIÓN DE PASAMANO

a. Verificación del Momento

Momento Actuante: $M_a = Fh \times S^2/10 \dots (Ec.-154)$

Cálculo del Momento Resistente

$$M_r = F \times I/Y \dots (Ec.-155)$$

Donde:

I : Momento de inercia:

$$I = \frac{\pi}{64} [(D_i + 2 \cdot et)^4 - D_i^4] \dots (Ec.-156)$$

F : Esfuerzo admisible a flexión

Y : Centroide: $(D_i + 2 \cdot et)/2 \dots (Ec.-157)$

Verificación: $M_r > M_a$



b. Verificación del Cortante

Cortante Actuante

$$V_a = Fh \times S/2 \quad \dots \text{ (Ec. -158)}$$

Cálculo del Cortante Resistente

$$V_r = T \times A/2 \quad \dots \text{ (Ec. -159)}$$

Donde:

A : Área de la sección

$$A = \frac{\pi}{4} (D_i + 2 \cdot et)^2 - D_i^2 \quad \dots \text{ (Ec. -160)}$$

T : Esfuerzo a corte:

Verificación: $V_r > V_a$

2. DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

a. Acero por Flexión

Momento Actuante : $M_U = P_c \times h_c \quad \dots \text{ (Ec. -161)}$

Peralte Efectivo :

$$d = B_c - (D_v/2 + r) \quad \dots \text{ (Ec. -162)}$$

Cálculo de w:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u \times 10^5}{\phi \times f_c' \times b \times d^2}} \quad \dots \text{ (ec. -163)}$$

Cuantía del acero requerido: $p = w \cdot f_c' / f_y \quad \dots \text{ (Ec. -164)}$

Área del acero requerido: $A_s = p \cdot b \cdot d \quad \dots \text{ (Ec. -165)}$

Área del acero mínimo: $A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. -166)}$

Espaciamiento : $S_p = 100 \cdot A_v / A_s \quad \dots \text{ (Ec. -167)}$

Verificación del espaciamento: $S_p < 3 \times B_c \quad \dots \text{ (Ec. -168)}$

b. Acero por Corte

Cortante Actuante : $V = P_c \quad \dots \text{ (Ec. -169)}$

Cortante Resistente : $V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f_c'} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. -170)}$

Verificación por Corte: $V_c > V$

c. Acero por Temperatura en baranda

Área de acero requerida : $A_{st} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. -171)}$

Espaciamiento : $S_p = 100 \times A_v / A_{st} \quad \dots \text{ (Ec. -172)}$

Verificación del espaciamento: $S_p < 3 \times B_c \quad \dots \text{ (Ec. -173)}$

2.7.5.2 DISEÑO DE VEREDAS

La vereda es un elemento auxiliar que permite el tránsito peatonal y depende de la zona donde se construirá el puente. En zonas urbanas se recomienda un ancho de 1.20 m con un desnivel mínimo de 0.25 m, y para zonas rurales un ancho mínimo de 0.45 m y una altura de 0.20 m.

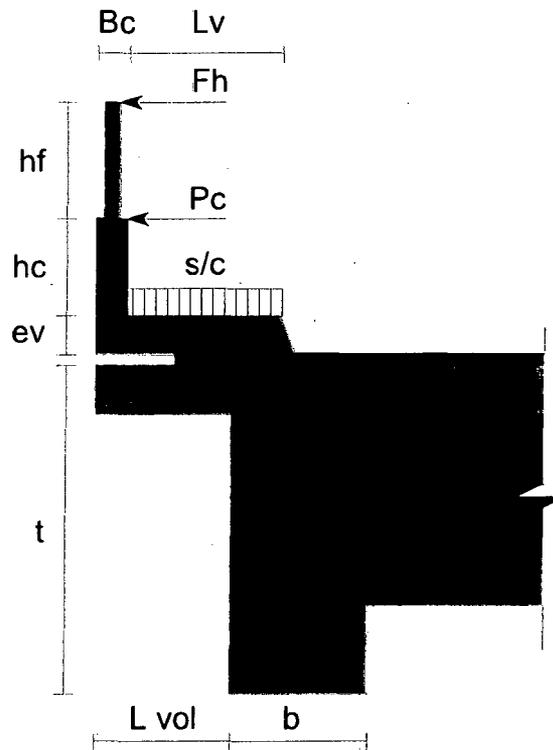


Figura 2.12 Esquema de vereda

A. MOMENTO POR PESO PROPIO

Baranda (Parte concreto) : $F1 = h_c \times B_c \times \gamma \dots (Ec.-174)$

Baranda poste : $F2 = (hf + anclaje) \cdot P_U/s \dots (Ec.-175)$

Baranda pasamano : $F3 = 2 \times P_U \dots (Ec.-176)$

Vereda : $F4 = ev \times (L vol) \times \gamma \dots (Ec.-177)$

$$MD = (brazo 1 \times F1) + (b2 \times F2) + (b3 \times F3) + (b4 \times F4) \dots (Ec.-178)$$

B. MOMENTO POR SOBRECARGA

$$ML = (L vol - B_c) \times (s/c) \dots (Ec.-179)$$

C. CÁLCULO POR FLEXIÓN EN VEREDA

Momento último: $M_U = 1.16(1.25MD + 1.75ML) \dots (Ec.-180)$



Momento actuante en baranda: $M_U = P_c \times h_c \dots (Ec.-181)$

Tomar el momento mayor.

Peralte efectivo: $d = ev - (D_v/2 + r) \dots (Ec.-182)$

Cálculo de w :

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u \times 10^5}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} \dots (Ec.-183)$$

Cuantía de acero requerida: $p = w \cdot f'_c / f_y \dots (Ec.-184)$

Área del acero requerida: $A_s = p \cdot b \cdot d \dots (Ec.-185)$

Área del acero mínimo: $A_{s\ min} = 0.0018 \times b \times ev \dots (Ec.-186)$

Tomar el mayor.

Espaciamiento : $S_p = 100 \cdot A_v / A_s \dots (Ec.-187)$

Verificación del espaciamento: $S_p < 45\ cm$

D. ACERO DE TEMPERATURA EN VEREDA

Área de acero requerida: $A_{st} = 0.0018 \times b \times ev \dots (Ec.-188)$

Espaciamiento : $S_p = 100 \cdot A_v / A_{st} \dots (Ec.-189)$

Verificación del espaciamento: $S_p < 45\ cm$

2.7.5.3 ECUACIONES UTILIZADAS PARA EL DISEÑO EN CONCRETO POR FLEXIÓN

Momento resistente de la sección del concreto:

$$\phi M_c > M_U \dots (Ec.-190)$$

$$\phi M_c = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2 \dots (Ec.-191)$$

Donde:

M_U : Es la resistencia requerida por deflexión en la sección analizada.

M_c : Es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

b : Ancho de la viga.

d : Peralte de la viga.

(R.N.E., Norma E.060 Concreto Armado – 2009)

2.7.5.4 ECUACIONES UTILIZADAS PARA EL DISEÑO EN CONCRETO POR CORTE

Contribución del concreto en la resistencia al corte:

La contribución del concreto V_c podrá evaluarse según:

$$V_U \leq \phi V_c \dots (Ec.-192)$$

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \dots (Ec.-193)$$



Donde:

V_u : Es la resistencia requerida por el corte en la sección analizada.

V_c : Es la resistencia nominal al corte de la sección.

(Reglamento Nacional de Edificaciones – 2003)

2.7.5.5 LONGITUD DE ANCLAJE Y EMPALMES

A. LONGITUD DE DESARROLLO (ANCLAJE):

Veredas:

$$L_d = \frac{0.06 \times A_v \times f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 30 \text{ cm} \quad \dots \text{ (Ec.-194)}$$

Losa y Vigas:

$$L_d = \frac{f_s \times db}{4\mu} \quad \dots \text{ (Ec.-195)}$$

$$\mu = \frac{2.3 \times \sqrt{f'_c}}{db} \quad \dots \text{ (Ec.-196)}$$

(R.N.E., Norma E.060 Concreto Armado – 2009)

B. EMPALMES:

La longitud de las varillas de acero es 9.00 m y la longitud total de las vigas es mayor, entonces será necesario empalmar a dichas varillas.

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

- Empalme por traslape Clase A 1.01 l_d
- Empalme por traslape Clase B 1.30 l_d

(Manual de Diseño de Puentes MTC – Perú – 2003)

2.8 APOYOS

2.8.1 GENERALIDADES

Los apoyos de los puentes pueden ser fijos o móviles como se requieren para el diseño del puente.

Los apoyos móviles pueden incluir guías para controlar la dirección de la traslación.

Los apoyos sometidos a fuerzas de "arranque" (levantamiento) netas se asegurarán con el uso de anclajes.

La magnitud y dirección de los movimientos y cargas usadas en el diseño del apoyo se definirán claramente en los planos.

(Aranis, C. 2006.)

2.8.2 APOYO MÓVIL

DISEÑO DEL APOYO MÓVIL DE SIMPLE RESBALAMIENTO

Este Tipo de apoyo o dispositivo consiste en dos planchas metálicas planas, una anclada en la superestructura y la otra en la subestructura, entre ambas planchas se coloca un material que reduzca la fricción al mínimo y que puede consistir en una placa de zinc o de cobre, un papel alquitranado o un mastic (material tipo Neopreno).

Pandeo y Espesor Mínimo

$$2u \leq E \leq A/5 \quad \dots \text{(Ec. - 197)}$$

Esfuerzo de Compresión:

$$\sigma_c = (VD + VL + Vs/c)/(A.B) \quad \dots \text{(Ec. - 198)}$$

Verificación de compresión:

$$\sigma_c \leq \sigma_m$$

Desplazamiento de la viga:

$$u = C^\circ \cdot Lt \cdot \Delta^\circ \quad \dots \text{(Ec. - 199)}$$

Deformación tangencial permisible:

$$u \leq 0.70 E$$

Coefficiente "K":

$$K1 = 0.804 + 1.422 (A/B) \quad \dots \text{(Ec. - 200)}$$

Deflexión Vertical:

$$et = K1 \times \frac{E^3}{A^2} \times \frac{\sigma_c - 3}{G} \quad \dots \text{(Ec. - 201)}$$

Verificación de deflexión vertical:

$$et \leq 15 \% \text{ de } E$$

(Alarcón, W. 2010)



2.8.3 APOYO FIJO

DISEÑO DEL APOYO FIJO

Reacción por carga muerta: VD

Coefficiente de aceleración sísmica (A)

Velocidad del viento (Vv)

Presión básica (P_B)

Presión del viento (P_v):

$$P_v = P_B \left(\frac{V_v}{100} \right)^2 \quad \dots \text{(Ec. -202)}$$

Área lateral de la superestructura (A_{st}).

La fuerza del viento en la superestructura será:

$$F_{vs} = P_v \cdot A_{st} \quad \dots \text{(Ec. - 203)}$$

La fuerza del viento sobre los vehículos será:

$$F_{vv} = 150 \cdot L \quad \dots \text{(Ec. - 204)}$$

La fuerza por sismo es:

$$F_s = VD \cdot A \quad \dots \text{(Ec. - 205)}$$

La por frenado es:

$$F_f = 0.25 (18 P) / N_b \quad \dots \text{(Ec. - 206)}$$

La fuerza en el Apoyo Fijo será:

$$FR = [(F_{vs} + F_{vv})^2 + (F_s)^2]^{1/2} \quad \dots \text{(Ec. - 207)}$$

CÁLCULO DEL ACERO

El diseño se hará por corte.

$$\text{Esfuerzo admisible por corte: } f_s = 0.4 f_y \quad \dots \text{(Ec. - 208)}$$

$$\text{Área de acero necesario: } A_s = FR / f_s \quad \dots \text{(Ec. - 209)}$$

$$\text{Número de varillas necesario: } N_v = A_s / A_v \quad \dots \text{(Ec. - 210)}$$

CÁLCULO DE DESARROLLO EN TRACCIÓN

$$\text{Longitud de desarrollo 1: } L_d = 0.06 A_v \cdot f_y / (f'c)^{1/2} \quad \dots \text{(Ec. - 211)}$$

$$\text{Longitud de desarrollo 2: } L_d = 0.006 D_v \cdot f_y \quad \dots \text{(Ec. - 212)}$$

$$\text{Longitud de desarrollo 3: } L_d = 30 \text{ cm} \quad \dots \text{(Ec. - 213)}$$

Escoger el mayor de los tres.

(Alarcón, W. 2010)



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 cimentación.

Tipo de elementos de apoyo:

- Estribos (apoyos extremos)
- Pilares (apoyos intermedios)

(Ramírez, L. 2009.)

Todas las fórmulas que a continuación se mencionan, corresponden a:

- Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - Norma E0.60
- Manual de Diseño de Puentes.
- Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado - Ing. César Aranís García Rossell.

2.9.2 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

A. SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRIBO:

La selección del tipo de estribo requiere considerar: la geometría del puente, la calzada, la configuración de la rivera, los parámetros geotécnicos, arquitectura y las consideraciones económicas, etc.

(Aranís, C. 2006.)

B. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Las cargas de diseño para los estribos incluyen las cargas verticales y horizontales transmitidas por el tablero, las presiones de tierras horizontales y verticales, el peso propio del estribo y las cargas vivas sobre el terraplén.

Los estribos se deben diseñar para que soporten la presión de tierras, las cargas de gravedad transmitidas por el tablero, el peso propio del estribo, las cargas vivas vehiculares, las cargas de viento, las cargas sísmicas, etc. Se deben considerar entonces cualquier combinación de cargas posibles que produzca las condiciones más severas de sollicitación.

(Aranís, C. 2006.)



C. DISEÑO

Para el diseño del estribo se verificará la estabilidad del mismo ante el volteo, el deslizamiento cuando el estribo está cargado y cuando está descargado.

a. CÁLCULO DE CONSTANTES:

Coefficiente de empuje activo (C_a).

$$C_a = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad \dots \text{ (Ec. - 214)}$$

Coefficiente de empuje pasivo (C_p).

$$C_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad \dots \text{ (Ec. - 215)}$$

b. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

b.1 Sin puente con relleno y sobrecarga

La fuerza actuante por parte del empuje de tierras:

$$E_a = \frac{C_a \cdot \gamma}{2} (h + 2h') \quad \dots \text{ (Ec. - 216)}$$

El punto de aplicación de E_a :

$$y = \frac{h \times (h + 3h')}{3 \times (h + 2h')} \quad \dots \text{ (Ec. - 217)}$$

Empuje pasivo:

$$E_p = \frac{C_p \cdot \gamma \cdot h^2}{2} \quad \dots \text{ (Ec. - 218)}$$

El punto de aplicación de E_p :

$$y = \frac{h}{3} \quad \dots \text{ (Ec. - 219)}$$

Donde:

h : Altura libre del estribo

h' : Altura por sobre carga = $h' = SC^*/\gamma$

C_a : Coeficiente de empuje activo

Coefficiente de seguridad al deslizamiento

$$CSD = \frac{\sum Fv \times f + E_p}{\sum Fh} \quad \dots \text{ (Ec. - 220)}$$

Presiones en la base: Para asegurar que los esfuerzos sean en compresión se calcula la excentricidad de las fuerza actuantes:



$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum Fv} \quad \dots \text{(Ec. - 221)}$$

Considerando: $e \text{ máx} = B/6$

De la misma forma se debe verificar los esfuerzos en la base de la zapata los cuales deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno.

$$\sigma = \frac{0.01 \sum Fv}{B} \pm \frac{0.06 \sum Fv \times e}{B^2} \quad \dots \text{(Ec. - 222)}$$

b.2 Con puente y con relleno sobrecargado

Reacción máxima:

$$R = RD + RL \quad \dots \text{(Ec. - 223)}$$

Fuerza de Fricción en el apoyo de simple resbalamiento.

$$Ff = 0.15 \times R \quad \dots \text{(Ec. - 224)}$$

Coefficiente de seguridad al volteo

$$CSV = \frac{Me}{Mv} \quad \dots \text{(Ec. - 225)}$$

Estabilidad al deslizamiento

$$\sum Fh = Ea + Ff \quad \dots \text{(Ec. - 226)}$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento

$$CSD = \frac{\sum Fv \times f + Ep}{\sum Fh} \quad \dots \text{(Ec. - 227)}$$

Presiones en la base: Para asegurar que los esfuerzos sean en compresión se calcula la excentricidad de las fuerza actuantes:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum Fv} \quad \dots \text{(Ec. - 228)}$$

Considerando: $e \text{ máx} = B/6$

De la misma forma se debe verificar los esfuerzos en la base de la zapata los cuales deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno.

$$\sigma = \frac{0.01 \sum Fv}{B} \pm \frac{0.06 \sum Fv \times e}{B^2} \quad \dots \text{(Ec. - 229)}$$



c. DISEÑO DEL CONCRETO

a. Diseño de la pantalla

Momento flector en la base de la pantalla

$$\text{Por carga Muerta: } MD = E_a \times y \quad \dots \text{ (Ec. - 230)}$$

$$\text{Momento factorizado: } Mu = 1.45 MD \quad \dots \text{ (Ec. - 231)}$$

Momento resistente con ρ máx

$$Mr \text{ máx} = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2 \quad \dots \text{ (Ec. - 232)}$$

$$Mr \text{ máx} > Mu$$

Diseño del acero:

Cálculo de w :

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} \quad \dots \text{ (Ec. - 233)}$$

Cálculo de la cuantía:

$$\rho = w \times f'_c / f_y \quad \dots \text{ (Ec. - 234)}$$

$$\rho < \rho \text{ máx}, \rho > \rho \text{ mín}$$

$$\text{Acero Principal: } A_s = \rho \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 235)}$$

$$\text{Acero Horizontal: } A_{st} = 0.002 \times b \times d, \frac{2}{3} A_{st}, \frac{1}{3} A_{st} \quad \dots \text{ (Ec. - 236)}$$

$$\text{Acero Montaje: } A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 237)}$$

b. Diseño del talón

Cargas de gravedad: $w = S/C + \text{Peso de relleno} + \text{Peso de zapata}$

Momento producido por cargas "w":

$$M1 = w \times L^2 / 2 \quad \dots \text{ (Ec. - 238)}$$

Corte producido por cargas "w":

$$V1 = w (L - d) \quad \dots \text{ (Ec. - 239)}$$

Momentos producidos por el diagrama de presiones:

$$M2 = \left[\frac{\sigma_{\text{mín}} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\text{mín}}) \times l^2}{6} \right] \times 100 \quad \dots \text{ (Ec. - 240)}$$

Corte producido por el diagrama de presiones:

$$V2 = \left[\sigma_{\text{mín}} \times l + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\text{mín}}) \times l}{2} \right] \times 100 \quad \dots \text{ (Ec. - 241)}$$

Diseño del Acero

Acero por Flexión:

Momento resistente.

$$Mr \text{ máx} = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2, Mr \text{ máx} > Mu \quad \dots \text{ (Ec. - 242)}$$



Cálculo de "w".

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \quad \dots \text{ (Ec. -243)}$$

Chequeo por Corte:

$$Vc = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. -244)}$$

$$Vc > Vu$$

c. Diseño de la punta

Momento producido por la carga "w".

$$M1 = w \times l^2 / 2 \quad \dots \text{ (Ec. - 245)}$$

Corte producido por la carga "w"

$$V1 = w \times l \quad \dots \text{ (Ec. - 246)}$$

Momentos producidos por el diagrama de presiones:

$$M2 = \left[\frac{\sigma_{\min} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\min}) \times l^2}{6} \right] \times 100 \quad \dots \text{ (Ec. - 247)}$$

Corte producido por el diagrama de presiones:

$$V2 = \left[\sigma_{\min} \times l' + \frac{(\sigma_2 - \sigma_{\min}) \times l'}{2} \right] \times 100 \quad \dots \text{ (Ec. - 248)}$$

Diseño del Acero

Acero por Flexión:

Momento resistente.

$$Mr \text{ máx} = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2, \quad Mr \text{ máx} > Mu \quad \dots \text{ (Ec. - 249)}$$

Cálculo de "w".

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \quad \dots \text{ (Ec. -250)}$$

$$\rho < \rho \text{ máx}, \quad \rho > \rho \text{ mín}$$

Chequeo por Corte:

$$Vc = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 251)}$$

$$Vc > Vu$$

Acero Transversal en la zapata:

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 252)}$$

d. Diseño de la coronación

Momento Actuante:

$$Mu = M \times (F.C.) \quad \dots \text{ (Ec. - 253)}$$



Momento resistente.

$$M_{ur} = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2, \quad M_{ur} > M_u \quad \dots \text{ (Ec. - 254)}$$

Diseño del Acero

Cálculo de "w".

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \quad \dots \text{ (Ec. - 255)}$$

$$\rho < \rho \text{ máx}, \rho > \rho \text{ mín}$$

Chequeo por Corte

$$V = \sum F_h = E_a \quad \dots \text{ (Ec. - 256)}$$

$$V_u = V \times (F.C.) \quad \dots \text{ (Ec. - 257)}$$

Corte resistente del concreto:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 258)}$$

$$V_c > V_u$$

Acero Transversal:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 259)}$$

2.9.3 DISEÑO DE LAS ALETAS

Con la finalidad de contener el relleno de los accesos, se diseñarán las alas; dando seguridad a los estribos.

Para su análisis las cargas a considerar son las mismas que el estribo sin puente.

A. CONTROL DE ESTABILIDAD:

a. Fuerzas horizontales y verticales

$$E = (1/2) \times \gamma_r \times h p^2 \times C \quad \dots \text{ (Ec. - 260)}$$

$$C = [\text{Tan}(45^\circ - \phi/2)]^2 \quad \dots \text{ (Ec. - 261)}$$

$$d = h p / 3 \quad \dots \text{ (Ec. - 262)}$$

$$E = (1/2) \times \gamma_r \times h p^2 \times C \quad \dots \text{ (Ec. - 263)}$$

$$EH = E \times \text{Cos}(\phi w) \quad \dots \text{ (Ec. - 264)}$$

$$M_v = EH \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 265)}$$

$$E_v = E \times \text{Sen}(\phi w) \quad \dots \text{ (Ec. - 266)}$$

$$M_r = E_v \times \text{Esp.} \quad \dots \text{ (Ec. - 267)}$$

b. Excentricidad

$$X_o = (M_r - M_v) / \sum F_v \quad \dots \text{ (Ec. - 268)}$$

$$e = E/2 - [(M_r - M_v) / \sum F_v], \quad e < E/6 \quad \dots \text{ (Ec. - 269)}$$



c. Chequeo en las contracciones y compresiones

$$p = \sum F_v / (E \times L) \times (1 + 6 \times e/E) \quad \dots \text{(Ec. - 270)}$$

$$p = \sum F_v / (E \times L) \times (1 - 6 \times e/E) \quad \dots \text{(Ec. - 271)}$$

$$p_{adm} = 0.40 f'c, \quad t_{adm} = 0.03 f'c \quad \dots \text{(Ec. - 272)}$$

d. Chequeo al volteo (Cv)

$$C_v = M_r / M_v = 0.25, \quad C_v > 2 \quad \dots \text{(Ec. - 273)}$$

e. Chequeo al deslizamiento (Cd)

$$C_d = \sum F_v \times f / \sum F_h, \quad C_d > 1.50 \quad \dots \text{(Ec. - 274)}$$

f: Coeficiente de fricción.

B. CÁLCULO DEL ACERO

a. Diseño de la pantalla

a.1 Cálculo del acero por Rotura

$$M_D = M_V = E H \times d \quad \dots \text{(Ec. - 275)}$$

Acero Principal

$$M_u = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.7) \quad \dots \text{(Ec. - 276)}$$

Refuerzo Principal mínimo:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{(Ec. - 277)}$$

$$\text{Espaciamiento: } @ = 100 \times A_\phi / A_s \quad \dots \text{(Ec. - 278)}$$

Acero de Montaje

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{(Ec. - 279)}$$

Acero Horizontal

$$A_s \text{ h} = 0.002 \times b \times d \quad \dots \text{(Ec. - 280)}$$

Cara anterior: $A_s = A_{sh}/3$

Cara posterior: $A_s = (2/3) \times A_{sh}$

b. Diseño de la zapata

b.1 Zapata Anterior (pie)

$$M_D = M_{pp} = W_{pp} \times B_1 \times (B_1/2) \quad \dots \text{(Ec. - 281)}$$

$$M_L = M_q = q_{pie} \times B_1 \times (B_1/2) + (q_1 - q_{pie})(B_1/2)(2 \times B_1/3) \quad \dots \text{(Ec. - 282)}$$

Acero Principal

$$M_u \text{ máx} = M_u = 1.75 M_L - 0.95 M_D \quad \dots \text{(Ec. - 283)}$$

$$M_u = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.7) \quad \dots \text{(Ec. - 284)}$$



$$\text{Acero mínimo: } A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 285)}$$

$$\text{Espaciamiento: } @ = 100 \times A_\phi / A_s \quad \dots \text{ (Ec. - 286)}$$

Acero de Transversal

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 287)}$$

Verificación del cortante

$$V_L = V_q = q_{pie} \times B_1 + (q_1 - q_{pie}) \times (B_1/2) \quad \dots \text{ (Ec. - 288)}$$

$$V_D = V_{pp} = W_{pp} \times B_1 \quad \dots \text{ (Ec. - 289)}$$

$$V_u \text{ máx} = V_u = 1.7 V_L - 0.9 V_D \quad \dots \text{ (Ec. - 290)}$$

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$$V_c = 0.53 \times f'_c{}^{1/2} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 291)}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

b.2 Zapata Posterior (talón)

$$M_D = M_{ss} + M_{pp} \quad \dots \text{ (Ec. - 292)}$$

$$M_L = M_q = q_2 \times B_2 \times (B_2/2) + (q_{talón} - q_2)(B_2/2)(B_2/3) \quad \dots \text{ (Ec. - 293)}$$

Acero Principal

$$M_u \text{ máx} = M_u = 1.75 M_L - 0.95 M_D \quad \dots \text{ (Ec. - 294)}$$

$$M_u = \phi \times f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.7) \quad \dots \text{ (Ec. - 295)}$$

$$\text{Acero mínimo: } A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 296)}$$

$$\text{Espaciamiento: } @ = 100 \times A_\phi / A_s \quad \dots \text{ (Ec. - 297)}$$

Acero de Transversal

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 298)}$$

Verificación del cortante

$$V_L = V_q = q_{talón} \times B_2 - (q_{talón} - q_2) \times (B_2/2) \quad \dots \text{ (Ec. - 299)}$$

$$V_D = V_{ss} + V_{pp} \quad \dots \text{ (Ec. - 300)}$$

$$V_u \text{ máx} = V_u = 1.7 V_L - 0.9 V_D \quad \dots \text{ (Ec. - 301)}$$

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$$V_c = 0.53 \times f'_c{}^{1/2} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 302)}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$



2.10 IMPACTO AMBIENTAL

2.10.1 LINEAMIENTOS GENERALES

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio-económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar; pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración de medio.

(Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)

2.10.2 MATRICES

Las matrices pueden ser consideradas como listas de control bidimensionales: en una dimensión se muestran las características individuales de un proyecto (actividades propuestas, elementos de impacto, etc.), mientras que en la otra dimensión se identifican las categorías ambientales que pueden ser afectadas por el proyecto. De esta manera los efectos o impactos potenciales son individualizados confrontando las dos listas de control. Las diferencias entre los diversos tipos de matrices deben considerar la variedad, número y especificidad de las listas de control, así como el sistema de evaluación del impacto individualizado. Con respecto a la evaluación, ésta varía desde una simple individualización del impacto (marcada con una suerte de señal, una cruz, guión, asterisco, etc.) hasta una evaluación cualitativa (bueno, moderado, suficiente, razonable) o una evaluación numérica, la cual puede ser relativa o absoluta; en general una evaluación analiza el resultado del impacto (positivo o negativo). Frecuentemente, se critica la evaluación numérica porque aparentemente introduce un criterio de juicio objetivo, que en realidad es imposible de alcanzar.

Entre los ejemplos más conocidos de matrices está la Matriz de Leopold.

(Céspedes, J. 2001.)

MATRIZ DE LEOPOLD

Este sistema utiliza un cuadro de doble entrada (matriz). En las columnas pone las acciones humanas que pueden alterar el sistema y en las filas las características del medio que pueden ser alteradas.



Cuando se comienza el estudio se tiene la matriz sin rellenar las cuadrículas.

Se va mirando una a una las cuadrículas situadas bajo cada acción propuesta y se ve si puede causar impacto en el factor ambiental correspondiente. Si es así, se hace una diagonal. Cuando se ha completado la matriz se vuelve a cada una de las cuadrículas marcadas con diagonal y se pone en la parte superior izquierda un número del 1 al 10 que indica la magnitud del impacto (10 la máxima y 1 la mínima), colocando el signo "+" si el impacto es positivo y el signo "-" si es negativo. En la parte inferior derecha se califica del 1 al 10 la importancia del impacto, es decir si es regional o solo local.

Las sumas de columnas y filas permiten hacer posteriormente los comentarios que acompañan al estudio.

(Céspedes, J. 2001.)

Ventajas:

Son muy útiles cuando se desea identificar el origen de ciertos impactos. Posibilitan tener un panorama general de las principales interacciones entre las acciones de un proyecto y los factores ambientales.

(Céspedes, J. 2001.)

Desventajas:

Tiene limitaciones cuando se trata de establecer interacciones entre varios efectos, a veces requieren de información que no existe de manera sistemática y esta se debe de producir elevando los costos del estudio.

(Céspedes, J. 2001.)

2.10.3 CONSIDERACIONES DE IMPACTO AMBIENTAL

Las etapas de la evaluación ambiental, son la identificación del estado ambiental del área del proyecto, determinación de los Impactos Ambientales y sus medidas de mitigación.

A. PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA ECONÓMICA (TROCHAS, CARRETERAS Y PUENTES)

REQUISITOS AMBIENTALES

Comprende la construcción de pequeñas trochas carrozables, caminos vecinales de tercer orden, puentes y obras de arte. Los requisitos ambientales (que en algunos casos coinciden con los requisitos técnicos)



que se deberán tomar en cuenta, para la evaluación ambiental son los siguientes:

- ✓ Que el proyecto, no ocasione el deterioro de la vegetación natural y/o la forestal en sus alrededores o áreas aledañas.
- ✓ Que el proyecto, no debe interferir con los planes de protección de ladera, taludes, obras de control de la erosión.
- ✓ El proyecto, no debe estar localizado sobre áreas pantanosas o áreas ecológicamente frágiles.
- ✓ Las obras, no deben causar un cambio significativo en la vista escénica natural de la zona.
- ✓ Que considere vías de cruce especiales para la fauna silvestre y doméstica.

Material a emplear:

- ✓ Que los materiales a emplearse (piedra, arena gruesa y hormigón) en el proyecto, deben de proceder de la zona o de la región, siempre y cuando estos materiales sean disponibles.
- ✓ Los materiales, no deben contener elementos contaminantes de alto riesgo para la salud, tales como el asbesto.
- ✓ Que los materiales, que se empleen deben ser de fácil disponibilidad y reposición, para cuando la obra requiera de una reparación o mantenimiento.
- ✓ Es deseable el empleo de vegetación natural (gras, pastos o arbustos), para la protección de la infraestructura contra el viento, derrumbes, inestabilidad de terrenos huaycos.

(Guía de Evaluación de Impacto Ambiental Foncodes. 2008)



CAPÍTULO III

RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES



3. RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES

3.1 RECURSOS HUMANOS

3.1.1 EJECUTOR DEL PROYECTO PROFESIONAL:

- Bach. Tony Edinson Mejía Zambrano.

3.1.2 ASESORES DEL PROYECTO PROFESIONAL:

- Dr. Ing. Roberto Mosqueira Ramírez.
- Dra. Ing. Rosa Llique Mondragón.

3.1.3 COLABORADORES:

- Catedráticos de la facultad de Ingeniería.
- Pobladores de la zona en estudio.

INSTITUCIONES:

- Municipalidad Provincial de Cajamarca - Cajamarca.

3.2 RECURSOS MATERIALES.

3.2.1 MATERIAL Y EQUIPO TOPOGRÁFICO:

MATERIAL:

- Pintura (Esmalte amarillo)
- 1 libreta de campo
- Plumones de tinta indeleble
- 2 Lápiz 2B.

EQUIPO:

- 01 Estación Total LEICA TS 06 POWER 5"
- 02 Prismas
- 02 Radios de transmisión
- 01 Wincha de lona de 50 m.

3.2.2 MATERIAL Y HERRAMIENTAS PARA LA RECOLECCIÓN DE MUESTRAS

(MECANICA DE SUELOS):

- 01 libreta de campo
- 01 Picota
- 01 Pico



- 01 Pala
- 01 Barreta
- Bolsas
- Sacos
- Etiquetas y lapicero.

3.2.3 EQUIPO DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS:

- Juego Taras
- Juego de tamices
- Mortero
- Equipo de Límite Líquido
- Equipo de Densidad de Campo
- Espátula
- Bomba de vacío
- Balanzas Electrónicas
- Estufa (110 °C) con termostato
- Máquina de los Ángeles.

3.2.4 MATERIAL Y EQUIPO DE GABINETE:

- Carta nacional (1/100000, 1/25000)
- Carta Geológica
- Computadora
- Impresora
- Calculadora
- Papel bond A4 (80 g)
- Papel A1
- Útiles de dibujo y escritorio.

3.2.5 SERVICIOS:

- Transporte
- Típeo e impresión
- Fotostáticas
- Empastados
- Fotografías
- Ploteo



CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA Y

PROCEMIENTO



4. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO

4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto de un puente debe cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones.

4.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

El objetivo principal de realizar estudios preliminares es determinar las características topográficas del lugar de ubicación del proyecto así como definir la luz de diseño, conocer el tipo de suelo donde se desarrollará el proyecto, además obtener datos de una simple inspección ocular de las diferentes características geológicas, geotécnicas, hidrológicas, etc. Para luego utilizar estos datos en las diferentes etapas de elaboración del proyecto.

4.2.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA EN ESTUDIO

Con ayuda de las cartas Nacionales 1/100 000 y 1/25 000, se hizo el reconocimiento de la zona en estudio.

Se realizó la visita de campo para el reconocimiento de la zona en estudio.

Luego de una inspección directa se obtuvo algunos datos del lugar que se consideraron necesarios para el estudio como son:

- Área de inundación en épocas de máximas avenidas.
- Uso de los terrenos aledaños
- Pendiente del terreno tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del futuro puente.
- Existencia de problemas de erosión.
- Se midió el ancho y altura de la quebrada en el tramo donde se construirá el futuro puente

EVALUACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

- La zona de ubicación del puente presenta una topografía ondulada en el margen izquierdo y accidentada hacia la derecha. Además el punto de ubicación del puente está en un tramo casi recto de la quebrada.



4.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se realizó un estudio topográfico usando una estación total, debido a la poca visibilidad del terreno fue necesario utilizar tres puntos de cambio de tal forma que abarquen todos los puntos necesarios para realizar el levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico se realizó en un día.

A. TRABAJO DE CAMPO

Con el reconocimiento adecuado de la zona y la ubicación del puente, se realizó el levantamiento topográfico con instrumentos adecuados (estación total, trípode y 02 prismas). Levantándose 100 m a cada lado de la ubicación del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (a lo largo de la quebrada). Se utilizaron tres puntos de cambio para realizar el levantamiento topográfico del lugar, para determinar la altitud de la cota se utilizó un alfiler, con una brújula se determinó el Norte Magnético y para determinar las coordenadas se utilizó un GPS navegador.

B. TRABAJO DE GABINETE

Concluido el trabajo de campo, se descargó los datos al computador y se procesó a través del programa AutoCAD Civil 3D - 2012, para luego graficar el nivel real del terreno a curvas de nivel.

Con la información de campo y los datos procesados se dibujó los planos topográficos a curvas de nivel.

Cálculo de las coordenadas de los vértices

Una vez conocidas las proyecciones en ambos ejes y conocidas las coordenadas para la estación E1 (776400.005, 9205331.002), se obtuvo las coordenadas de los otros dos puntos de cambio.

Procesamiento de la Información del levantamiento topográfico

Los datos se procesó a través del programa AutoCAD Civil 3D - 2012.

Elección de la escala del plano topográfico.

La escala a utilizar en el plano topográfico será de 1/500 de acuerdo con lo recomendado en el Manual de Diseño de Puentes (Ítem 1.1.1)



TOPOGRAFÍA

De acuerdo a la *Tabla 2.02* se determinó que la topografía del terreno es ondulada en el margen izquierdo y accidentada en el margen derecho del río.

EQUIDISTANCIA

En la *Tabla 2.01* se observa que las curvas de nivel en los planos del proyecto (Escala del plano mediana) deben tener una equidistancia de 2.00 m.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Para realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio, se utilizó una Estación Total LEICA TS 06 POWER 5", un trípode y dos primas; los datos obtenidos se presentan en las *Tablas 4.28-4.34*, en el *Anexo 4.1*.

4.2.3 ESTUDIOS DE TRÁFICO

A. VOLUMEN DE TRÁNSITO VEHICULAR

Para calcular el volumen de tránsito vehicular, se realizó el conteo directo de los vehículos que transitan por el lugar, desde el día lunes hasta el día domingo desde las 8:00 am hasta las 6:00 pm durante una semana, donde se observó que los días lunes, viernes, sábado y domingo son los días de mayor circulación, en estos días los pobladores trasladan su madera y sus productos hacia Cajamarca.

Los datos del conteo vehicular, se presentan en la *Tabla 4.35*, en el *Anexo 4.1*.

SELECCIÓN DEL TIPO DE VÍA:

De la *Tabla 4.35* se obtuvo el Índice Medio Diario, con este valor clasificó a la carretera, de acuerdo a la demanda es una trocha Carrozable.

➤ SEGÚN SU JURISDICCIÓN:

Esta carretera pertenece al **Sistema Vecinal**.

➤ SEGÚN SU SERVICIO:

Cuando el $IMD < 400$ veh. /día, la vía se clasifica como una carretera de **Tercera Categoría** de acuerdo a las normas DG.2001.

B. VOLUMEN DE TRÁNSITO PEATONAL

Para el volumen de tránsito peatonal, se realizó el conteo de las personas que se movilizaban caminando y en acémilas. Los datos se presentan en la *Tabla 4.36*, en el *Anexo 4.1*.



4.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

4.3.1 METODOLOGÍA

1. ESTUDIO GEOLÓGICO

DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA

La zona donde se ubica el puente según la carta 15-f del índice de cartas geológicas, tenemos que pertenece a la **Era:** Cenozoico, **Sistema:** Cuaternario, de la **Unidad Estratigráfica:** Reciente (**Q-al; Q-fl: depósitos Aluviales y Fluviales**). Según la descripción litológica que le corresponde existen Arenas, Limos, Gravas y Arcillas, en bancos inconsolidados.

Hay suelos con aptitud forestal, de baja calidad agrológica, suelos de calidad media para pastos, son suelos de erosión regular. Se puede apreciar abundante cobertura vegetal, entre ellos el eucalipto y sauces.

ESTRATIGRAFÍA

Las unidades estratigráficas del lugar de emplazamiento se realizaron con ayuda de la carta geológica 15-f, teniendo en cuenta la Era, Sistema, Serie y Unidad estratigráfica; llegando a la conclusión que pertenece al Grupo de depósitos aluviales, fluviales y lagunares.

2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CRITERIOS PARA LA UBICACIÓN DE CALICATAS

Se realizaron dos calicatas una a cada lado de la quebrada, dentro del área destinada para la cimentación de los estribos.

MUESTREO

Se excavaron calicatas de 1.00 m de ancho x 1.50 m de largo x 3.00 m de profundidad, con la finalidad de poder ingresar y observar los estratos que la componen. Se midió la potencia de cada estrato, se describió sus características, luego se extrajo el material y se colocó en bolsas plásticas con sus tarjetas respectivas indicando el número de calicata y estrato. Y se trasladó al laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Nacional de Cajamarca.

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería. Para clasificar, se utilizó el sistema AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Se realizaron los siguientes ensayos:



- **Contenido de humedad (Norma A.S.T.M. D 2216):** Se seleccionó una fracción de material por cada estrato y se colocó en bolsas plásticas, a continuación se pesó un recipiente y se colocó la muestra dentro de ésta y se pesó, luego se llevó a un proceso de secado en un horno por 24 horas a 105°C, al sacar la muestra se pesó nuevamente y se calculó el contenido de humedad con la *Ecuación 01*.
- **Peso específico de finos (Norma A.S.T.M. D 854):** Se pesó una fiola lleno con 500 ml de agua, luego se pesó una fracción de muestra seca que pasa el tamiz N° 4, posteriormente se agregó la muestra dentro de la fiola, se vertió agua hasta cubrir la muestra, luego se agitó la fiola. Se llevó la fiola a la bomba de vacíos de 10 a 15 minutos, hasta que no saliera más burbujas dentro de la fiola; se retiró la fiola y se añadió agua hasta la marca de 500 ml para luego pesarlo nuevamente. El peso específico se calculó con la *Ecuación 02*.
- **Peso específico de piedra (Norma A.S.T.M. D 854):** utilizando un hilo se colgó una piedra a la palanca de la balanza hidrostática, se pesó (peso de piedra en el aire), luego se colocó un vaso con agua sobre el soporte de la balanza, se sumergió la piedra colgante al agua, se pesó (peso de piedra en el agua). Para calcular el peso específico se utilizó la *Ecuación N° 03*.
- **Análisis granulométrico (Norma A.S.T.M. D 421):** Se utilizó el método combinado (por tamizado en seco y por lavado). Se secó, pulverizó y pesó la muestra, luego se dejó pasar la muestra por los tamices y se pesó el material retenido en cada una de ellas, hasta la malla N° 04. Luego se pesó una porción de muestra que pasa la malla N° 04, se lavó sobre la malla N° 200, y se llevó a la estufa por 24 horas a 105°C, una vez que se sacó la muestra seca de la estufa, se pasó por los demás tamices restantes, pesando el material retenido en cada tamiz y se determinó el peso del suelo perdido durante el lavado. Luego se calculó los porcentajes de pesos retenidos en cada tamiz hallamos $\% \text{ PASA} = 100 \times \text{PR/Pms}$. Se calculó los porcentajes pasantes acumulados $\% \text{ PASA} = 100 - \% \text{ RA}$. Luego se dibujó la curva granulométrica. Para el cálculo del coeficiente de uniformidad y del coeficiente de curvatura, se utilizó la *Ecuación 04* y *Ecuación 05*, respectivamente.
- **Límite líquido (Norma A.S.T.M. D 4318):** La muestra a utilizar es la que pasó la malla N° 40. Con la espátula y en una cápsula de porcelana se mezcló el suelo con agua hasta obtener una pasta uniforme, luego se colocó una porción de la pasta en la copa de Casagrande, se niveló con la espátula hasta obtener un espesor de 1 cm; se realizó una ranura en el centro con el



acanalador de tal manera que la muestra quedó dividida en dos partes, se elevó y dejó caer la copa mediante la manivela a razón de 2 caídas por segundo hasta que las dos mitades se pongan en contacto en la parte inferior de la ranura y se registró el número de golpes, luego se retiró la porción de suelo que se ha puesto en contacto en la parte inferior de la ranura para determinar su contenido, de este proceso se realizó 3 veces, regulando la cantidad de agua o suelo, para lograr otros puntos con diferente humedad y número de golpes. El contenido de agua se determinó con la *Ecuación 01*. Luego se dibujó los puntos, en escala semilogarítmica. Registrando el número de golpes en el eje de las abscisas en escala logarítmica y en eje de ordenadas los contenidos de humedad en escala natural; finalmente determinamos la ordenada correspondiente a los 25 golpes en la curva de fluidez, este valor será el límite líquido del suelo.

- **Límite plástico (Norma A.S.T.M. D 4318):** La muestra a utilizar es la que pasó la malla Nº 40. Se colocó la muestra dentro de un recipiente adecuado y se agregó agua hasta lograr homogenización. Luego de alcanzar una masa consistente, se moldeó una especie de balón, el cual se dividió en dos, tres o cuatro porciones más pequeños. Se Trabajó con uno de ellos, con una suave y uniforme presión se hizo rodar sobre el vidrio esmerilado hasta formar a modo de rollos, hasta alcanzar un diámetro de 3 mm e inicie a resquebrajarse. Luego se determinó la humedad. Este proceso se repitió de igual forma con los otros baloncitos separados inicialmente, de manera que se completaron tres recipientes. El contenido de agua se calculó con la *Ecuación 01*. Para determinar el límite plástico se necesitó realizar como mínimo tres valores de humedad, luego el promedio de ellos representa el valor del límite plástico.
- **Índice de Plasticidad (Norma A.S.T.M. D 4318):** Para calcular el índice de plasticidad, se utilizó la *Ecuación 06*.
- **Densidad Húmeda por el Método de Reemplazo con Arena:** primero se obtiene la densidad aparente de la arena dividiendo el peso de ésta entre un volumen conocido que ocupa, en segundo lugar se determina el peso de la arena que ocupa el cono, luego se coloca la arena seleccionada en el frasco con cono para pesarlo, se coloca la placa de base en el fondo de la calicata, dentro de la placa se excava un hoyo de 10 a 15 cm. De profundidad y se pesa la muestra extraída del hoyo, se coloca el equipo de densidad sobre el hoyo y se deja pasar la arena hasta que se llene el hoyo y



el cono; luego se retira el frasco con cono y con la arena restante y se pesa, se determina el peso de la arena en el hoyo mediante diferencia de pesos y se determina el volumen de la muestra al dividir el peso de la arena en el hoyo entre la densidad aparente de la arena, finalmente se determina la densidad natural al dividir el peso de la muestra extraída del hoyo entre el volumen de la muestra del hoyo.

- **Capacidad portante:** Se calculó con la Ecuación 07, teniendo en cuenta para una cimentación cuadrada - corte general, los factores de capacidad de carga se determinaron mediante la Tabla 2.07, la carga admisible se calculó con la Ecuación 13, el valor de la cohesión se adoptó de acuerdo a la clasificación del suelo donde por ser un suelo GW la cohesión es prácticamente nula, el ángulo de fricción se determinó mediante la Tabla 2.06 teniendo en cuenta el tipo de suelo GW, el peso específico de la masa del suelo se determinó mediante el método de reemplazo con arena.

3. ESTUDIO DE CANTERAS

A. UBICACIÓN DE LA CANTERA

Existen diferentes canteras que pueden abastecer con agregados, pero la que se ha tomado en cuenta para este proyecto es la "Gravera la Collpa de Jesús" ubicada a 920 metros del Distrito de Jesús sus coordenadas UTM son: 790146.15 (Este) y 9198233.26 (Norte), Altitud 2497 m.s.n.m.

B. MÉTODO DE EXPLOTACIÓN

Los materiales como son agregado fino y agregado grueso que proveerá la cantera serán puestos en obra por lo que no se tendrá en cuenta la maquinaria a utilizar para explotarla y tampoco la maquinaria utilizada para transportar los agregados. Los agregados deberán ser previamente lavados antes de ser transportados a la obra y se tendrá en cuenta el control de calidad en lo que respecta a granulometría y desgaste por abrasión, para lo que se realizará los ensayos de laboratorio necesarios.

C. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los siguientes ensayos de laboratorio se realizarán para ser comparados con los ensayos obtenidos por la cantera, y de esta manera tener un mejor control de la calidad de materiales que ingresarán a la obra.

- **Análisis granulométrico (Norma A.S.T.M. D 421):** Luego de secar y pesar la muestra, ésta se pasó por el juego de tamices agitando en forma manual,



pesando el material retenido en cada tamiz y en la base; luego se sumó todos los pesos retenidos parciales, determinando la diferencia de pesos para verificar el error y corregir, luego se calculó los porcentajes de los pesos retenidos en cada tamiz y retenidos acumulados en cada tamiz para lo cual se sumó en forma progresiva, una vez obtenido estos datos se obtuvo los porcentajes acumulados que pasan en cada tamiz, finalmente se dibujó la curva granulométrica en escala semilogarítmica; en el eje de las abscisas en escala logarítmica se registró la abertura de los tamices en milímetros y en el eje de las ordenadas en escala natural se registró los porcentajes acumulados que pasan de los tamices y se determinó los coeficientes de uniformidad y de curvatura.

Módulo de finura: Se calculó a partir del análisis granulométrico, sumando los porcentajes retenidos acumulados, tanto para el agregado fino como para el agregado grueso, se calculó con las Ecuaciones 14 y 15, respectivamente.

- **Peso unitario suelto:** Se utilizó muestra de tamaño máximo no mayor de 10 cm, luego se llenó el recipiente cilíndrico con una pala hasta rebosar, dejando caer el agregado, se determinó el peso neto del agregado en el recipiente, luego se calculó el peso unitario suelto del agregado, multiplicando por el factor "f".
- **Peso unitario suelto compactado:** Se utilizó el método de apisonado, llenando el recipiente cilíndrico con la muestra (no mayor de 5cm) hasta la tercera parte y se niveló la superficie con la mano, se apisonó la muestra con la barra compactadora mediante 25 golpes distribuidos uniformemente. Luego se llenó hasta 2/3 partes y se compactó nuevamente con 25 golpes, luego se llenó hasta rebosar, golpeando 25 veces con la barra, se enrasa el recipiente utilizando la barra como regla y desechando el material sobrante. Luego se determinó el peso neto del agregado en el recipiente y finalmente se obtuvo el peso unitario compactado del agregado al multiplicar dicho peso por el factor "f".
- **Peso específico, peso específico de masa, porcentaje de abrasión:** Para el agregado fino se cubrió el material con agua durante 24 horas, luego se extendió hasta lograr el secado uniforme, para luego colocar en el molde cónico, se golpeó suavemente 25 veces con la varilla de metal y se levantó el molde hasta lograr que el cono se derrumbe al quitar el molde.



Para el agregado grueso, luego de un lavado para eliminar el polvo y otras impurezas superficiales de las partículas se sumergió en agua durante 24 horas, luego se hizo rodar sobre un paño grande absorbente hasta desaparecer toda película de agua visible. Después de pesar se colocó de inmediato la muestra en la cesta de alambre y se determinó su peso en agua. Luego de secar hasta peso constante a una temperatura de 100°C, se dejó enfriar a temperatura ambiente y se pesó.

- **Resistencia a la abrasión (ASTM C 535):** Se utilizaron agregados menores a 1 1/2", se colocó la muestra de ensayo y la carga abrasiva en la máquina de los Ángeles y se giró a una velocidad de 30 a 33 r.p.m. durante 500 revoluciones. Luego se descargó el material y se hizo una separación preliminar de la muestra en un tamiz cuya abertura fue mayor que el tamiz N° 12. Luego de cernir la porción más fina que el tamiz N° 12, se lavó el material más grueso que el tamiz N° 12, y luego se secó a una temperatura de 105°C a 110°C hasta un peso sustancialmente constante y se pesó. Para calcular el porcentaje de desgaste se utilizó la Ecuación 16.

4. DISEÑO DE MEZCLAS

DISEÑO POR COMBINACIÓN DE AGREGADOS

En este método sólo los agregados se calculan basándose en sus módulos de finura.



4.3.2 PRECEDIMIENTO

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMA ASTM D 2216

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA-CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 04/12/2012

Calicata	C1		C2	
	E1 (0.00 - 1.25)	E2 (1.25 - 3.00)	E1 (0.00 - 1.40)	E2 (1.40 - 3.00)
P. tara (gr)	39.1	39.0	39.0	38.9
P. tara + m.h. (gr)	343.8	376.3	219.1	312.0
P. tara + m.s. (gr)	287.9	335.0	186.2	279.1
P. agua (gr)	55.9	41.3	32.9	32.9
P. m. seca (gr)	248.8	296.0	147.2	240.2
W (%)	22.47	13.95	22.35	13.70

FUENTE: Elaboración Propia

PESO ESPECÍFICO DE FINOS
NORMA ASTM D 854

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA-CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 04/12/2012

CALICATA	C1	C2
ESTRATO	E1	E1
MUESTRA	M1	M2
P. m. seca (gr)	100	100
P. f + agua (gr)	648	648
P.f+agua+m (gr)	710	709.5
γ_s (gr/cm ³)	2.63	2.60

FUENTE: Elaboración Propia

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA
NORMA MTC - E - 206 - 2000

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA-CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 04/12/2012

CALICATA	C1	C2
ESTRATO	E2	E2
MUESTRA	M1	M2
P. en el aire (gr)	47.87	59.36
P. sumerg. (gr)	28.67	36.36
γ_s (gr/cm ³)	2.49	2.58

FUENTE: Elaboración Propia



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

A.S.T.M. D 421

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA

CALICATA: 1

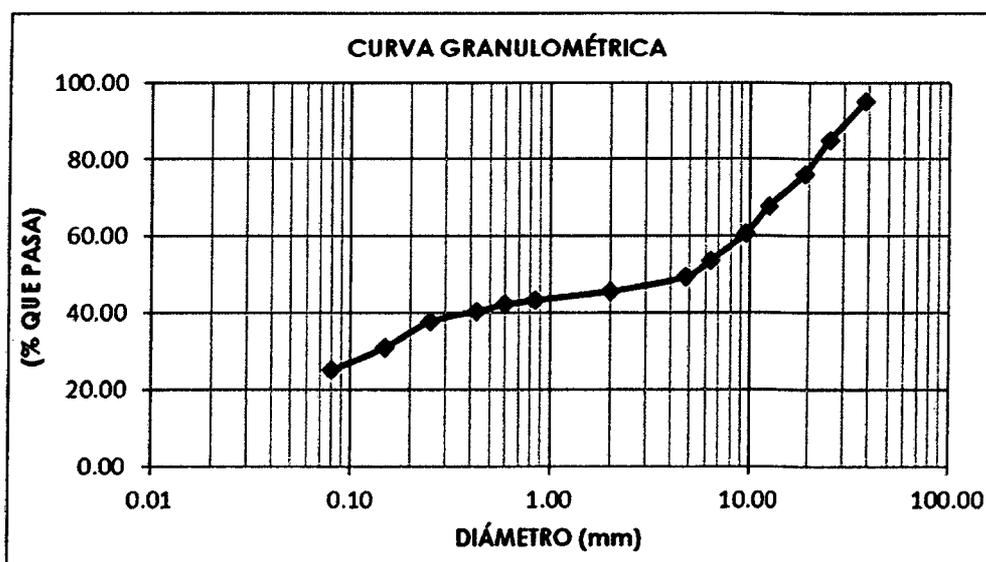
PROFUNDIDAD: 0.00 - 1.25 m

ESTRATO: 1

FECHA: 08/12/2012

Peso seco inicial (gr): 500.00
 Peso a ser lavado (gr): 200.00
 Peso que pasa N° 4 (gr): 246.25

TAMIZ		PESO RETENIDO		PORCENTAJE RETENIDO	
N°	Aber.(mm)	Parcial (gr)	Acumulado	Acumulado	Que Pasa
1 1/2"	38.10	24.32	24.32	4.86	95.14
1"	25.40	50.71	75.03	15.01	84.99
3/4"	19.00	44.90	119.93	23.99	76.01
1/2"	12.50	42.54	162.47	32.49	67.51
3/8"	9.50	35.09	197.56	39.51	60.49
1/4"	6.35	34.80	232.36	46.47	53.53
N° 04	4.75	21.39	253.75	50.75	49.25
N° 10	2.00	18.75	272.50	54.50	45.50
N° 20	0.85	11.43	283.93	56.79	43.21
N° 30	0.60	6.02	289.95	57.99	42.01
N° 40	0.43	8.37	298.32	59.66	40.34
N° 60	0.25	13.65	311.97	62.39	37.61
N° 100	0.15	32.97	344.94	68.99	31.01
N° 200	0.08	29.84	374.78	74.96	25.04
Pérdida por Lavado		125.22	500.00	100.00	0.00



FUENTE: Elaboración Propia



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

A.S.T.M. D 421

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA

CALICATA: 1

PROFUNDIDAD: 1.25 - 3.00 m

ESTRATO: 2

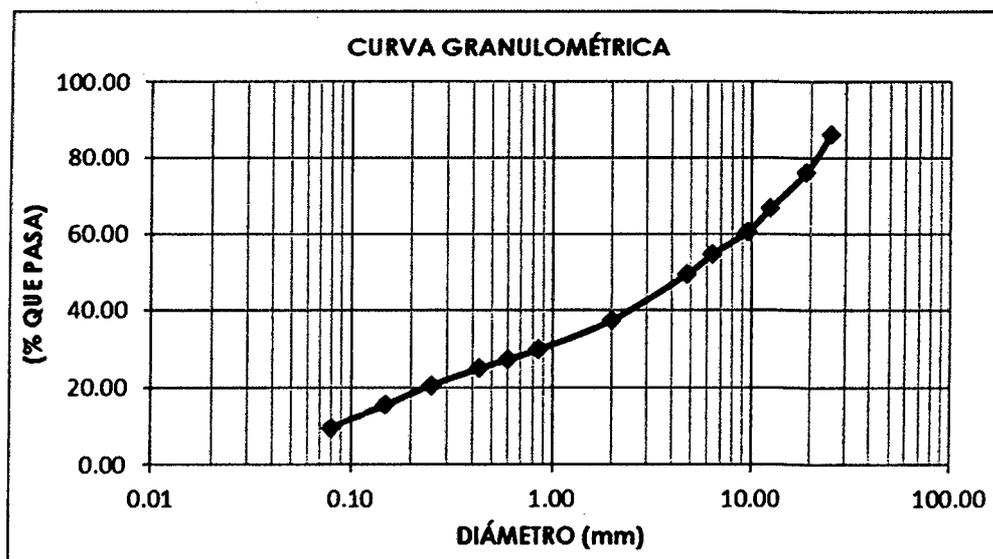
FECHA: 08/12/2012

Peso seco inicial (gr): 500.00

Peso a ser lavado (gr): 200.00

Peso que pasa Nº 4 (gr): 247.06

TAMIZ		PESO RETENIDO		PORCENTAJE	
Nº	Aber.(mm)	Parcial (gr)	Acumulado	Acumulado	Que Pasa
1"	25.40	68.44	68.44	13.69	86.31
3/4"	19.00	50.74	119.18	23.84	76.16
1/2"	12.50	47.79	166.97	33.39	66.61
3/8"	9.50	30.94	197.91	39.58	60.42
1/4"	6.35	29.34	227.25	45.45	54.55
Nº 04	4.75	25.69	252.94	50.59	49.41
Nº 10	2.00	59.55	312.49	62.50	37.50
Nº 20	0.85	38.39	350.88	70.18	29.82
Nº 30	0.60	12.55	363.43	72.69	27.31
Nº 40	0.43	11.80	375.23	75.05	24.95
Nº 60	0.25	21.85	397.08	79.42	20.58
Nº 100	0.15	24.65	421.73	84.35	15.65
Nº 200	0.08	29.84	451.57	90.31	9.69
Pérdida por Lavado		48.43	500.00	100.00	0.00



D10 = 0.08 D30 = 0.9 D60 = 9.5

Cu = 118.75 Cc = 1.07

FUENTE: Elaboración Propia



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

A.S.T.M. D 421

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA

CALICATA: 2

PROFUNDIDAD: 0.00 - 1.40 m

ESTRATO: 1

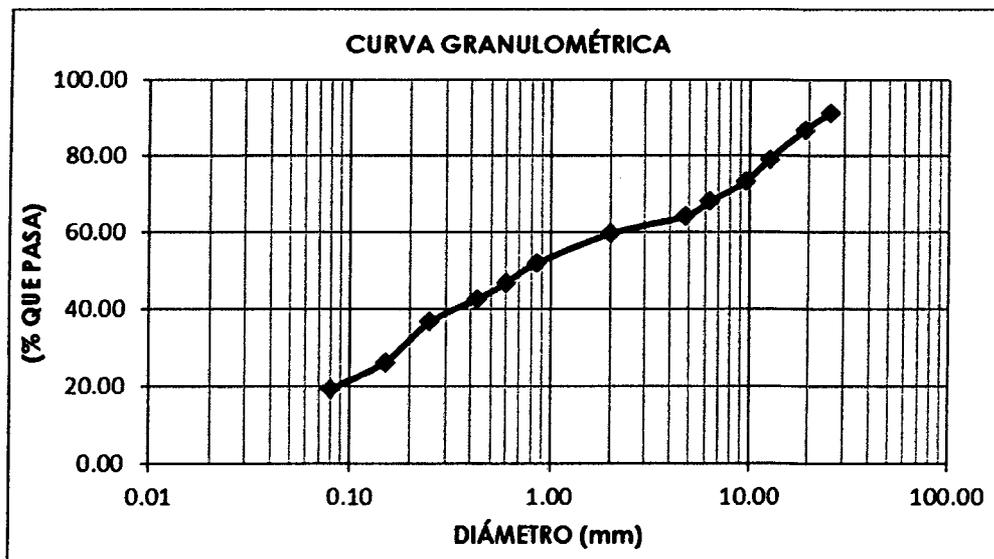
FECHA: 14/12/2012

Peso seco inicial (gr): 500.00

Peso a ser lavado (gr): 200.00

Peso que pasa N° 4 (gr): 320.22

TAMIZ		PESO RETENIDO		PORCENTAJE	
N°	Aber.(mm)	Parcial (gr)	Acumulado	Acumulado	Que Pasa
1"	25.40	44.38	44.38	8.88	91.12
3/4"	19.00	21.65	66.03	13.21	86.79
1/2"	12.50	39.34	105.37	21.07	78.93
3/8"	9.50	29.50	134.87	26.97	73.03
1/4"	6.35	25.70	160.57	32.11	67.89
N° 04	4.75	19.21	179.78	35.96	64.04
N° 10	2.00	22.63	202.41	40.48	59.52
N° 20	0.85	38.88	241.29	48.26	51.74
N° 30	0.60	25.55	266.84	53.37	46.63
N° 40	0.43	20.35	287.19	57.44	42.56
N° 60	0.25	29.97	317.16	63.43	36.57
N° 100	0.15	52.05	369.21	73.84	26.16
N° 200	0.08	34.29	403.50	80.70	19.30
Pérdida por Lavado		96.50	500.00	100.00	0.00



FUENTE: Elaboración Propia



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

A.S.T.M. D 421

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA

CALICATA: 2

PROFUNDIDAD: 1.40 - 3.00 m

ESTRATO: 2

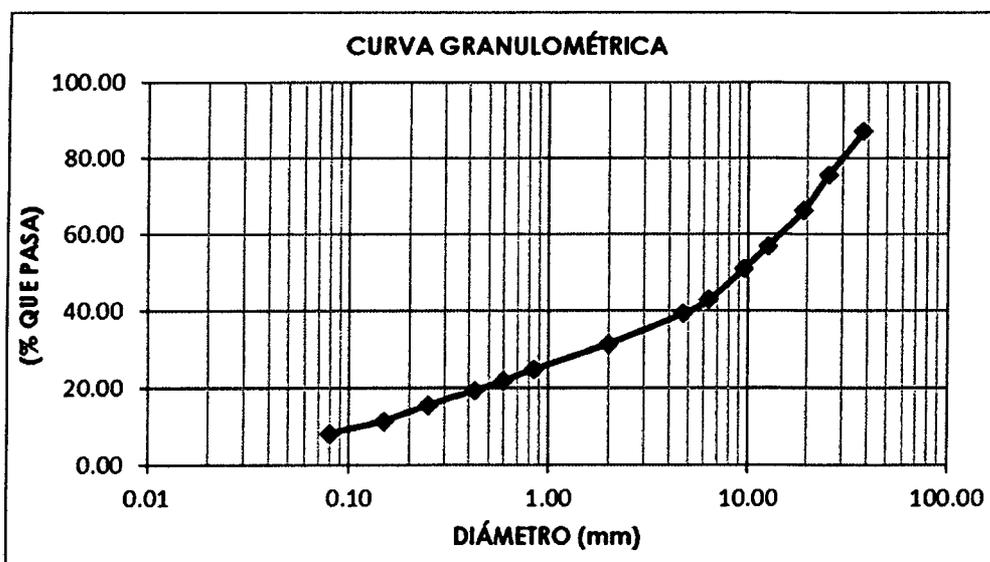
FECHA: 14/12/2012

Peso seco inicial (gr): 500.00

Peso a ser lavado (gr): 200.00

Peso que pasa N° 4 (gr): 196.12

TAMIZ		PESO RETENIDO		PORCENTAJE	
N°	Aber.(mm)	Parcial (gr)	Acumulado	Acumulado	Que Pasa
1 1/2"	38.10	65.90	65.90	13.18	86.82
1"	25.40	57.93	123.83	24.77	75.23
3/4"	19.00	46.58	170.41	34.08	65.92
1/2"	12.50	45.58	215.99	43.20	56.80
3/8"	9.50	29.93	245.92	49.18	50.82
1/4"	6.35	40.43	286.35	57.27	42.73
N° 04	4.75	17.53	303.88	60.78	39.22
N° 10	2.00	39.23	343.11	68.62	31.38
N° 20	0.85	32.83	375.94	75.19	24.81
N° 30	0.60	14.28	390.22	78.04	21.96
N° 40	0.43	13.03	403.25	80.65	19.35
N° 60	0.25	19.08	422.33	84.47	15.53
N° 100	0.15	20.33	442.66	88.53	11.47
N° 200	0.08	16.50	459.16	91.83	8.17
Pérdida por Lavado		40.84	500.00	100.00	0.00



D10 = 0.13 D30 = 1.8 D60 = 15

Cu = 115.38 Cc = 1.66

FUENTE: Elaboración Propia



LÍMITES DE CONSISTENCIA
NORMA ASTM 4318

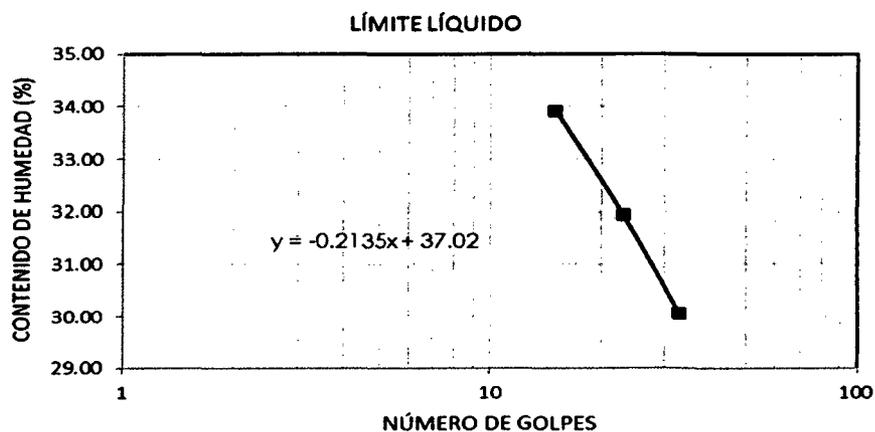
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA -
CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 17/12/2012

CALICATA: 1

ESTRATO: 1

PESOS	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	LL1	LL2	LL3	LP1	LP2
Wt (gr)	28.50	27.30	28.80	27.30	28.90
Wmh + t (gr)	51.40	49.20	52.60	31.90	35.10
Wms + t (gr)	45.60	43.90	47.10	31.20	34.20
Wms (gr)	17.10	16.60	18.30	3.90	5.30
W w (gr)	5.80	5.30	5.50	0.70	0.90
W (%)	33.92	31.93	30.05	17.95	16.98
N. GOLPES	15	23	33
LL/LP	33.00			18.00	



FUENTE: Elaboración Propia



LÍMITES DE CONSISTENCIA

NORMA ASTM 4318

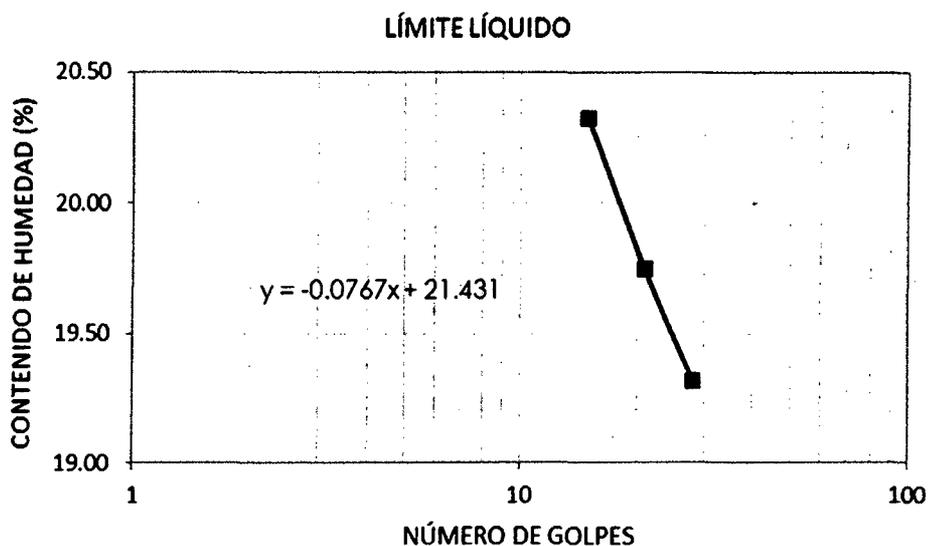
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA -
CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 17/12/2012

CALICATA: 1

ESTRATO: 2

PESOS	LÍMITE LÍQUIDO		
	LL1	LL2	LL3
Wt (gr)	26.4	28.3	25.6
Wmh + t (gr)	48.9	47.1	46.6
Wms +t (gr)	45.1	44	43.2
Wms (gr)	18.7	15.7	17.6
W w (gr)	3.8	3.1	3.4
W (%)	20.32	19.75	19.32
N. GOLPES	15	21	28
LL/LP	20.00		



FUENTE: Elaboración Propia



LÍMITES DE CONSISTENCIA
NORMA ASTM 4318

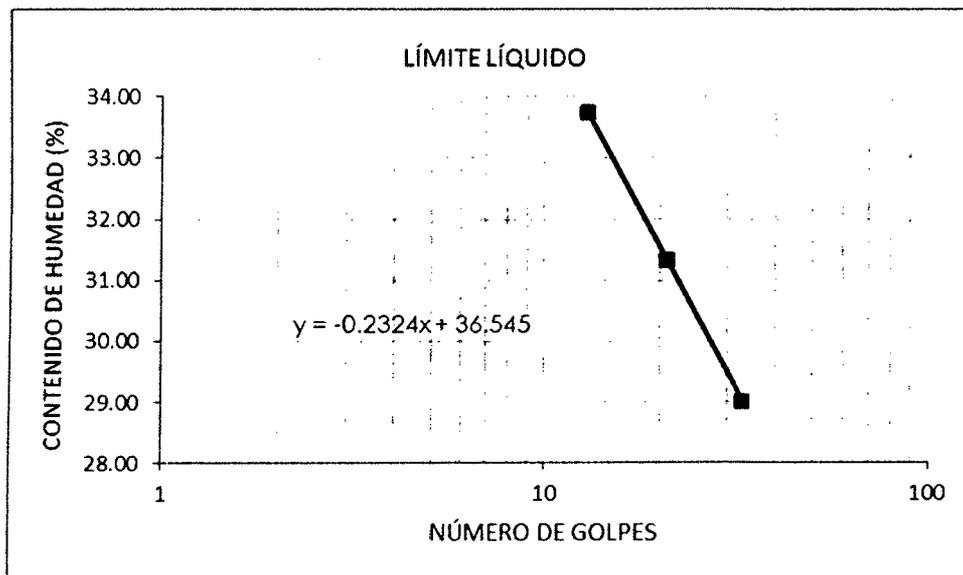
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA -
CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 20/12/2012

CALICATA: 2

ESTRATO: 1

PESOS	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	LL1	LL2	LL3	LP1	LP2
Wt (gr)	26.4	28.3	27.8	26	26.7
Wmh + t (gr)	49	50.1	48.7	33.8	34.2
Wms + t (gr)	43.3	44.9	44	32.5	33
Wms (gr)	16.9	16.6	16.2	6.5	6.3
W w (gr)	5.7	5.2	4.7	1.3	1.2
W (%)	33.73	31.33	29.01	20.00	19.05
N. GOLPES	13	21	33
LL/LP	31.00			20.00	



FUENTE: Elaboración Propia



LÍMITES DE CONSISTENCIA
NORMA ASTM 4318

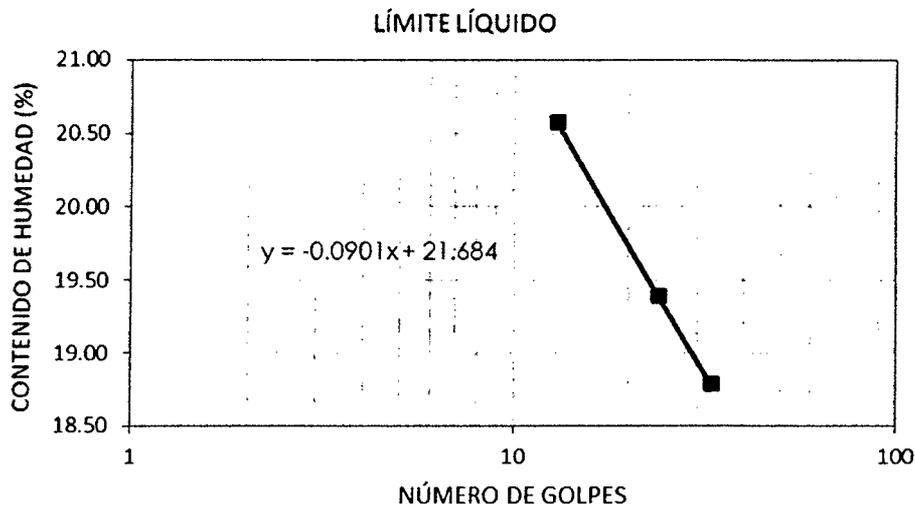
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA -
CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 20/12/2012

CALICATA: 2

ESTRATO: 2

PESOS	LÍMITE LÍQUIDO		
	LL1	LL2	LL3
W _t (gr)	26	26.7	27.8
W _{mh} + t (gr)	47.1	50.1	51.2
W _{ms} + t (gr)	43.5	46.3	47.5
W _{ms} (gr)	17.5	19.6	19.7
W _w (gr)	3.6	3.8	3.7
W (%)	20.57	19.39	18.78
N. GOLPES	13	24	33
LL/LP	19.00		



FUENTE: Elaboración Propia



DENSIDAD HÚMEDA POR MÉTODO DE REEMPLAZO CON ARENA

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA

CALICATA	C1	C2
PROFUNDIDAD DE CALICATA (m)	3.00	3.00
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (cm)	-0.12	-0.11
Peso del Frasco + cono + Arena (gr)	7211.30	6875.70
Peso del Frasco + cono + Arena Sobrante (gr)	3763.80	3369.10
Peso de la Arena Usada (gr)	3447.50	3506.60
Peso de la Arena que Ocupa el Cono (gr)	1685.00	1685.00
Peso de la Arena en el Hoyo (gr)	1762.50	1821.60
Densidad de la Arena (gr/cm ³)	1.34	1.34
Volumen de la Muestra (gr)	1315.30	1359.40
Peso de la Muestra (gr)	2984.10	3055.30
Densidad Húmeda (gr/cm³)	2.27	2.25

FUENTE: Elaboración Propia

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO

Datos:

- $\gamma = 2.25 \text{ gr/cm}^3$ (Peso específico del suelo)
- $c = 0.00 \text{ gr/cm}^2$ (Cohesión: prácticamente nula por ser suelo **GW**)
- $\phi = 31^\circ$ (Ángulo de fricción para un suelo **GW**)
- $D_f = 250 \text{ cm}$ (Profundidad de la cimentación)
- $B = 200 \text{ cm}$ (Ancho de cimentación)

I. Para Cimentaciones Corte General:

a. Cimentación Cuadrada:

- Para $\phi = 31^\circ$, del Cuadro 2.07 los factores de capacidad de carga son :
 $N_c = 20.03$, $N_q = 9.03$, $N_y = 4.83$
 $q = \gamma * D$ $q = 562.5$
- Al reemplazar valores en la Ecuación 11, se calculó que:
 $q_u = 5966.14 \text{ gr/cm}^2$
 $q_u = 5.9661 \text{ kg/cm}^2$

Con FS = 3, al reemplazar en la Ecuación 13, se tiene:

$$\text{Carga admisible} = q_u / FS$$

$$q_{adm} = q_u / FS$$

Luego, la capacidad portante del suelo es: **$q_{adm} = 1.99 \text{ kg/cm}^2$**



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL
 MATERIAL DE ARRASTRE DE LA
 QUEBRADA**

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA
 CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA

FECHA: 15/12/2012

TAMIZ		PESO RETENIDO	
Nº	di (mm)	pi (gr)	di * pi
3/4"	19.00	285.00	5415.00
1/2"	12.50	307.00	3837.50
3/8"	9.50	198.00	1881.00
1/4"	6.35	263.00	1670.05
Nº 04	4.75	59.00	280.25
Nº 10	2.00	209.00	418.00
Nº 20	0.85	108.00	91.80
Nº 30	0.60	95.00	57.00
Nº 40	0.43	81.00	34.83
Nº 60	0.25	134.00	33.50
Nº 100	0.15	156.00	23.40
Nº 200	0.08	68.00	5.44

$\Sigma:$ 13747.77

$0.01*(di*pi) =$ 137.48

FUENTE: Elaboración Propia

2. ESTUDIO DE LOS AGREGADOS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D 421)

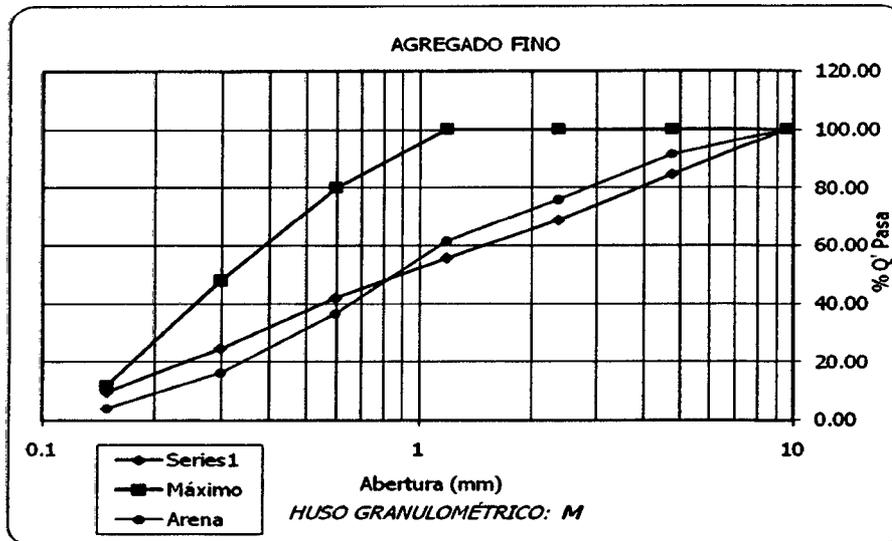
AGREGADO FINO

TAMIZ		Peso Ret (gr)	% Ret.	%Ret Acum	% Que Pasa
Nº	(mm)				
3/8"	9.5	0	0	0	100.00
Nº 4	4.75	225	15.46	15.46	84.54
Nº 8	2.36	230	15.81	31.27	68.73
Nº 16	1.18	190	13.06	44.33	55.67
Nº 30	0.6	200	13.75	58.08	41.92
Nº 50	0.3	250	17.18	75.26	24.74
Nº100	0.15	218	14.98	90.24	9.76
Caz.		142	9.76		
Suma		1455.0		314.64	

FUENTE: Elaboración Propia

Módulo de finura:

$$MF = \frac{\sum (\% \text{ Ret. Acumulados } \text{N}^\circ 4, 8, 16, 30, 50, 100)}{100} = 3.15$$



AGREGADO GRUESO

TAMIZ		Peso Ret. (gr)	% Ret.	%Ret. Acum.	% Que Pasa
Nº	(mm)				
2"	50.8	0	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.5	3435	21.49	21.49	78.51
1"	25	7940	49.67	71.16	41.54
3/4"	19	2920	18.27	89.43	25.8
1/2"	12.5	1220	7.63	97.06	5.01
3/8"	9.5	370	2.31	99.37	0.34
Nº 4	4.75	60	0.38	99.75	0

FUENTE: Elaboración Propia

Módulo de finura:

$$MF = \frac{\sum (\% \text{ Ret. Acumulados } 3", 1 \frac{1}{2}", 3/4", 3/8", N^{\circ}4, 8, 16, 30, 50, 100)}{100}$$

MF = 8.10

PESO UNITARIO SUELTO

V(cc)	2100
Peso del agua(gr)	1955
f	511.51

FUENTE: Elaboración Propia

Agregado Fino:

	M1	M2
P recipiente (gr)	2930	2930
P recip +muestra (gr)	6075	6074
f	511.51	511.51
P muestra (gr)	3145	3144
P.U.S. = Ws x f	1608.70	1608.18
P.U.S. (gr/cm3)	1608.44	

FUENTE: Elaboración Propia



Agregado Grueso:

	M1	M2
P recipiente (gr)	2930	2930
P recip +muestra (gr)	6150	6090
f	511.51	511.51
P muestra (gr)	3220	3160
P.U.S. = $W_s \times f$	1647.06	1616.37
P.U.S.	1631.71	

FUENTE: Elaboración Propia

PESO UNITARIO COMPACTADO

V(cc)	2100
Peso del agua(gr)	1955
f	511.51

FUENTE: Elaboración Propia

Agregado Fino:

	M1	M2
P recipiente (gr)	2930	2930
P recip +muestra (gr)	6360	6345
f	511.51	511.51
P muestra (gr)	3430	3415
P.U.S. = $W_s \times f$	1754.48	1746.80
P.U.S.	1750.64	

FUENTE: Elaboración Propia

Agregado Grueso:

	M1	M2
P recipiente (gr)	2930	2930
P recip +muestra (gr)	6465	6315
f	3430.00	3415.00
P muestra (gr)	3535	3385
P.U.S. = $W_s \times f$	12125.05	11559.78
P.U.S.	11842.41	

FUENTE: Elaboración Propia



**PESO ESPECÍFICO, PESO ESPECÍFICO DE MASA,
 PORCENTAJE DE ABSORCIÓN**

Agregado Fino:

	M1	M2	M3	Promedio
Wo (gr)	495.1	494.00	495.20	
V recip (cc) : V	500.00	500.00	500.00	
V agua (cc) : Va	290	291.10	289.20	
P esp (gr/cm3) : Pe	2.358	2.365	2.349	2.36
P esp sat sup sec (gr/cm3)	2.381	2.393	2.372	2.38
P esp aparente (gr/cm3)	2.414	2.435	2.404	2.42
% absorción : Ab	0.99	1.21	0.97	1.06

FUENTE: Elaboración Propia

Donde:

Peso específico de masa:

$$Pe = \frac{Wo}{V - Va}$$

Peso específico de masa saturada con superficie seca:

$$P_{esss} = \frac{500}{V - Va}$$

Peso específico aparente:

$$Pea = \frac{Wo}{(V - Va) - (500 - Wo)}$$

Absorción:

$$Ab = \frac{(500 - Wo) \times 100}{Wo}$$

Agregado Grueso:

	M1	M2	Promedio
A (gr)	5230.00	5231.80	-
B (gr)	5280.00	5290.00	-
C (gr)	2835.00	2890.00	-
P esp (gr/cm3) : Pe	2.14	2.18	2.16
P esp sat sup sec (gr/cm3)	2.16	2.20	2.18
P esp aparente (gr/cm3)	2.18	2.23	2.21
% Absorción	0.96	1.11	1.03

FUENTE: Elaboración Propia

Donde:

Peso específico de masa:

$$Pe = \frac{A}{B - C}$$



Peso específico de masa saturada con superficie seca:

$$P_{\text{esss}} = \frac{B}{B - C}$$

Peso específico aparente:

$$P_{\text{ea}} = \frac{A}{A - C}$$

Absorción:

$$A_b = \frac{(B - A) \times 100}{A}$$

A: Peso en el aire de la muestra seca al horno (gr.)

B: Peso en el aire de la muestra saturada con superficie seca (gr.)

C: Peso en el aire de la muestra saturada (gr.)

RESISTENCIA A LA ABRASIÓN

ASTM C 535

Ensayo realizado con agregado grueso en la Máquina de los Ángeles, cuyos resultados se tienen en el siguiente cuadro:

TAMICES		RETENIDO		A (gr.)
ABERTURA	PASA	EN		
1 1/2"	37.5 mm	1"	25.40 mm	1250
1"	25.4 mm	3/4"	19.00 mm	1250
3/4"	19.0 mm	1/2"	12.70 mm	1250
1/2"	12.7 mm	3/8"	09.51 mm	1250
Total				5000

FUENTE: Elaboración Propia

Peso inicial: 5000 gr

Peso final: 3790 gr

$$\% \text{ de desgaste} = \frac{5000 - 3790}{5000} \times 100$$

$$\% \text{ de desgaste} = \mathbf{24.20 \%}$$



3. DISEÑO DE MEZCLAS

DISEÑO POR COMBINACIÓN DE AGREGADOS

CARACTERÍSTICAS DE LOS AGREGADOS:

Propiedades de los Agregados	Ag. Fino	Ag. Grueso
Tamaño Máximo	-	1.5
Peso Especifico de Masa (gr/cm ³)	2.36	2.16
Peso Unitario Suelto Seco (gr/cm ³)	1608.44	1631.71
Peso Unitario Compactado Seco (gr/cm ³)	1750.64	1769.82
Modulo de Fineza	3.15	8.10
Absorción (%)	1.06	1.03
Abrasión (%)	-	24.20
Contenido de Humedad (%)	1.30	1.20

FUENTE: Elaboración Propia

PROCEDIMIENTO

1.0 SLUMP	Plástica	3" a 4"
2.0 f_c (kg/cm ²)	280	84
	Entonces f'_{cr} (kg/cm ²):	364
3.0 RELACIÓN AGUA CEMENTO		
SIN AIRE INCORPORADO	0.578	
	Entonces:	0.578
4.0 AGUA PARA LA MEZCLA Lt/cm ³		
SIN AIRE INCORPORADO	181	
	Entonces:	181
5.0 CANTIDAD DE CEMENTO (kg)	313.148789	
6.0 PORCENTAJE DE AIRE	0.01	
7.0 CANTIDAD DE AGREGADO	0.70958769	
m. AGREGADO FINO	0.49173737	
m. AGREGADO GRUESO	0.50826263	
	Entonces:	
VOLUMEN DE A. F.	0.34893079	
VOLUMEN DE A. G.	0.3606569	
PESO DEL A.F.	823.476653	
PESO DEL A.G.	779.018906	
8.0 PESO SECO DE LOS AGREGADOS		
	CEMENTO:	313.148789
	ARENA:	823.476653
	PIEDRA:	779.018906
	AGUA:	181



9.0 CORRECCIÓN POR HUMEDAD

CEMENTO:	313.148789
ARENA:	834.18185
PIEDRA:	788.367133
AGUA:	177.699324

10.0 PROPORCIÓN EN PESO

CEMENTO:	1
ARENA:	2.66385143
PIEDRA:	2.51754808
AGUA:	0.56745972

11.0 PESO UNITARIO SUELTO HÚMEDO

FINO:	1629.34972
GRUESO:	1651.29052

12.0 POR VOLUMEN

CEMENTO:	7.3682068
ARENA:	18.0777403
PIEDRA:	16.8578715
AGUA:	24.1170381

13.0 PROPORCIÓN POR VOLUMEN

CEMENTO:	1
ARENA:	2.45347895
PIEDRA:	2.28792052
AGUA:	24.1170381

PROCEDIMIENTO

1.0 SLUMP	Plástica	3" a 4"
2.0 $f'c$ (kg/cm ²)	210	84
	Entonces $f'cr$ (kg/cm ²):	394
3.0 RELACIÓN AGUA CEMENTO		
	SIN AIRE INCORPORADO	0.684
	Entonces:	0.684
4.0 AGUA PARA LA MEZCLA Lt/cm ³		
	SIN AIRE INCORPORADO	181
	Entonces:	181
5.0 CANTIDAD DE CEMENTO (kg)	264.619883	
6.0 PORCENTAJE DE AIRE	0.01	
7.0 CANTIDAD DE AGREGADO	0.72499369	
m. AGREGADO FINO	0.50941414	
m. AGREGADO GRUESO	0.49058586	
	Entonces:	
	VOLUMEN DE A. F.	0.36932204
	VOLUMEN DE A. G.	0.35567165



	PESO DEL A.F.	871.600008
	PESO DEL A.G.	768.250766
8.0 PESO SECO DE LOS AGREGADOS	CEMENTO:	264.619883
	ARENA:	871.600008
	PIEDRA:	768.250766
	AGUA:	181
9.0 CORRECCIÓN POR HUMEDAD	CEMENTO:	264.619883
	ARENA:	882.930808
	PIEDRA:	777.469775
	AGUA:	177.602134
10.0 PROPORCIÓN EN PESO		
	CEMENTO:	1
	ARENA:	3.3366004
	PIEDRA:	2.93806258
	AGUA:	0.67115944
11.0 PESO UNITARIO SUELTO HÚMEDO	FINO:	1629.34972
	GRUESO:	1651.29052
12.0 POR VOLUMEN	CEMENTO:	6.22635019
	ARENA:	19.1341898
	PIEDRA:	16.6248503
	AGUA:	28.5242764
13.0 PROPORCIÓN POR VOLUMEN		
	CEMENTO:	1
	ARENA:	3.07309888
	PIEDRA:	2.67007955
	AGUA:	28.5242764

PROCEDIMIENTO

1.0	SLUMP	Plástica	3" a 4"
2.0	$f'c$ (kg/cm ²)	175	70
		Entonces $f'cr$ (kg/cm ²):	245
3.0	RELACIÓN AGUA CEMENTO		
	SIN AIRE INCORPORADO	0.75	
		Entonces:	0.75
4.0	AGUA PARA LA MEZCLA Lt/cm ³		
	SIN AIRE INCORPORADO	181	
		Entonces:	181



5.0	CANTIDAD DE CEMENTO (kg)	241.333333
6.0	PORCENTAJE DE AIRE	0.01
7.0	CANTIDAD DE AGREGADO	0.73238624
	m. AGREGADO FINO	0.51830303
	m. AGREGADO GRUESO	0.48169697
	Entonces:	
	VOLUMEN DE A. F.	0.37959801
	VOLUMEN DE A. G.	0.35278823
	PESO DEL A.F.	895.851302
	PESO DEL A.G.	762.022586

8.0 PESO SECO DE LOS AGREGADOS

CEMENTO:	241.333333
ARENA:	895.851302
PIEDRA:	762.022586
AGUA:	181

9.0 CORRECCIÓN POR HUMEDAD

CEMENTO:	241.333333
ARENA:	907.497369
PIEDRA:	771.166857
AGUA:	177.554519

10.0 PROPORCIÓN EN PESO

CEMENTO:	1
ARENA:	3.76034821
PIEDRA:	3.19544278
AGUA:	0.73572314

11.0 PESO UNITARIO SUELTO HÚMEDO

FINO:	1629.34972
GRUESO:	1651.29052

12.0 POR VOLUMEN

CEMENTO:	5.67843137
ARENA:	19.6665772
PIEDRA:	16.4900733
AGUA:	31.2682336

13.0 PROPORCIÓN POR VOLUMEN

CEMENTO:	1
ARENA:	3.46338204
PIEDRA:	2.9039839
AGUA:	31.2682336



4.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.4.1 METODOLOGÍA

El objetivo de estos estudios es establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas, extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico de la quebrada que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

1. HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

Este tipo de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado de acuerdo a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y riesgo considerado, los estudios hidrológicos e hidráulicos deben comprender lo siguiente:

Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente, visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global, recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente, caracterización hidrológica de la cuenca considerada hasta el cruce del curso de agua con base a la determinación de las características de las respuestas de lluvia – escorrentía y considerando aportes adicionales en la cuenca, selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño, estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos, determinación de las características hidráulicas del flujo, determinación de las profundidades de socavación general por contracción total y local, recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.

2. DELIMITACIÓN DE LA MICROCUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

Se realizó la delimitación de la microcuenca sobre un plano a curvas de nivel en la Carta Nacional 15 – f, luego de identificar la red de drenaje o corriente superficial, se realizó un esbozo muy general de la delimitación, invariablemente la divisoria corta perpendicularmente a las curvas de nivel y pasa estrictamente por los puntos de mayor nivel topográfico, siguiendo las líneas del divortium aquarium trazando una línea imaginaria, como comprobación la divisoria nunca corta una quebrada o un río, sea que éste haya sido graficado o no en el mapa, excepto en el punto de interés de la cuenca. En los planos adjuntados se aprecia la delimitación de la microcuenca y de ésta se obtuvieron los siguientes parámetros geomorfológicos.



PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS:

- a. **Área (A):** Una vez delimitada la microcuenca, con la ayuda del AutoCAD se calculó el área. El resultado se presenta en la Tabla 5.03 en Resultados.
- b. **Perímetro (P):** Con la ayuda del AutoCAD se calculó el perímetro de la microcuenca. El resultado se presenta en la Tabla 5.03 en Resultados.
- c. **Coefficiente de compacidad:** Se determinó reemplazando el perímetro y el área de la cuenca en la *Ecuación 18*. El resultado se presenta en la Tabla 5.03 en Resultados.
- d. **Pendiente del cauce principal:** Para determinar la pendiente del cauce principal, se utilizó la *Ecuación 19*; los cálculos se presentan en la Tabla 4.16
- e. **Factor de Forma (F):** Con el área y la longitud del cauce principal de la microcuenca, se calculó el factor de forma con la *Ecuación 20*. Los cálculos se presentan en la Tabla 4.17
- f. **Pendiente de la cuenca (Sc):** Con el desnivel entre curvas de nivel, y las longitudes de cada tramo de las curvas de nivel y con el área de la cuenca, se calculó la pendiente utilizando la *Ecuación 21*. Los cálculos se presentan en la Tabla 4.18
- g. **Altitud media (H):** Con las cotas de nivel inferior y de nivel superior de la microcuenca, se determinó la cota 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 utilizó la *Ecuación 22*. Los cálculos se presentan en la Tabla 4.19
- h. **Tiempo de concentración (Tc):** Con las cotas de nivel inferior y de nivel superior de la microcuenca, así como de la longitud entre curvas de nivel, se calculó el tiempo de concentración haciendo uso de la *Ecuación 23*. Los cálculos se presentan en la Tabla 4.20

Los resultados de los parámetros calculados, se presentan en la Tabla 5.03 en Resultados.

3. DETERMINACIÓN DE INTENSIDADES

Para determinar el caudal de diseño es necesario hallar la intensidad, por no contar con los datos de la misma zona se ha creído conveniente hacer una transposición de datos de la Estación Weber Bauer, con la *Ecuación 26*, para esto se utilizaron las *Ecuaciones 24 y 25*; también se tuvo en cuenta la altitud media de la zona a transponer los datos.



Con los datos de la Estación Weberbauer (Tabla 4.2), se calculó las lluvias máximas (Tabla 4.22), luego se ordenó en forma decreciente las intensidades de la Estación Weberbauer (Tabla 4.23). Con la altitud media de la zona en estudio y con la ayuda de las Ecuaciones 24 y 25, se realizó la transposición de las intensidades máximas al lugar en estudio (Tabla 4.24). El estudio consistió en ajustar estos datos a distribuciones de valores extremos, se utilizó el Modelo Gumbel (Ecuaciones 27, 28, 29, 30, 31 y 32). En las Tablas del 4.25 al 4.30, se muestra los modelamientos de 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, de 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 la Tabla 4.31 se muestran los valores críticos estadísticos, se utilizó un nivel de significación del 5% (nivel de significación recomendado para estudios hidrológicos), y para un tamaño de muestra igual a 39 (datos hidrológicos desde 1975 al 2013).

Tabla 4.01

Valores críticos de "Do" del estadísticos Smirnov - Kolmogorov, para varios valores de N y valores de significación

TAMAÑO MUESTRAL	NIVEL DE SIGNIFICACIÓN			
	0.20	0.10	0.05	0.01
N				
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
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	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

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

En la Tabla 4.32, se muestra el criterio de decisión tomado, considerando que si el $\text{Máx} | P(x < X) - F(x < X) | < D_o$, entonces el ajuste es bueno al nivel de significación seleccionado.



Luego se determinó las Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno, vida útil y riesgo de falla, se utilizó la ecuación de predicción del modelo. (Ver Tabla 4.33 y 4.34).

Para el cálculo de las Intensidades máximas se generó una curva modelada de intensidades - duración - frecuencia según los datos transpuestos para diferentes periodos de retorno, vida útil y riesgo de falla para 5, 10, 15, 30, 60 y 120 minutos (Ver Tabla 4.35).

Luego se graficó las intensidades vs. Tiempo de concentración y obtuvo el gráfico de curvas modeladas (Ver Figura 4.01).

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se utilizó la Tabla 2.11 para características de superficie pendiente superior a 7% y periodo de retorno de 50 años según Tabla 2.10.

4. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

A. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PROBABLE

El caudal máximo probable resulta de la suma del caudal líquido más el caudal sólido, se utilizó la Ecuación 33.

B. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL LÍQUIDO

Para determinar el caudal de diseño se utilizó la Ecuación 34 del método racional; teniendo en cuenta la Tabla 2.11 se determinó el coeficiente de escorrentía. Los cálculos se presentan en la Tabla 4.36

C. CÁLCULO DEL CAUDAL SÓLIDO

Con el caudal líquido, la luz libre del puente, el peso específico del suelo, la pendiente, y el diámetro D40 de las partículas, se calculó el caudal sólido con las Ecuaciones 35, 36 y 37.

5. CÁLCULO DEL TIRANTE "Y" EN LA SECCIÓN HIDRÁULICA

Con el área de la sección transversal calculada (ver Figura 2.02), el coeficiente de rugosidad del terreno se determinó según Tabla 2.12 para corrientes naturales con secciones pedregosas, el radio hidráulico, la pendiente del río; se calculó el tirante por aproximaciones sucesivas con la Ecuación 38 (ecuación de Manning).

CÁLCULO DEL TIRANTE DE DISEÑO "Yo"

El tirante de diseño se determinó como la suma del tirante máximo "y" más el borde libre. El borde libre se consideró 1/3 del tirante "y". Luego se utilizó la Ecuación 42 para calcular el tirante de diseño.



6. ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Para determinar la profundidad de socavación, se necesitó conocer el tipo de cauce, además del:

- Caudal de Diseño: Calculado anteriormente.
- Ancho efectivo de la superficie de agua (B_e): expresado como A/y .
- Tirante normal o profundidad de la corriente (H_o).
- Coeficiente de contracción (μ): Se determinó d/a Tabla 2.13, con la velocidad media en la sección y la luz libre entre estribos.
- Peso específico del suelo del cauce (γ_d): Del estudio de suelos.
- Exponente variable (x): Calculado de la Tabla 2.14, con el peso volumétrico seco y con el tipo de cauce.
- Coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño (β): Calculado de la Tabla 2.15, con probabilidad anual de 5% que se presente el gasto de diseño.
- Área de la sección hidráulica (A): Calculado anteriormente.
- Profundidad media de la sección (H_m): Resulta de dividir A/B_e .

Luego reemplazando datos en la *Ecuación 47*. Finalmente se calculó la profundidad de socavación (d_s) respecto al fondo del cauce, expresado como la diferente de H_s y H_o .

7. PLANTEAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE

El propósito más importante de plantear un sistema de drenaje en puentes es que el agua pueda ser eliminada para que no perjudique al puente. El sistema de drenaje es uno de los más importantes factores en el diseño de obras de ingeniería, pues controlar el agua de lluvia es muy importante para evitar que ésta pueda afectar los diferentes elementos del puente.

A. DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL

Drenaje de la losa del puente

Al existir acumulación de aguas de lluvia sobre la losa esto provocará daños en la estructura del puente, por esto será necesario dar un bombeo, para puentes se considerará en la losa un bombeo de 1 a 2 % y tubería PVC-SAL con diámetro de 2" cada 5 m a cada lado de la losa.

Drenaje de los estribos

Está Constituido por drenaje mediante tubería PVC-SAL, con diámetro de 4" que irán a una distancia de 2 m.



4.4.2 PROCEDIMIENTO.

1. Pendiente del cauce principal (S):

Tabla 4.02 Pendiente del cauce principal

CURVAS		Long. Entre curvas Li (m)	S(%) entre curvas	Si ^{1/2}	Li/(Si ^{1/2})
De	a				
2714	2800	1526.44	5.63	2.37	643.09
2800	3000	1503.01	13.31	3.65	412.03
3000	3200	1070.10	18.69	4.32	247.52
3200	3400	1057.48	18.91	4.35	243.16
3400	3600	1320.39	15.15	3.89	339.27
3600	3641	218.16	18.79	4.34	50.32
Σ Li :		6695.57		Σ (Li/Si ^{1/2}):	1935.39

FUENTE: Elaboración Propia

Luego:

$$S = [\sum Li / \sum (Li / Si^{1/2})]^2$$

$$S = (6695.57 / 1935.39)^2$$

$$S = 11.97 \%$$

2. Factor De Forma (F):

Tabla 4.03 Factor de forma

	Cuenca
A (km ²)	9.713
L (km)	6.696
F	0.217

FUENTE: Elaboración Propia

Luego: F = 0.217

3. Pendiente De La Cuenca (Sc):

Tabla 4.04 Pendiente de la cuenca

CURVAS		Long. de curvas (Km)
De	a	
2714	2800	1.599
2800	3000	2.440
3000	3200	2.325
3200	3400	3.692
3400	3600	4.681
3600	3800	1.417
3800	3850	0.598
Σ :		16.753

FUENTE: Elaboración Propia

Equidistancia: 0.20 km

Área: 9.71 km²

$$Sc = 34.49 \%$$



4. Altitud Media (H):

Tabla 4.05 Altitud Media

MICROCUEENCA	COTAS (m.s.n.m.)		COTA PROMEDIO	AREA PARCIAL	Hi xAi	ALTITUD MEDIA
	Ho	Hf	Hi (m)	Ai (Ha)	(m x Ha)	H (m)
q	2714.00	2800.00	2757.00	152.376	420101.376	3209.314
	2800.00	3000.00	2900.00	187.801	544622.600	
	3000.00	3200.00	3100.00	115.905	359305.758	
	3200.00	3400.00	3300.00	174.959	577363.867	
	3400.00	3600.00	3500.00	220.054	770190.379	
	3600.00	3800.00	3700.00	113.430	419691.971	
	3800.00	3850.00	3825.00	6.805	26030.495	

FUENTE: Elaboración Propia

Luego:

$$H = 3209.31 \text{ m.s.n.m.}$$

RESUMEN DE PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

PARAMETROS	Cuenca
Área (Km ²)	9.71
Longitud del cauce principal (Km)	6.70
Perímetro (Km)	14.72
Coefficiente de Compacidad (Kc)	1.3
Pendiente del cauce principal (S)	11.97 %
Factor de forma (F)	0.217
Pendiente cuenca (Sc)	34.49 %
Altitud Media (H) msnm	3209.31

5. Tiempo de Concentración (Tc):

Tabla 4.06 Tiempo de Concentración

MICROCUEENCA	COTAS (m. s. n. m.)		Li	Si	(Li ² /Si) ^{1/2}	s	S (%)	Tc (min)
	Ho	Hf	(Km)		(Km)			
q	2714.00	2800.00	1.526	0.056	6.431	0.120	11.97	47.65
	2800.00	3000.00	1.503	0.133	4.120			
	3000.00	3200.00	1.070	0.187	2.475			
	3200.00	3400.00	1.057	0.189	2.432			
	3400.00	3600.00	1.320	0.151	3.393			
	3600.00	3641.00	0.218	0.188	0.503			
			6.696		19.354			

FUENTE: Elaboración Propia

Luego:

$$Tc = 47.65 \text{ minutos}$$



6. Datos Generales – Estación Weberbauer

Tabla 4.07 Datos Generales - Estación Augusto Weberbauer

Precip. Máxima en 24 horas	
AÑO	MAXIMA
1975	37.90
1976	36.50
1977	40.50
1978	18.10
1979	28.00
1980	28.80
1981	39.30
1982	30.50
1983	29.80
1984	27.60
1985	19.80
1986	27.40
1987	24.30
1988	18.20
1989	30.00
1990	25.40
1991	29.70
1992	17.70
1993	22.50
1994	28.50
1995	20.60
1996	35.10
1997	27.60
1998	31.70
1999	38.80
2000	36.10
2001	28.20
2002	22.30
2003	20.80
2004	28.10
2005	20.20
2006	20.60
2007	25.40
2008	27.00
2009	21.90
2010	36.40
2011	27.70
2012	27.90
2013	35.30

FUENTE: SENAMHI



7. Lluvias Máximas – Estación WeberBAUER

Tabla 4.08 LLUVIAS MÁXIMAS (mm): Estación Weberbauer

AÑO	P.Máx.24h.	DURACION EN MINUTOS					
		5	10	15	30	60	120
1975	37.90	9.20	10.94	12.11	14.40	17.12	20.36
1976	36.50	8.86	10.54	11.66	13.87	16.49	19.61
1977	40.50	9.83	11.69	12.94	15.39	18.30	21.76
1978	18.10	4.39	5.23	5.78	6.88	8.18	9.72
1979	28.00	6.80	8.08	8.95	10.64	12.65	15.04
1980	28.80	6.99	8.31	9.20	10.94	13.01	15.47
1981	39.30	9.54	11.34	12.56	14.93	17.76	21.12
1982	30.50	7.40	8.80	9.74	11.59	13.78	16.39
1983	29.80	7.23	8.60	9.52	11.32	13.46	16.01
1984	27.60	6.70	7.97	8.82	10.49	12.47	14.83
1985	19.80	4.81	5.72	6.33	7.52	8.95	10.64
1986	27.40	6.65	7.91	8.75	10.41	12.38	14.72
1987	24.30	5.90	7.01	7.76	9.23	10.98	13.06
1988	18.20	4.42	5.25	5.81	6.91	8.22	9.78
1989	30.00	7.28	8.66	9.58	11.40	13.55	16.12
1990	25.40	6.17	7.33	8.11	9.65	11.48	13.65
1991	29.70	7.21	8.57	9.49	11.28	13.42	15.96
1992	17.70	4.30	5.11	5.65	6.72	8.00	9.51
1993	22.50	5.46	6.50	7.19	8.55	10.17	12.09
1994	28.50	6.92	8.23	9.10	10.83	12.88	15.31
1995	20.60	5.00	5.95	6.58	7.83	9.31	11.07
1996	35.10	8.52	10.13	11.21	13.34	15.86	18.86
1997	27.60	6.70	7.97	8.82	10.49	12.47	14.83
1998	31.70	7.70	9.15	10.13	12.04	14.32	17.03
1999	38.80	9.42	11.20	12.40	14.74	17.53	20.85
2000	36.10	8.76	10.42	11.53	13.72	16.31	19.40
2001	28.20	6.85	8.14	9.01	10.71	12.74	15.15
2002	22.30	5.41	6.44	7.12	8.47	10.08	11.98
2003	20.80	5.05	6.00	6.65	7.90	9.40	11.18
2004	28.10	6.82	8.11	8.98	10.68	12.70	15.10
2005	20.20	4.90	5.83	6.45	7.67	9.13	10.85
2006	20.60	5.00	5.95	6.58	7.83	9.31	11.07
2007	25.40	6.17	7.33	8.11	9.65	11.48	13.65
2008	27.00	6.55	7.79	8.63	10.26	12.20	14.51
2009	21.90	5.32	6.32	7.00	8.32	9.89	11.77
2010	36.40	8.84	10.51	11.63	13.83	16.45	19.56
2011	27.70	6.72	8.00	8.85	10.52	12.51	14.88
2012	27.90	6.77	8.05	8.91	10.60	12.61	14.99
2013	35.30	8.57	10.19	11.28	13.41	15.95	18.97

FUENTE: Elaboración Propia



8. Intensidades Máximas Ordenadas – Estación Weberbauer

Tabla 4.09 Intensidades Máximas Ordenadas (mm/h): Estación Weberbauer

LATITUD : 07°10' 03" Sur **FUENTE:** SENAMHI **DEP. :** CAJAMARCA
LONGITUD: 78°29' 35" Oeste **PROV. :** CAJAMARCA
ALTITUD : 2536 m.s.n.m. **DIST. :** CAJAMARCA

INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h): ESTACION WEBERBAUER							
AÑO	P.Máx.24h.	DURACION EN MINUTOS					
		5	10	15	30	60	120
1	40.50	112.80	84.60	51.75	41.00	27.10	14.00
2	39.30	111.60	75.20	50.22	40.60	26.00	14.00
3	38.80	106.03	63.05	49.58	38.00	23.70	14.00
4	37.90	102.83	61.14	48.43	37.90	23.10	13.50
5	36.50	92.00	75.00	46.64	37.20	23.00	13.30
6	36.40	91.50	73.00	46.52	37.00	23.00	13.00
7	36.10	90.00	71.80	46.13	37.00	21.10	12.90
8	35.30	88.30	68.10	45.11	36.20	21.00	12.33
9	35.10	84.60	66.30	44.85	35.00	19.38	12.00
10	31.70	84.60	65.40	40.51	33.80	19.00	11.10
11	30.50	83.00	64.20	38.98	33.00	19.00	11.00
12	30.00	82.20	64.00	38.34	32.66	18.70	10.00
13	29.80	81.30	63.00	38.08	32.40	18.00	10.00
14	29.70	81.27	48.32	37.95	31.40	17.90	9.95
15	28.80	78.65	60.20	36.80	30.10	17.90	9.80
16	28.50	76.00	60.10	36.42	29.10	16.70	9.78
17	28.20	75.30	60.00	36.04	28.70	16.60	9.60
18	28.10	73.60	56.30	35.91	28.00	16.45	9.48
19	28.00	73.00	54.80	35.78	28.00	16.00	9.35
20	27.90	72.00	54.40	35.65	27.66	16.00	9.30
21	27.70	71.10	53.00	35.40	27.60	15.95	9.20
22	27.60	70.80	52.80	35.27	26.83	15.60	9.00
23	27.60	70.80	51.00	35.27	26.82	15.60	8.90
24	27.40	70.40	50.40	35.01	25.60	15.50	8.90
25	27.00	68.00	50.00	34.50	25.60	15.20	8.20
26	25.40	67.20	49.20	32.46	24.00	14.70	8.10
27	25.40	67.20	47.80	32.46	23.00	13.80	8.00
28	24.30	65.00	46.75	31.05	21.60	13.20	7.90
29	22.50	64.65	45.30	28.75	21.20	12.61	7.50
30	22.30	60.00	43.80	28.50	21.00	12.20	7.25
31	21.90	59.30	42.60	27.99	20.50	12.00	6.87
32	20.80	58.00	39.00	26.58	20.45	11.10	6.52
33	20.60	56.00	38.45	26.32	19.00	10.30	6.40
34	20.60	46.80	38.30	26.32	17.30	10.10	6.08
35	20.20	45.60	32.00	25.81	16.85	10.00	6.00
36	19.80	36.60	33.07	25.30	15.92	10.00	5.95
37	18.20	30.00	30.00	23.26	15.00	9.90	5.10
38	18.10	28.20	24.00	23.13	13.80	9.76	5.00
39	17.70	26.00	20.60	22.62	13.76	8.72	4.40



9. Datos Transpuestos a la zona en estudio

Tabla 4.10 Datos transpuestos a la zona de estudio del puente con una altitud media:

H = 3209.31 m

INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h): ZONA DE ESTUDIO							
AÑO	P.Máx.24h.	DURACION EN MINUTOS					
		5	10	15	30	60	120
1	40.50	142.75	107.06	65.50	51.89	34.30	17.72
2	39.30	141.23	95.17	63.55	51.38	32.90	17.72
3	38.80	134.18	79.79	62.75	48.09	29.99	17.72
4	37.90	130.13	77.37	61.29	47.96	29.23	17.08
5	36.50	116.43	94.91	59.03	47.08	29.11	16.83
6	36.40	115.79	92.38	58.86	46.82	29.11	16.45
7	36.10	113.90	90.86	58.38	46.82	26.70	16.32
8	35.30	111.74	86.18	57.09	45.81	26.58	15.60
9	35.10	107.06	83.90	56.76	44.29	24.53	15.19
10	31.70	107.06	82.76	51.26	42.77	24.04	14.05
11	30.50	105.04	81.25	49.32	41.76	24.04	13.92
12	30.00	104.02	80.99	48.52	41.33	23.66	12.66
13	29.80	102.89	79.73	48.19	41.00	22.78	12.66
14	29.70	102.85	61.15	48.03	39.74	22.65	12.59
15	28.80	99.53	76.18	46.57	38.09	22.65	12.40
16	28.50	96.18	76.06	46.09	36.83	21.13	12.38
17	28.20	95.29	75.93	45.60	36.32	21.01	12.15
18	28.10	93.14	71.25	45.44	35.43	20.82	12.00
19	28.00	92.38	69.35	45.28	35.43	20.25	11.83
20	27.90	91.12	68.84	45.12	35.00	20.25	11.77
21	27.70	89.98	67.07	44.80	34.93	20.18	11.64
22	27.60	89.60	66.82	44.63	33.95	19.74	11.39
23	27.60	89.60	64.54	44.63	33.94	19.74	11.26
24	27.40	89.09	63.78	44.31	32.40	19.62	11.26
25	27.00	86.05	63.28	43.66	32.40	19.24	10.38
26	25.40	85.04	62.26	41.08	30.37	18.60	10.25
27	25.40	85.04	60.49	41.08	29.11	17.46	10.12
28	24.30	82.26	59.16	39.30	27.33	16.70	10.00
29	22.50	81.81	57.33	36.39	26.83	15.96	9.49
30	22.30	75.93	55.43	36.06	26.58	15.44	9.17
31	21.90	75.04	53.91	35.42	25.94	15.19	8.69
32	20.80	73.40	49.35	33.64	25.88	14.05	8.25
33	20.60	70.87	48.66	33.31	24.04	13.03	8.10
34	20.60	59.23	48.47	33.31	21.89	12.78	7.69
35	20.20	57.71	40.50	32.67	21.32	12.66	7.59
36	19.80	46.32	41.85	32.02	20.15	12.66	7.53
37	18.20	37.97	37.97	29.43	18.98	12.53	6.45
38	18.10	35.69	30.37	29.27	17.46	12.35	6.33
39	17.70	32.90	26.07	28.62	17.41	11.04	5.57

FUENTE: Elaboración Propia



10. Modelo de Gumbel

Tabla 4.11 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	142.75	0.0250	0.9750	0.9548	0.0202	40.00
2	141.23	0.0500	0.9500	0.9515	0.0015	20.00
3	134.18	0.0750	0.9250	0.9325	0.0075	13.33
4	130.13	0.1000	0.9000	0.9186	0.0186	10.00
5	116.43	0.1250	0.8750	0.8484	0.0266	8.00
6	115.79	0.1500	0.8500	0.8441	0.0059	6.67
7	113.90	0.1750	0.8250	0.8305	0.0055	5.71
8	111.74	0.2000	0.8000	0.8139	0.0139	5.00
9	107.06	0.2250	0.7750	0.7725	0.0025	4.44
10	107.06	0.2500	0.7500	0.7725	0.0225	4.00
11	105.04	0.2750	0.7250	0.7524	0.0274	3.64
12	104.02	0.3000	0.7000	0.7417	0.0417	3.33
13	102.89	0.3250	0.6750	0.7293	0.0543	3.08
14	102.85	0.3500	0.6500	0.7289	0.0789	2.86
15	99.53	0.3750	0.6250	0.6901	0.0651	2.67
16	96.18	0.4000	0.6000	0.6466	0.0466	2.50
17	95.29	0.4250	0.5750	0.6344	0.0594	2.35
18	93.14	0.4500	0.5500	0.6037	0.0537	2.22
19	92.38	0.4750	0.5250	0.5924	0.0674	2.11
20	91.12	0.5000	0.5000	0.5732	0.0732	2.00
21	89.98	0.5250	0.4750	0.5555	0.0805	1.90
22	89.60	0.5500	0.4500	0.5495	0.0995	1.82
23	89.60	0.5750	0.4250	0.5495	0.1245	1.74
24	89.09	0.6000	0.4000	0.5415	0.1415	1.67
25	86.05	0.6250	0.3750	0.4916	0.1166	1.60
26	85.04	0.6500	0.3500	0.4744	0.1244	1.54
27	85.04	0.6750	0.3250	0.4744	0.1494	1.48
28	82.26	0.7000	0.3000	0.4263	0.1263	1.43
29	81.81	0.7250	0.2750	0.4185	0.1435	1.38
30	75.93	0.7500	0.2500	0.3145	0.0645	1.33
31	75.04	0.7750	0.2250	0.2991	0.0741	1.29
32	73.40	0.8000	0.2000	0.2707	0.0707	1.25
33	70.87	0.8250	0.1750	0.2285	0.0535	1.21
34	59.23	0.8500	0.1500	0.0753	0.0747	1.18
35	57.71	0.8750	0.1250	0.0619	0.0631	1.14
36	46.32	0.9000	0.1000	0.0081	0.0919	1.11
37	37.97	0.9250	0.0750	0.0007	0.0743	1.08
38	35.69	0.9500	0.0500	0.0003	0.0497	1.05
39	32.90	0.9750	0.0250	0.0001	0.0249	1.03
Max P(x<X)-F(x<X)					0.1494	

Promedio	90.9289
Desv. Est.	26.6186
a	0.0482
b	78.9506

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.12 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	107.06	0.0250	0.9750	0.9641	0.0109	40.00
2	95.17	0.0500	0.9500	0.9205	0.0295	20.00
3	94.91	0.0750	0.9250	0.9191	0.0059	13.33
4	92.38	0.1000	0.9000	0.9045	0.0045	10.00
5	90.86	0.1250	0.8750	0.8945	0.0195	8.00
6	86.18	0.1500	0.8500	0.8573	0.0073	6.67
7	83.90	0.1750	0.8250	0.8352	0.0102	5.71
8	82.76	0.2000	0.8000	0.8230	0.0230	5.00
9	81.25	0.2250	0.7750	0.8055	0.0305	4.44
10	80.99	0.2500	0.7500	0.8025	0.0525	4.00
11	79.79	0.2750	0.7250	0.7874	0.0624	3.64
12	79.73	0.3000	0.7000	0.7865	0.0865	3.33
13	77.37	0.3250	0.6750	0.7540	0.0790	3.08
14	76.18	0.3500	0.6500	0.7360	0.0860	2.86
15	76.06	0.3750	0.6250	0.7341	0.1091	2.67
16	75.93	0.4000	0.6000	0.7321	0.1321	2.50
17	71.25	0.4250	0.5750	0.6501	0.0751	2.35
18	69.35	0.4500	0.5500	0.6121	0.0621	2.22
19	68.84	0.4750	0.5250	0.6016	0.0766	2.11
20	67.07	0.5000	0.5000	0.5632	0.0632	2.00
21	66.82	0.5250	0.4750	0.5575	0.0825	1.90
22	64.54	0.5500	0.4500	0.5048	0.0548	1.82
23	63.78	0.5750	0.4250	0.4866	0.0616	1.74
24	63.28	0.6000	0.4000	0.4743	0.0743	1.67
25	62.26	0.6250	0.3750	0.4495	0.0745	1.60
26	61.15	0.6500	0.3500	0.4217	0.0717	1.54
27	60.49	0.6750	0.3250	0.4051	0.0801	1.48
28	59.16	0.7000	0.3000	0.3715	0.0715	1.43
29	57.33	0.7250	0.2750	0.3251	0.0501	1.38
30	55.43	0.7500	0.2500	0.2779	0.0279	1.33
31	53.91	0.7750	0.2250	0.2413	0.0163	1.29
32	49.35	0.8000	0.2000	0.1428	0.0572	1.25
33	48.66	0.8250	0.1750	0.1298	0.0452	1.21
34	48.47	0.8500	0.1500	0.1264	0.0236	1.18
35	41.85	0.8750	0.1250	0.0382	0.0868	1.14
36	40.50	0.9000	0.1000	0.0278	0.0722	1.11
37	37.97	0.9250	0.0750	0.0140	0.0610	1.08
38	30.37	0.9500	0.0500	0.0007	0.0493	1.05
39	26.07	0.9750	0.0250	0.0001	0.0249	1.03
Max $ P(x < X) - F(x < X) $					0.1321	

Promedio	67.3955
Desv. Est.	18.6150
a	0.0689
b	59.0187

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.13 MODELO GUMBEL PARA 15 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	65.50	0.0250	0.9750	0.9550	0.0200	40.00
2	63.55	0.0500	0.9500	0.9431	0.0069	20.00
3	62.75	0.0750	0.9250	0.9373	0.0123	13.33
4	61.29	0.1000	0.9000	0.9254	0.0254	10.00
5	59.03	0.1250	0.8750	0.9025	0.0275	8.00
6	58.86	0.1500	0.8500	0.9007	0.0507	6.67
7	58.38	0.1750	0.8250	0.8948	0.0698	5.71
8	57.09	0.2000	0.8000	0.8777	0.0777	5.00
9	56.76	0.2250	0.7750	0.8731	0.0981	4.44
10	51.26	0.2500	0.7500	0.7649	0.0149	4.00
11	49.32	0.2750	0.7250	0.7112	0.0138	3.64
12	48.52	0.3000	0.7000	0.6861	0.0139	3.33
13	48.19	0.3250	0.6750	0.6757	0.0007	3.08
14	48.03	0.3500	0.6500	0.6703	0.0203	2.86
15	46.57	0.3750	0.6250	0.6195	0.0055	2.67
16	46.09	0.4000	0.6000	0.6014	0.0014	2.50
17	45.60	0.4250	0.5750	0.5827	0.0077	2.35
18	45.44	0.4500	0.5500	0.5764	0.0264	2.22
19	45.28	0.4750	0.5250	0.5700	0.0450	2.11
20	45.12	0.5000	0.5000	0.5636	0.0636	2.00
21	44.80	0.5250	0.4750	0.5505	0.0755	1.90
22	44.63	0.5500	0.4500	0.5439	0.0939	1.82
23	44.63	0.5750	0.4250	0.5439	0.1189	1.74
24	44.31	0.6000	0.4000	0.5306	0.1306	1.67
25	43.66	0.6250	0.3750	0.5033	0.1283	1.60
26	41.08	0.6500	0.3500	0.3884	0.0384	1.54
27	41.08	0.6750	0.3250	0.3884	0.0634	1.48
28	39.30	0.7000	0.3000	0.3077	0.0077	1.43
29	36.39	0.7250	0.2750	0.1845	0.0905	1.38
30	36.06	0.7500	0.2500	0.1722	0.0778	1.33
31	35.42	0.7750	0.2250	0.1487	0.0763	1.29
32	33.64	0.8000	0.2000	0.0930	0.1070	1.25
33	33.31	0.8250	0.1750	0.0844	0.0906	1.21
34	33.31	0.8500	0.1500	0.0844	0.0656	1.18
35	32.67	0.8750	0.1250	0.0687	0.0563	1.14
36	32.02	0.9000	0.1000	0.0550	0.0450	1.11
37	29.43	0.9250	0.0750	0.0184	0.0566	1.08
38	29.27	0.9500	0.0500	0.0170	0.0330	1.05
39	28.62	0.9750	0.0250	0.0121	0.0129	1.03
Max $ P(x<X)-F(x<X) $					0.1306	

Promedio	45.2890
Desv. Est.	10.3624
a	0.1238
b	40.6259

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.14 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	51.89	0.0250	0.9750	0.9406	0.0344	40.00
2	51.38	0.0500	0.9500	0.9367	0.0133	20.00
3	48.09	0.0750	0.9250	0.9048	0.0202	13.33
4	47.96	0.1000	0.9000	0.9033	0.0033	10.00
5	47.08	0.1250	0.8750	0.8922	0.0172	8.00
6	46.82	0.1500	0.8500	0.8888	0.0388	6.67
7	46.82	0.1750	0.8250	0.8888	0.0638	5.71
8	45.81	0.2000	0.8000	0.8743	0.0743	5.00
9	44.29	0.2250	0.7750	0.8492	0.0742	4.44
10	42.77	0.2500	0.7500	0.8197	0.0697	4.00
11	41.76	0.2750	0.7250	0.7972	0.0722	3.64
12	41.33	0.3000	0.7000	0.7870	0.0870	3.33
13	41.00	0.3250	0.6750	0.7788	0.1038	3.08
14	39.74	0.3500	0.6500	0.7450	0.0950	2.86
15	38.09	0.3750	0.6250	0.6948	0.0698	2.67
16	36.83	0.4000	0.6000	0.6513	0.0513	2.50
17	36.32	0.4250	0.5750	0.6327	0.0577	2.35
18	35.43	0.4500	0.5500	0.5986	0.0486	2.22
19	35.43	0.4750	0.5250	0.5986	0.0736	2.11
20	35.00	0.5000	0.5000	0.5813	0.0813	2.00
21	34.93	0.5250	0.4750	0.5782	0.1032	1.90
22	33.95	0.5500	0.4500	0.5372	0.0872	1.82
23	33.94	0.5750	0.4250	0.5366	0.1116	1.74
24	32.40	0.6000	0.4000	0.4677	0.0677	1.67
25	32.40	0.6250	0.3750	0.4677	0.0927	1.60
26	30.37	0.6500	0.3500	0.3727	0.0227	1.54
27	29.11	0.6750	0.3250	0.3128	0.0122	1.48
28	27.33	0.7000	0.3000	0.2319	0.0681	1.43
29	26.83	0.7250	0.2750	0.2101	0.0649	1.38
30	26.58	0.7500	0.2500	0.1995	0.0505	1.33
31	25.94	0.7750	0.2250	0.1739	0.0511	1.29
32	25.88	0.8000	0.2000	0.1714	0.0286	1.25
33	24.04	0.8250	0.1750	0.1070	0.0680	1.21
34	21.89	0.8500	0.1500	0.0523	0.0977	1.18
35	21.32	0.8750	0.1250	0.0417	0.0833	1.14
36	20.15	0.9000	0.1000	0.0248	0.0752	1.11
37	18.98	0.9250	0.0750	0.0136	0.0614	1.08
38	17.46	0.9500	0.0500	0.0054	0.0446	1.05
39	17.41	0.9750	0.0250	0.0052	0.0198	1.03
Max $ P(x < X) - F(x < X) $					0.1116	

Promedio	34.7380
Desv. Est.	9.9273
a	0.1292
b	30.2708

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.15 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	34.30	0.0250	0.9750	0.9690	0.0060	40.00
2	32.90	0.0500	0.9500	0.9587	0.0087	20.00
3	29.99	0.0750	0.9250	0.9250	0.0000	13.33
4	29.23	0.1000	0.9000	0.9125	0.0125	10.00
5	29.11	0.1250	0.8750	0.9103	0.0353	8.00
6	29.11	0.1500	0.8500	0.9103	0.0603	6.67
7	26.70	0.1750	0.8250	0.8555	0.0305	5.71
8	26.58	0.2000	0.8000	0.8519	0.0519	5.00
9	24.53	0.2250	0.7750	0.7811	0.0061	4.44
10	24.04	0.2500	0.7500	0.7608	0.0108	4.00
11	24.04	0.2750	0.7250	0.7608	0.0358	3.64
12	23.66	0.3000	0.7000	0.7436	0.0436	3.33
13	22.78	0.3250	0.6750	0.6997	0.0247	3.08
14	22.65	0.3500	0.6500	0.6930	0.0430	2.86
15	22.65	0.3750	0.6250	0.6930	0.0680	2.67
16	21.13	0.4000	0.6000	0.6034	0.0034	2.50
17	21.01	0.4250	0.5750	0.5952	0.0202	2.35
18	20.82	0.4500	0.5500	0.5827	0.0327	2.22
19	20.25	0.4750	0.5250	0.5439	0.0189	2.11
20	20.25	0.5000	0.5000	0.5439	0.0439	2.00
21	20.18	0.5250	0.4750	0.5394	0.0644	1.90
22	19.74	0.5500	0.4500	0.5078	0.0578	1.82
23	19.74	0.5750	0.4250	0.5078	0.0828	1.74
24	19.62	0.6000	0.4000	0.4986	0.0986	1.67
25	19.24	0.6250	0.3750	0.4705	0.0955	1.60
26	18.60	0.6500	0.3500	0.4225	0.0725	1.54
27	17.46	0.6750	0.3250	0.3343	0.0093	1.48
28	16.70	0.7000	0.3000	0.2764	0.0236	1.43
29	15.96	0.7250	0.2750	0.2220	0.0530	1.38
30	15.44	0.7500	0.2500	0.1865	0.0635	1.33
31	15.19	0.7750	0.2250	0.1701	0.0549	1.29
32	14.05	0.8000	0.2000	0.1051	0.0949	1.25
33	13.03	0.8250	0.1750	0.0615	0.1135	1.21
34	12.78	0.8500	0.1500	0.0528	0.0972	1.18
35	12.66	0.8750	0.1250	0.0487	0.0763	1.14
36	12.66	0.9000	0.1000	0.0487	0.0513	1.11
37	12.53	0.9250	0.0750	0.0449	0.0301	1.08
38	12.35	0.9500	0.0500	0.0399	0.0101	1.05
39	11.04	0.9750	0.0250	0.0142	0.0108	1.03
Max $ P(x<X)-F(x<X) $					0.1135	

Promedio	20.6332
Desv. Est.	6.0805
a	0.2109
b	17.8970

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.16 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	17.72	0.0250	0.9750	0.9402	0.0348	40.00
2	17.72	0.0500	0.9500	0.9402	0.0098	20.00
3	17.72	0.0750	0.9250	0.9402	0.0152	13.33
4	17.08	0.1000	0.9000	0.9249	0.0249	10.00
5	16.83	0.1250	0.8750	0.9178	0.0428	8.00
6	16.45	0.1500	0.8500	0.9058	0.0558	6.67
7	16.32	0.1750	0.8250	0.9015	0.0765	5.71
8	15.60	0.2000	0.8000	0.8731	0.0731	5.00
9	15.19	0.2250	0.7750	0.8533	0.0783	4.44
10	14.05	0.2500	0.7500	0.7845	0.0345	4.00
11	13.92	0.2750	0.7250	0.7754	0.0504	3.64
12	12.66	0.3000	0.7000	0.6649	0.0351	3.33
13	12.66	0.3250	0.6750	0.6649	0.0101	3.08
14	12.59	0.3500	0.6500	0.6585	0.0085	2.86
15	12.40	0.3750	0.6250	0.6386	0.0136	2.67
16	12.38	0.4000	0.6000	0.6358	0.0358	2.50
17	12.15	0.4250	0.5750	0.6108	0.0358	2.35
18	12.00	0.4500	0.5500	0.5935	0.0435	2.22
19	11.83	0.4750	0.5250	0.5742	0.0492	2.11
20	11.77	0.5000	0.5000	0.5666	0.0666	2.00
21	11.64	0.5250	0.4750	0.5513	0.0763	1.90
22	11.39	0.5500	0.4500	0.5197	0.0697	1.82
23	11.26	0.5750	0.4250	0.5035	0.0785	1.74
24	11.26	0.6000	0.4000	0.5035	0.1035	1.67
25	10.38	0.6250	0.3750	0.3847	0.0097	1.60
26	10.25	0.6500	0.3500	0.3673	0.0173	1.54
27	10.12	0.6750	0.3250	0.3500	0.0250	1.48
28	10.00	0.7000	0.3000	0.3326	0.0326	1.43
29	9.49	0.7250	0.2750	0.2645	0.0105	1.38
30	9.17	0.7500	0.2500	0.2239	0.0261	1.33
31	8.69	0.7750	0.2250	0.1668	0.0582	1.29
32	8.25	0.8000	0.2000	0.1209	0.0791	1.25
33	8.10	0.8250	0.1750	0.1069	0.0681	1.21
34	7.69	0.8500	0.1500	0.0742	0.0758	1.18
35	7.59	0.8750	0.1250	0.0671	0.0579	1.14
36	7.53	0.9000	0.1000	0.0629	0.0371	1.11
37	6.45	0.9250	0.0750	0.0160	0.0590	1.08
38	6.33	0.9500	0.0500	0.0131	0.0369	1.05
39	5.57	0.9750	0.0250	0.0032	0.0218	1.03
Max $ P(x < X) - F(x < X) $					0.1035	

Promedio	11.8003
Desv. Est.	3.4350
a	0.3734
b	10.2546

FUENTE: Elaboración Propia



11. Prueba de Bondad de Ajuste

Tabla 4.17

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE PARA 5,10,15,30,60 y 120 MINUTOS

Si: N = 39

Periodo de Duración (min)	Estadístico Smirnov-Kolmogorov	Valor Crítico Do Para $\alpha = 0,05$	Criterio de Decisión
5	0.1494	0.2140	OK
10	0.1321	0.2140	OK
15	0.1306	0.2140	OK
30	0.1116	0.2140	OK
60	0.1135	0.2140	OK
120	0.1035	0.2140	OK

FUENTE: Elaboración Propia

12. Modelamiento de Intensidades

Tabla 4.18

MODELAMIENTO DE INTENSIDADES EN FUNCIÓN DE "N" y "J"

PARÁMETROS	ESTACIÓN ZONA DE ESTUDIO					
	5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
Promedio	90.93	67.40	45.29	34.74	20.63	11.80
Desv. Est.	26.62	18.61	10.36	9.93	6.08	3.44
α	0.05	0.07	0.12	0.13	0.21	0.37
b	78.95	59.02	40.63	30.27	17.90	10.25

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.19
CALCULO DE INTENSIDADES

VIDA ÚTIL AÑOS	RIESGO DE FALLA J(%)	TIEMPO DE RETORNO	INTENSIDADES						$X = \beta - \frac{1}{\alpha} \times \ln \times \left[-\ln \times \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$
			5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN	
5	10	47.96	159.06	115.04	71.81	60.15	36.20	20.59	
	20	22.91	143.49	104.15	65.75	54.34	32.64	18.58	
	30	14.52	133.75	97.34	61.96	50.71	30.42	17.33	
	40	10.30	126.30	92.13	59.06	47.93	28.71	16.36	
	50	7.73	119.96	87.70	56.59	45.57	27.27	15.55	
	60	5.97	114.17	83.65	54.34	43.41	25.94	14.80	
10	10	95.41	173.45	125.10	77.41	65.51	39.48	22.45	
	20	45.32	157.87	114.21	71.35	59.70	35.93	20.44	
	30	28.54	148.14	107.40	67.56	56.07	33.70	19.18	
	40	20.08	140.68	102.19	64.66	53.29	32.00	18.22	
	50	14.93	134.35	97.76	62.19	50.93	30.55	17.40	
	60	11.42	128.56	93.71	59.94	48.77	29.23	16.66	
20	10	190.32	187.83	135.16	83.01	70.88	42.77	24.31	
	20	90.13	172.26	124.27	76.95	65.07	39.21	22.30	
	30	56.57	162.52	117.46	73.16	61.44	36.99	21.04	
	40	39.65	155.07	112.25	70.26	58.66	35.28	20.08	
	50	29.36	148.73	107.82	67.79	56.30	33.84	19.26	
	60	22.33	142.94	103.77	65.54	54.14	32.51	18.51	
25	10	237.78	192.47	138.40	84.82	72.61	43.83	24.90	
	20	112.54	176.89	127.51	78.75	66.80	40.27	22.89	
	30	70.59	167.16	120.70	74.96	63.17	38.05	21.64	
	40	49.44	159.70	115.49	72.06	60.39	36.34	20.68	
	50	36.57	153.37	111.06	69.60	58.02	34.90	19.86	
	60	27.79	147.57	107.01	67.34	55.86	33.57	19.11	
30	10	285.24	196.25	141.05	86.29	74.02	44.69	25.39	
	20	134.94	180.67	130.16	80.23	68.21	41.13	23.38	
	30	84.61	170.94	123.35	76.44	64.58	38.91	22.13	
	40	59.23	163.49	118.14	73.53	61.80	37.21	21.16	
	50	43.78	157.15	113.71	71.07	59.44	35.76	20.35	
	60	33.24	151.36	109.65	68.81	57.27	34.44	19.60	
35	10	332.69	199.45	143.29	87.54	75.21	45.42	25.80	
	20	157.35	183.87	132.39	81.47	69.40	41.86	23.79	
	30	98.63	174.14	125.59	77.68	65.77	39.64	22.54	
	40	69.02	166.68	120.37	74.78	62.99	37.94	21.58	
	50	51.00	160.35	115.94	72.31	60.63	36.49	20.76	
	60	38.70	154.56	111.89	70.06	58.47	35.17	20.01	
40	10	380.15	202.22	145.22	88.61	76.24	46.06	26.16	
	20	179.76	186.65	134.33	82.55	70.44	42.50	24.15	
	30	112.65	176.91	127.52	78.76	66.80	40.27	22.90	
	40	78.81	169.46	122.31	75.86	64.02	38.57	21.93	
	50	58.21	163.12	117.88	73.39	61.66	37.12	21.12	
	60	44.16	157.33	113.83	71.14	59.50	35.80	20.37	

FUENTE: Elaboración Propia



13. Modelamiento de Intensidades

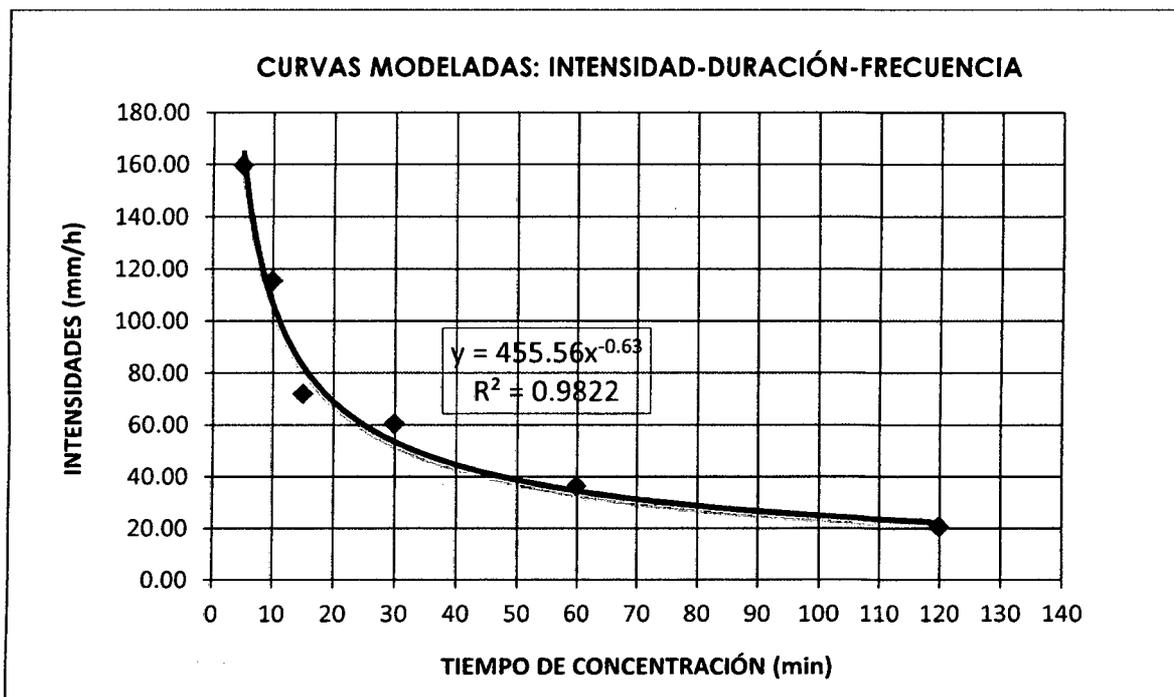
Tabla 4.20 MODELAMIENTO DE INTENSIDADES

MODELAMIENTO DE INTENSIDADES EN FUNCIÓN DE LA VIDA ÚTIL Y TIEMPO DE RETORNO								
ESTRUCTURA	VIDA ÚTIL (años)	TIEMPO DE RETORNO (años)	5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
Puente	25	49.44	159.70	115.49	72.06	60.39	36.34	20.68

FUENTE: Elaboración Propia

14. Curvas Modeladas

Gráfico 4.01 CURVAS MODELADAS



15. Determinación del Caudal Líquido

Tabla 4.21

PROYECTO	MICROCUENCA	AREA TRIB. (Ha)	Tc (min)	Imax (mm/h)	Coef. Escor. C	Q (m³/s)
Puente	M	971.33	47.648	39.94	0.479	51.65

FUENTE: Elaboración Propia

Luego el Caudal líquido es:

Q líquido = 51.65 m³/s



16. Cálculo del Caudal Sólido

Con el caudal líquido obtenido anteriormente, se calcula el caudal sólido.

$$Q \text{ líquido} = 51.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 20.00 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 2.25 \text{ gr/cm}^3$$

$$S = 0.04 \text{ m/m}$$

$$d = 11.00 \text{ mm}$$

El gasto específico (q) del río es:

$$q = Q \text{ líquido} / B$$

$$q = 2.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto crítico específico, se calcula con la Ecuación 36:

$$q_o = 0.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto sólido específico, se calcula con la Ecuación 35:

$$T_f = 841.86 \text{ kg/s.}$$

Para determinar el caudal sólido, se utilizó la Ecuación 37:

$$Q \text{ sólido} = 7.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego el caudal máximo probable será:

$$Q \text{ máx prob.} = Q \text{ líquido} + Q \text{ Sólido}$$

$$Q \text{ máx prob.} = 51.65 + 7.48$$

$$Q \text{ máx prob.} = 59.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

17. Cálculo del tirante "y"

Se determinará con la ecuación de Manning, Ecuación 38:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

Datos para el cálculo del tirante (y):

- Pendiente promedio del cauce: $S = 0.04$
- Coeficiente de rugosidad terreno: $n = 0.055$ (del *Tabla 2.12*)
- Caudal de diseño: $Q = 59.13 \text{ m}^3/\text{s}$
- Base: $b = 14.70 \text{ m}$
- $\alpha = 43^\circ$
- $\beta = 58^\circ$



Relaciones fundamentales que se adaptan a la sección del río:

- Área hidráulica: $A_h = 16.54 \text{ m}^2$
- Perímetro mojado: $P_m = 14.47 \text{ m}$
- Radio hidráulico: $R_h = 1.143 \text{ m}$

Se solucionó la ecuación por tanteos, para obtener:

$$Q = (A/n) R^{2/3} S^{1/2}$$
$$y = 1.18 \text{ m}$$
$$Q = 65.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego, se considera:

$y = 1.50 \text{ m}$ (sobre el nivel del fondo del cauce en el punto de paso)

18. Cálculo del Tirante de Diseño “Yo”

Cálculo del borde libre (b.l.):

$$bl = (1/3) \cdot y = (1/3) \times 1.50$$

$$bl = 0.50 \text{ m.}$$

Entonces:

$$Y_o = 1.50 + 0.50$$

$$Y_o = 2.00 \text{ m.}$$

Luego se considerará como tirante de diseño:

$Y_o = 2.00 \text{ m.}$ (Medido desde el fondo del cauce)

19. Determinación de la profundidad de Socavación

Tipo de Cauce: Suelo No Cohesivo

Cálculo de la Socavación General en el Cauce:

Para el cálculo de la Profundidad de Socavación (H_s), se utilizará la Ecuación 47:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

- Caudal de Diseño:
 $Q_d = 59.13 \text{ m}^3/\text{s}$
- Ancho efectivo de la superficie de agua (Be):
 $Be = A/y = 11.03 \text{ m.}$
- Tirante normal o profundidad de la corriente (H_o):
 $H_o = 1.50 \text{ m}$
- Coeficiente de contracción (μ):
 $\mu = 0.94$ (del Tabla 2.13)



- Peso específico del suelo del cauce (γ_d):
 $\gamma_d = 2.25 \text{ gr/cm}^3$
- Exponente variable (x):
 $x = 0.27$ (del Tabla 2.14)
- Coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño (β):
 $B = 0.94$ (del Tabla 2.15)
- Área de la sección hidráulica (A):
 $A = 16.54 \text{ m}^2$
- Profundidad media de la sección (H_m):
 $H_m = A/B_e$
 $H_m = 1.50 \text{ m}$
- $\alpha = Q_d / (H_m^{5/3} \beta_e \cdot \mu)$
 $\alpha = 2.90$
- Luego al reemplazar datos en la Ecuación 47, se obtuvo:
 $H_s = 2.91 \text{ m}$.
- Ahora se calcula la profundidad de socavación respecto al fondo del cauce (d_s):
 $d_s = H_s - H_o = 2.91 \text{ m} - 1.50 \text{ m}$
 $d_s = 1.41 \text{ m}$
- Se considerará:
 $d_s = 1.50 \text{ m}$



4.5 CARGAS EN PUENTES CARROZABLES

4.5.1 NOCIONES GENERALES

Es muy importante conocer las cargas y combinaciones utilizadas, teniendo en cuenta el tipo de puente, la importancia y al estado límite. La distribución de cargas tiene por finalidad estudiar la influencia de la asimetría de las cargas con relación al eje de la sección transversal del tablero, para fines prácticos es suficiente con idealizar el puente primero como una estructura plana en el sentido longitudinal para determinar los esfuerzos longitudinales y luego efectuar el cálculo transversal del tablero.

4.5.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo al ítem 2.5.3, se tiene:

ESTADOS LÍMITES:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I$$

DUCTILIDAD: Para componentes y conexiones no dúctiles

$$n_D = 1.05$$

REDUNDANCIA: Para miembros no redundantes

$$n_R = 1.05$$

IMPORTANCIA OPERATIVA: Importante.

$$n_I = 1.05$$

Luego el modificador de carga "n" es:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1.05 \times 1.05 \times 1.05$$

$$n = 1.16$$

COMBINACIONES DE CARGA

Resistencia I: Combinación básica de carga con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

Valores a usar:

$$DC: \gamma_p = 1.25 \text{ (componentes y auxiliares, de la Tabla 2.23)}$$

$$LL = 1.75$$

$$IM = 1.75$$

Momento último:

Con las combinaciones y factores de carga, el momento último será:

$$M_U = n (1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.75 M_{IM})$$

$$M_U = 1.05 (1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.75 M_{IM})$$



4.6 DISEÑO GEOMÉTRICO

4.6.1 DETERMINACIÓN DE LA LUZ DEL PUENTE

El puente se encuentra ubicado en un tramo de la carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha, se consideró la distancia de este tramo. Luego de realizó el levantamiento topográfico, se midió la luz libre del puente entre estribos y se obtuvo 20.00 m. de longitud.

4.6.2 NÚMERO DE VIGAS LATERALES

Se consideró que las veredas sean en voladizo y que los ejes de las vigas laterales coinciden con los sardineles de las veredas, por tratarse de un puente de una sola vía, es razonable considerar dos vigas laterales.

4.6.3 NÚMERO DE DIAFRAGMAS

Se ha considerado cinco vigas diafragma para contrarrestar los efectos de torsión en las vigas principales.

4.6.4 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DEL PUENTE

Con los principales parámetros hidrológicos de diseño como el tirante máximo, profundidad de socavación, borde libre y con las condiciones topográficas de la zona, se tiene una altura total de 8.50 m. a nivel de cimentación.

4.6.5 DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA CALZADA

La calzada se diseñó para una sola vía, según lo establecido en la AASHTO para una sola vía de tráfico, el ancho de diseño es de 3.60 m. o también como hace mención el Manual de Diseño de Puentes: "El ancho de cada vía se supondrá igual a 3.60 m".

4.6.6 ANCHO DE VEREDAS

Se consideró veredas laterales de 0.80 m. para la circulación peatonal. En el presente proyecto se ha previsto barandas de tipo cerrado con guarderas de concreto armado de 0.15 x 0.50 m las que rematan en un pasamanos de fierro negro de 3" de diámetro y de 0.60 m de altura.

4.6.7 ESTUDIOS DE ACCESOS

La longitud de los accesos a mejorar es de 40 m. a cada lado del puente.

4.6.8 PARÁMETROS DE DISEÑO:

Las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD considera el vehículo de diseño HL – 93. Velocidad directriz: 20 km/h. Radio mínimo: 20 m. Según Normas DG 2001, la carretera según el servicio es una carretera de tercera clase.

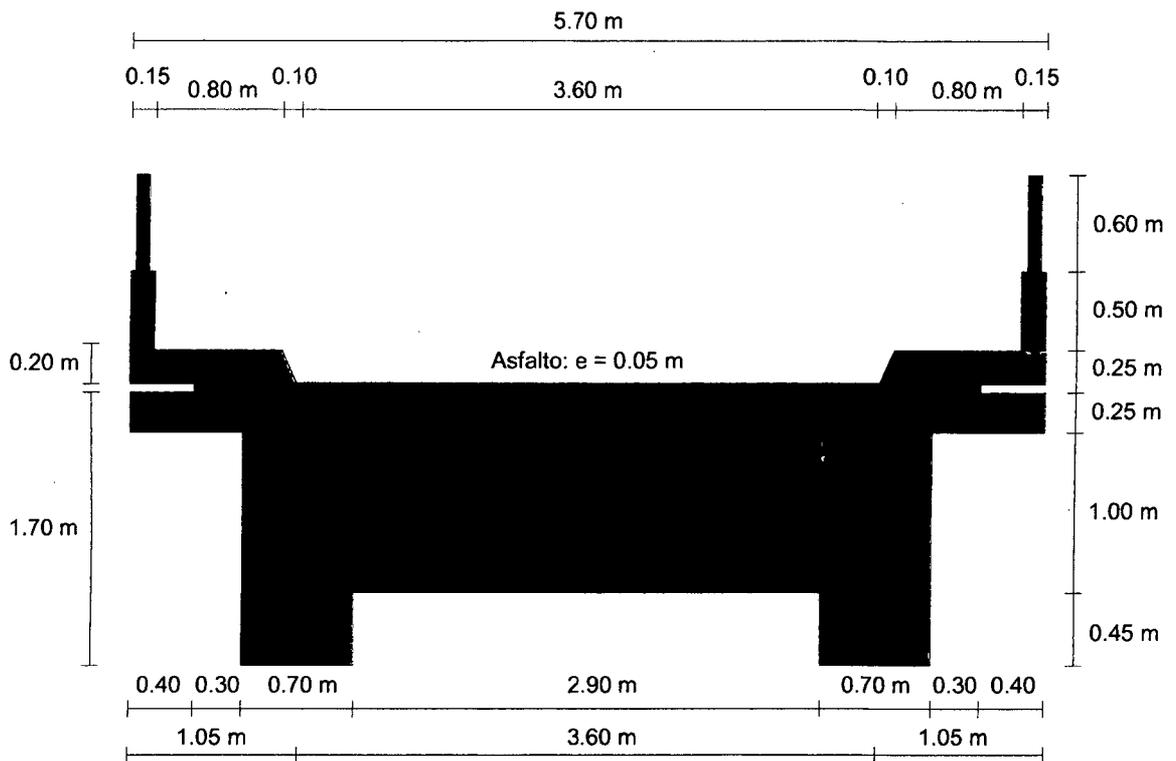


4.7 SUPERESTRUCTURA

4.7.1 GENERALIDADES

Datos:

- Luz libre : 20.00 m
- Tren de cargas : HL - 93
- Cajuela de apoyo : 0.60 m
- Espesor del asfalto : 0.05 m
- f'_c : 280 kg/cm²
- f_y : 4200 kg/cm²



Longitud en metros (m).

Figura 4.02 Dimensiones del puente.

4.7.2 DISEÑO DE LA LOSA

A. PREDIMENSIONAMIENTO

De la Figura se tiene que:

- Luz de cálculo: $S = 2.90$ m (Intermedios)
- Luz de cálculo: $S = 1.05$ m (Volados)



Tramos intermedios, utilizando *Ecuación 55*:

$$e = \frac{S}{15} = \frac{290}{15} = 19.33 \text{ cm}$$

Tramos en Volados:

$$e = \frac{S}{15} = \frac{105}{15} = 7.00 \text{ cm}$$

Peralte mínimo para estructuras de peralte constante (*Ecuación 58*), para tramo continuo:

$$e = \frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

Al reemplazar se tiene:

$$e = \frac{2900 + 3000}{30} = 196.67 \text{ mm} > 165 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Se considerará: $e = 25 \text{ cm}$

B. METRADO DE CARGAS (Para un metro de ancho)

- En los Tramos Intermedios

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio: } 0.25 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3 \times 1 \text{ m} = 0.63 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Asfalto: } 0.05 \text{ Tn/m}^2 \times 2.2 \text{ Tn/m}^3 \times 1 \text{ m} = 0.11 \text{ Tn/m}$$

$$D1 = 0.63 + 0.11 = 0.735 \text{ Tn/m}$$

- En los Volados (veredas)

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio: } 0.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3 \times 1 \text{ m} = 1.25 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Piso terminado: } 0.10 \text{ Tn/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.10 \text{ Tn/m}$$

$$D2 = 1.25 + 0.10 = 1.35 \text{ Tn/m}$$

Carga en la baranda:

$$PD = 0.20 \text{ Tn/m}$$

Sobrecarga peatonal:

$$L2 = 0.36 \text{ Tn/m} \text{ (Manual de Diseño de Puentes, Ítem 2.4.6.1)}$$

Sobrecarga barandas:

$$PL = 0.15 \text{ Tn/m}$$

C. COEFICIENTE DE IMPACTO

Del *Tabla 2.26*, se tiene:

$$I = 0.33$$

D. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES

De acuerdo a las cargas a las cargas halladas anteriormente, se tiene el diagrama de ejes y cargas.

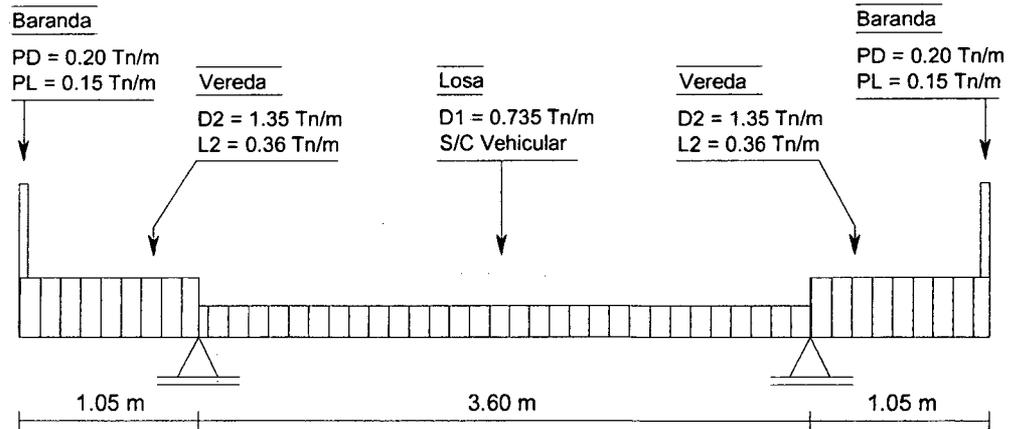


Figura 4.03 Diagrama de ejes y cargas.

- En los tramos intermedios

a. *Por Carga Muerta:*

Se utilizó la Ecuación 59:

$$(\pm)M_D = \frac{D_1 \times S^2}{10} = \frac{0.74 \times 2.90^2}{10} = 0.62 \text{ Tn} - \text{m}$$

b. *Por Sobrecarga Vehicular:*

Para acero transversal al tráfico, se calculó con la Ecuación 60:

$$(\pm)M_L = C.l.p.D^{0.25}[42.3 \times \ln(0.039 \times S) - 74]$$

$$S = 2.90 \text{ m} = 2900 \text{ mm}$$

$$C = 0.80 \text{ (Para tramos continuos)}$$

$$I = 0.0228 \times 2.03 \times 72.5 \times 1000 = 3355.59 \text{ mm}$$

$$p = 0.86 \text{ MPA}$$

$$D = 2.50 \text{ (Para emparrillados parcialmente llenos)}$$

Al reemplazar datos, se tiene:

$$ML = 37336.438 \text{ N mm/mm}$$

$$ML = 3.81 \text{ Tn} - \text{m/m}$$



DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE FRANJA PARA LA CARGA VIVA

El ancho equivalente de las franjas longitudinales por carril para ambos corte y momento con un carril, y 2 líneas de ruedas, se determinará con la Ecuación 61:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 \cdot W_1}$$

$L_1 = 20000 \text{ mm}$ o $18000 \text{ mm} = 18000 \text{ mm}$ (considerar el menor)

$W_1 = 3600 \text{ mm}$ o $9000 \text{ mm} = 3600 \text{ mm}$ (considerar el menor)

Luego al reemplazar se tiene:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{18000 \times 3600} = 3630.93 \text{ mm} = 1815.47 \text{ mm} = 1.82 \text{ m}$$

ÁREA DE CONTACTO DE LA RUEDA

Se determinará con la Ecuación 63:

$$I = 0.0228 \gamma P$$

$$\gamma = 2.03$$

$$P = 72.50 \text{ KN} = 7.40 \text{ Tn}$$

Al reemplazar se tiene:

$$I = 3.36 \text{ m}$$

c. Por Impacto, se calculó con la Ecuación 64:

$$M_I = I \times M_L = 0.33 \times 3.81 = 1.26 \text{ Tn} - \text{m}$$

- En los volados (veredas)

a. Por carga Muerta, se calculó con la Ecuación 65.

$$(-)M_D = \frac{D_2 \times S^2}{2} + P_D \times S = \frac{1.35 \times 1.05^2}{2} + 0.20 \times 1.05 = 0.95 \text{ Tn} - \text{m}$$

b. Por Sobrecarga, se determinó con la Ecuación 66.

$$(-)M_L = \frac{L_2 \times S^2}{2} + P_L \times S = \frac{0.36 \times 1.05^2}{2} + 0.15 \times 1.05 = 0.36 \text{ Tn} - \text{m}$$

Para calcular el Momento Último, se utilizó la Ecuación 67:

$$M_U = 1.40 M_D + 1.70 M_L = 1.40 \times 0.95 + 1.70 \times 0.36 = 1.94 \text{ Tn} - \text{m}$$



E. VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA

Con un espesor de losa de 25 cm. Calculado anteriormente, y con un recubrimiento de 4 cm.

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

a. Peralte mínimo requerido por servicio

Se utilizó la Ecuación 69:

$$M = M_D + M_L + M_I = 0.62 + 3.81 + 1.26 = 5.69 \text{ Tn} - \text{m}$$

Para verificar al "d" requerido, se determinará con la Ecuación 68:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot K \cdot j \cdot b}}$$

Cálculo de K

$$K = \frac{n \cdot f_c}{n \cdot f_c + f_s}$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 \times 280 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.50 f_y = 0.50 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.468 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \times 27.468^{1/2} = 24632.664 \text{ MPa}$$

$$E_y = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = E_y / E_c = 8.1193 = 8$$

$$K = 0.323$$

$$j = 1 - K/3 = 1 - 0.32/3 = 0.892$$

Luego al reemplazar los valores en la Ecuación 68, se tiene:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{2 \times 5.69 \times 10^5}{126 \times 0.89 \times 0.32 \times 100}} = 17.71 \text{ cm} < 21 \text{ cm (OK)}$$

b. Por Flexión (Método de Rotura)

Se determinará con la Ecuación 70:

$$M_U = n (1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.75 M_{IM})$$



Para n_D componentes y conexiones no dúctiles, para n_R miembros no redundantes y para n_i de importancia operativa, se tiene:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_i \quad (\text{Ecuación 71})$$

$$n_D = 1.05, \quad n_R = 1.05 \quad n_i = 1.05$$

$$n = 1.05 \times 1.05 \times 1.05 = 1.16$$

$$M_U = 1.16 (1.25 \times 0.62 + 1.75 \times 3.81 + 1.75 \times 1.26)$$

$$M_U = 1.45 \times 0.62 + 2.03 \times 3.81 + 2.03 \times 1.26$$

$$M_U = 11.19 \text{ Tn} - \text{m}$$

Momento resistente de la sección del concreto

Se utiliza las Ecuaciones 190 y 191:

$$\phi = 0.90$$

$$K = 66.04 \quad (K_U \text{ máx para } f'_c \text{ de } 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

Al reemplazar valores, se tiene:

$$\phi M_C = 2621127.60 \text{ kg} - \text{cm} = 26.21 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\phi M_C > M_U$$

$$26.21 \text{ Tn} - \text{m} > 11.19 \text{ Tn} - \text{m} \quad (\text{OK}), \text{ losa simplemente armada.}$$

Diagrama de Momentos:

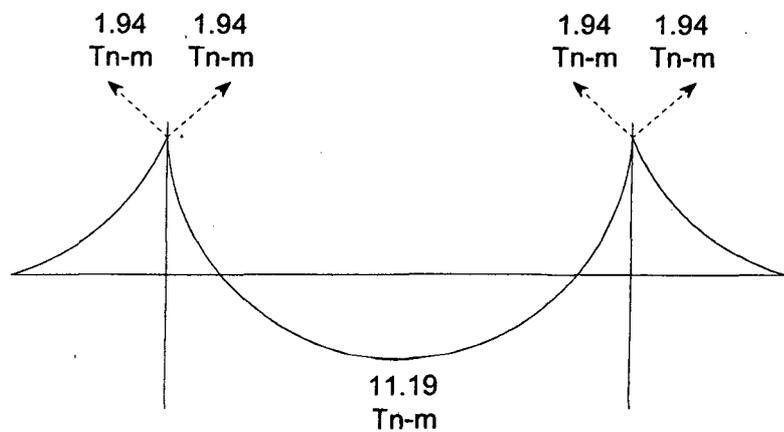


Figura 4.04 Diagrama de momentos.



F. DISEÑO DEL ACERO

Cálculo del Acero Positivo:

Para el tramo apoyado intermedio.

$$M_U = 11.19 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

Cálculo de w , se determinará con la Ecuación 72:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.722 - \frac{1.70 M_u}{\phi \cdot f_c' \cdot b \cdot d^2}}$$

$$b = 100 \text{ cm (1 m de losa)}$$

$$d = h - r = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

Al reemplazar se tiene:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 11.19 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 100 \times 21^2}} = 0.85 - 0.743 = 0.1075$$

Para el cálculo de la cuantía, se utilizaron las Ecuaciones 73 y 74

$$\rho = w \times f_c' / f_y = 0.1075 \times 280 / 4200 = 0.0072$$

$$A_S = \rho \times b \times d = 0.0072 \times 100 \times 21 = 15.12 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo (Según RNE, Norma E.060 Concreto Armado – 2009, en el ítem 9.7.2, para barras corrugadas se usarán 0.0018):

$$A_{S \text{ min}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 21 = 3.78 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$A_S > A_{S \text{ min}}$$

$$15.12 \text{ cm}^2 > 3.78 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Se eligió varillas $N^\circ = 6$, Área 2.85 cm^2

El espaciamiento, se calculará con la Ecuación 75:

$$S = \frac{2.85 \times 100}{15.12} = 18.85 \text{ cm.}$$

Entonces, se utilizará: $1\phi 3/4'' @ 18.00 \text{ cm}$

Cálculo del Acero Negativo:

Para el tramo apoyado en los volados

$$M_U = 1.94 \text{ Tn} - \text{m}$$



Cálculo de w , se utilizará la Ecuación 72:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.722 - \frac{1.70 M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$b = 100 \text{ cm (1 m de losa)}$$

$$d = h - r = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

Al reemplazar se tiene:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 1.94 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 100 \times 21^2}} = 0.85 - 0.832 = 0.0176$$

Cálculo de la cuantía, utilizando las Ecuaciones 73 y 74.

$$\rho = w \times f'_c / f_y = 0.0176 \times 280 / 4200 = 0.0012$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 21 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo (según RNE, Norma E.060 Concreto Armado - 2009 en el ítem 9.7.2, para barras corrugadas se usará 0.0018):

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 21 = 3.78 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$A_s > A_{s \text{ mín}}$$

$$2.52 \text{ cm}^2 > 3.78 \text{ cm}^2 \text{ (Falso, usar } A_{s \text{ mín}})$$

Se considerará varillas $N^\circ = 4$, Área 1.27 cm^2

El espaciamiento, se calculó con la Ecuación 75:

$$S = \frac{1.27 \times 100}{3.78} = 33.60 \text{ cm}$$

Entonces, se utilizará: $1\phi 1/2'' @ 34.00 \text{ cm}$

Cálculo del Acero de Repartición:

Acero mínimo

Según RNE, Norma E.060 Concreto Armado - 2009, en el ítem 9.7.3 se tiene.

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 21 = 3.78 \text{ cm}^2$$

Se considerará varillas $N^\circ = 3$, Área = 0.71 cm^2



El espaciamiento, se calculará con la *Ecuación 75*:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.78} = 18.80 \text{ cm}$$

S debe ser menor que $3e$ ($3e = 3 \times 25 = 75 \text{ cm}$) y que 40 cm

Entonces, *se utilizará*: $1\emptyset 3/8'' @ 18.00 \text{ cm}$

c. Por Corte

Cálculo del corte crítico en la cara de apoyo (cara de las vigas)

- Por Carga Muerta, se calculará con la *Ecuación 76*.

$$VD = 1/2 \times D \times S = 1/2 \times 0.74 \times 2.90 = 1.07 \text{ Tn}$$

- Por Sobrecarga Vehicular.

Carga que transmite el neumático a una franja de 1 m de ancho.

$$P/E = 7.40/1.815 \text{ Tn} = 4.08 \text{ Tn}$$

Luego se tiene la siguiente Figura:

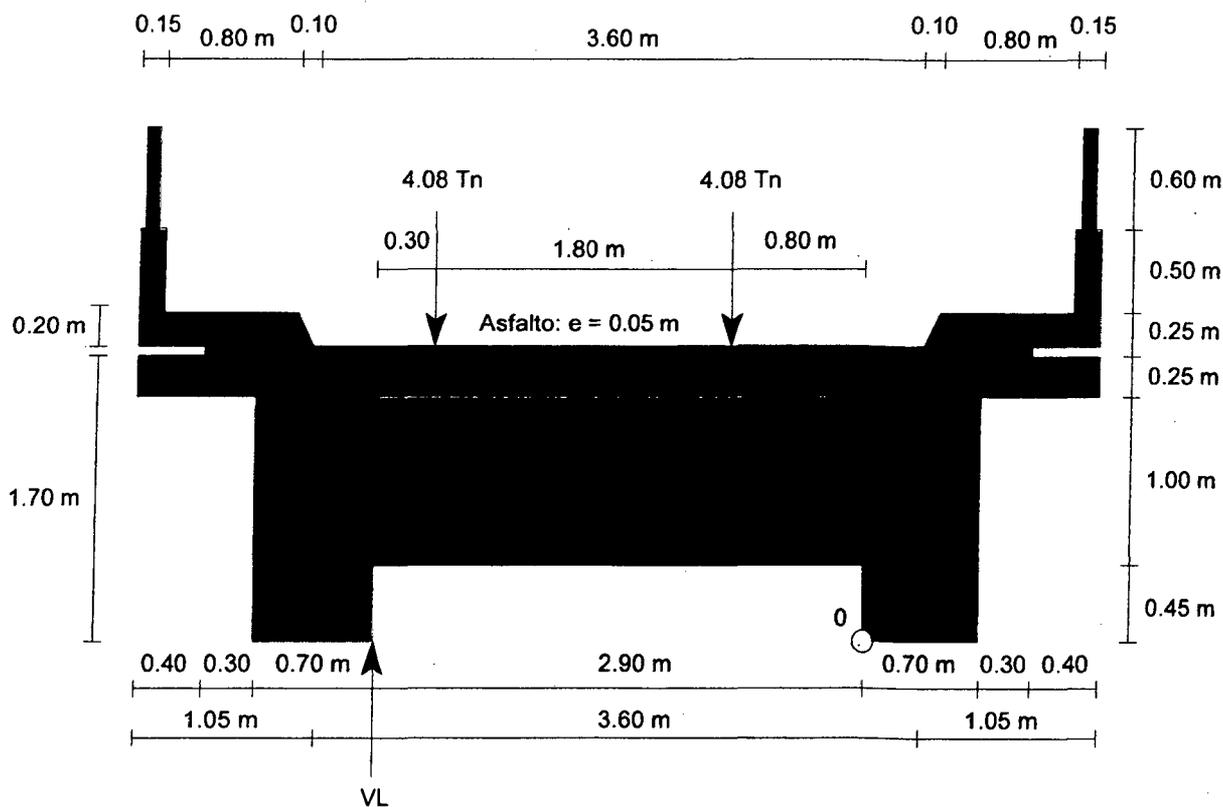


Figura 4.05 Cargas actuantes por sobrecarga vehicular.



Se consideró tomar momento en "o".

$$\sum M_o = 0$$

$$RL = VL = \frac{4.08 \times 0.80 + 4.08(0.80 + 1.80)}{2.90}$$

$$VL = 4.78 \text{ Tn}$$

$$VI = I \times VL = 0.33 \times 4.78 = 1.58 \text{ Tn (usando Ec.77)}$$

Corte factorizado, se determinará con la Ecuación 78.

$$V_U = 1.45 VD + 2.03 VL + 2.03 VI$$

$$V_U = 1.45 \times 1.07 + 2.03 \times 4.78 + 2.03 \times 1.58$$

$$V_U = 14.46 \text{ Tn} - m$$

Corte que resiste el concreto

La contribución del concreto V_c podrá evaluarse según las Ecuaciones 192 y 193:

$$V_U \leq \phi V_C$$

$$V_C = 0.17 \sqrt{f'_c} bw \cdot d$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

Al reemplazar, se tiene:

$$V_C = 0.17 \times 27.46^{1/2} \times 1 \text{ m} \times 0.21 \text{ m} = 0.19 \text{ MN}$$

$$V_C = 19.08 \text{ Tn}$$

Luego verificar:

$$0.85 \times 19.08 \text{ Tn} > 14.46 \text{ Tn}$$

$$16.22 \text{ Tn} > 14.46 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

4.7.3 DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

N° de Diafragma: ND = 5

Ancho de Viga Diafragma: BD = 0.30 m

Peralte de Viga Diafragma: HD = 1.25

Los detalles se presenta en la siguiente Figura:

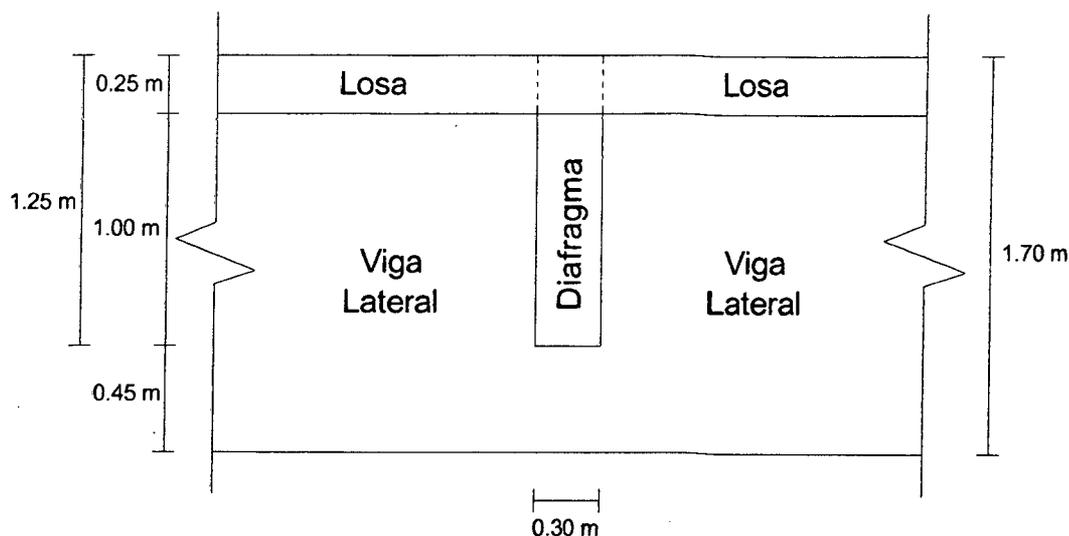


Figura 4.06 Dimensiones de las vigas diafragma.

Para calcular la separación entre diafragmas, se utilizará la Ecuación 84:

$$ad = (Lt - BD)/(ND - 1) = (20.60 - 0.30)/(5 - 1)$$
$$ad = 5.075 \text{ m}$$

Para calcular el momento último en el diagrama intermedio, se utilizará la Ecuación 83:

$$M_{Df} = 0.70 M_u \cdot a_d + \frac{w_f \times S^2}{10}$$

Donde:

$$M_u = 11.19 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$ad = 5.075 \text{ m}$$

$$w_f = 0.90 \text{ Tn/m}$$

$$S = 2.90 \text{ m}$$

Al reemplazar, se tiene:

$$M_{Df} = 40.51 \text{ Tn} - \text{m}$$

A. DISEÑO DEL ACERO PRINCIPAL

Para el cálculo de w , se utilizará la Ecuación 85:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.722 - \frac{1.70 M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 125 - 4 = 121 \text{ cm}$$

Al reemplazar, se tiene:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 40.51 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 30 \times 121^2}} = 0.85 - 0.813 = 0.0374$$



Para el cálculo de la cuantía, se utilizará la Ecuación 86.

$$\rho = w \times f'_c / f_y = 0.037 \times 280 / 4200 = 0.00249$$

Cálculo del acero, utilizando la Ecuación 87.

$$A_S = \rho \times b \times d = 0.00249 \times 30 \times 121 = 9.0508 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ mín}}$$

Para calcular el acero mínimo ($A_{S \text{ mín}}$), se utilizará la Ecuación 111:

$$A_{S \text{ mín}} = \frac{0.22 \sqrt{f'_c}}{f_y} b w \cdot d$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.88 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ mín} = 0.22 \times f'_c{}^{1/2} / f_y = 0.22 \times 27.46^{1/2} / 411.88$$

$$\rho \text{ mín} = 0.002799$$

$$A_{S \text{ mín}} = \rho \text{ mín} \times b w \times d = 0.002799 \times 30 \times 121$$

$$A_{S \text{ mín}} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Luego se debe cumplir:

$$A_S > A_{S \text{ mín}}$$

$$9.05 \text{ cm}^2 < 10.16 \text{ cm}^2 \text{ (Usar } A_{S \text{ mín}})$$

Entonces:

$$A_S = 10.16 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero: 3/4", $A \emptyset = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\text{Varillas} = A_S / A \emptyset = 10.16 / 2.85$$

$$\text{Varillas} = 3.64$$

$$4 \text{ varillas N}^\circ 6, \quad \text{Área} = 11.40 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 4 varillas de acero de 3/4"

Como se puede observar las solicitaciones para el diagrama interno requieren de un acero menor que el acero mínimo, entonces para los diagramas exteriores también se utilizará acero mínimo.

B. CÁLCULO DEL ACERO LATERAL POR FLAMBEO

El acero lateral por flambéo se determinará con la Ecuación 88.

$$A_S \text{ lat} = 0.002 \times b \times d$$

$$A_S \text{ lat} = 0.002 \times 30 \text{ cm} \times 121 \text{ cm}$$

$$A_S \text{ lat} = 7.26 \text{ cm}^2$$



Se considerará acero: $5/8''$, $A\phi = 1.98 \text{ cm}^2$

$$\text{Varillas} = A_s/A\phi = 7.26/1.98$$

$$\text{Varillas} = 3.67$$

$$4 \text{ varillas N}^\circ 5, \text{ Área} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 4 varillas de acero de $5/8''$ (2 a cada lado)

C. CÁLCULO DEL CORTANTE EN EL DIAFRAGMA

Se determinará con la Ecuación 89:

$$V_u = \frac{0.70 M_u \cdot ad}{S} + \frac{w_f \times S}{2}$$

$$M_u = 11.19 \text{ Tn} - m$$

$$Ad = 5.075 \text{ m}$$

$$w_f = 0.90 \text{ Tn/m}$$

$$S = 2.90 \text{ m}$$

Al reemplazar, se obtiene:

$$V_u = 15.01 \text{ Tn}$$

Corte que resiste el concreto, se utilizará las Ecuaciones 192 y 193:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} bw \cdot d$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0.323 \text{ MN} = 32.97 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u$$

$$32.97 \text{ Tn} > 15.01 \text{ Tn} \text{ (OK)}$$

Se colocará sólo estribos por confinamiento.

Se utilizará Acero de $3/8''$, 1 @ 5 cm + 12 @ 10 cm + Resto @ 20 cm (a centro de luz)

4.7.4 DISEÑO DE VIGAS LATERALES

A. PREDIMENSIONAMIENTO

Se consideró veredas en voladizo y que los ejes de las vigas laterales coinciden con los sardineles de las veredas, por esto será razonable considerar 2 vigas.

$$L = L' + c = 20 + 0.60 = 20.60 \text{ m}$$



- a. Peralte mínimo, utilizando Ecuación 91:

$$t = L/12 = 20.60/12 = 1.717 \text{ m}$$

Se asumirá: $t = 1.70 \text{ m}$

- b. Ancho mínimo, utilizando Ecuación 90:

$$b = 0.02 \times L \times \sqrt{S'}$$

Estimación de S' :

$$S' = (\text{Ancho carril}) / (N^\circ \text{ vigas} - 1) = 3.60 / 1 = 3.60 \text{ m}$$

Al reemplazar, el ancho de las vigas es:

$$b = 0.02 \times 20.60 \times 3.60^{1/2} = 0.7817 \text{ m}$$

Se Asumirá: $b = 0.70 \text{ m}$

La separación entre vigas será:

$$S = S' - b = 3.60 - 0.70 = 2.90 \text{ m}$$

- c. Sección de las vigas:

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$t = 1.70 \text{ m}$$

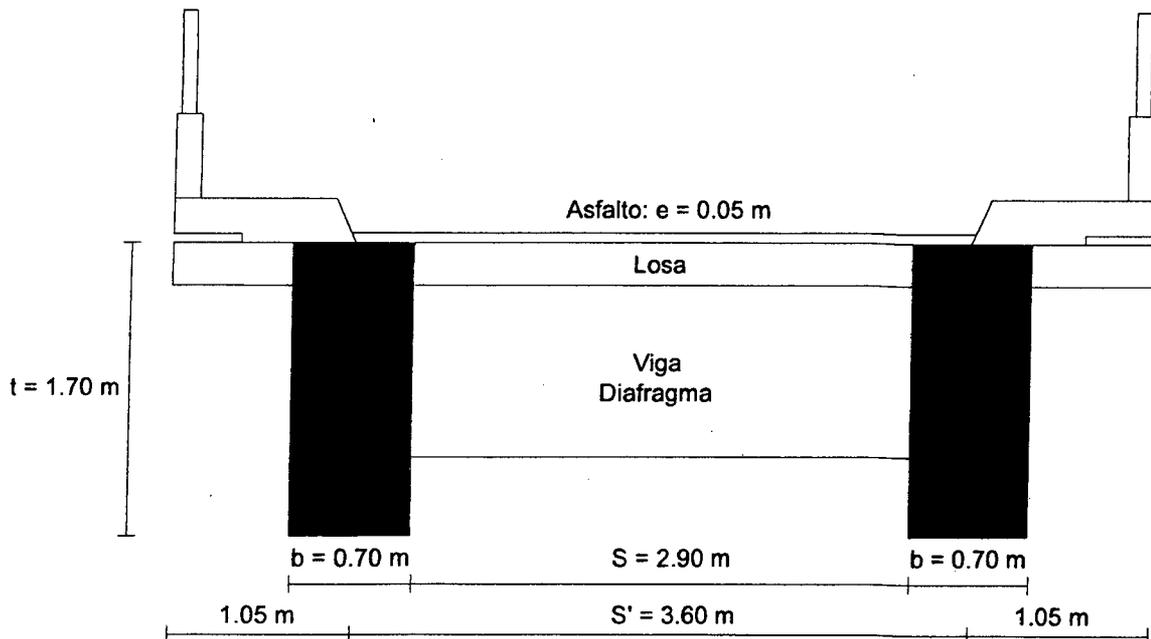


Figura 4.07 sección de la viga lateral.



B. METRADO DE CARGAS

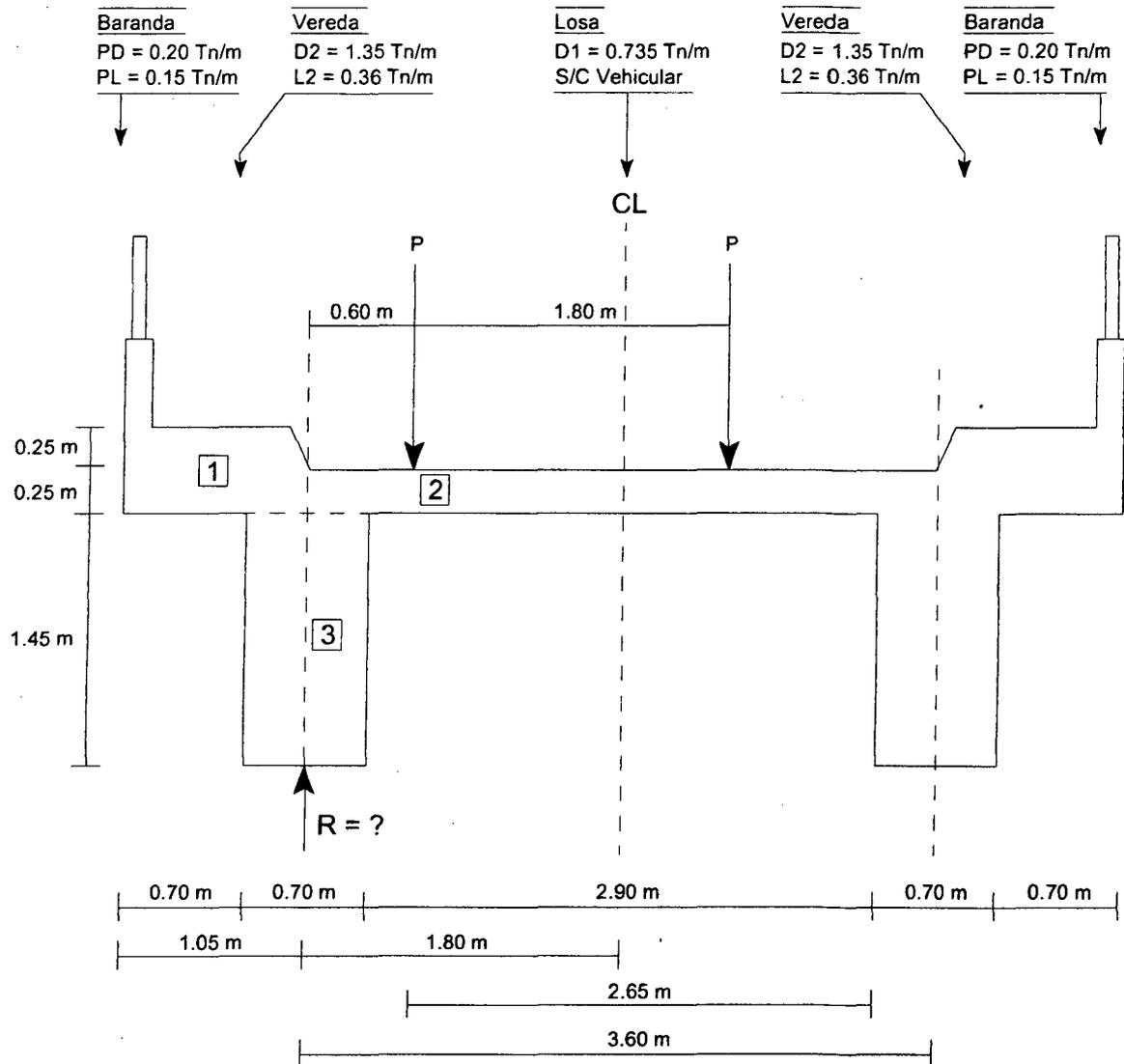


Figura 4.08 Metrado de Cargas de la viga lateral.

Del Figura anterior, se tiene:

a. Carga Muerta

1. $1.35 \times 1.05 = 1.418$
2. $0.735 \times 1.80 = 1.323$
3. $0.70 \times 1.45 \times 2.40 = 2.436$

$$WD = 1.418 + 1.323 + 2.436 \text{ entonces } WD = 5.177 \text{ Tn/m}$$



b. Carga viva en vereda y baranda

$$WL = L2 \times ancho + PL$$

$$WL = 0.36 \times 1.05 + 0.15$$

$$WL = 0.528 \text{ Tn/ml}$$

Según *Tabla 2.24*, Distribución de carga por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores.

Para tablero de concreto sobre vigas de concreto, usar regla de la palanca.

Para determinar el coeficiente de incidencia vehicular, se utilizó la *Ecuación 92*:

$$R = \lambda P$$

$$R = \frac{2.30 P + 1.20 P}{3.60} = 0.97 P$$

Luego, el coeficiente de incidencia vehicular es:

$$\lambda = 0.97$$

C. COEFICIENTE DE IMPACTO

Del *Tabla 2.26*, se tiene:

$$I = 0.33$$

Cargas sobre la viga, se utilizará las *Ecuaciones 93 y 94*.

$$\text{Eje delantero: } \lambda P' = 0.97 \times 1.78 = 1.70 \text{ Tn}$$

$$\text{Eje posterior: } \lambda P' = 0.97 \times 7.40 = 7.20 \text{ Tn}$$

Los valores 1.78 y 7.40 es el peso de la llanta del tren de cargas HL-93

D. CÁLCULO DE MOMENTOS

a. Por Carga Muerta

Se utilizará la *Ecuación 95*:

$$(+)M_D = \frac{W_D \times L^2}{8} = \frac{5.177 \times 20.60^2}{8} = 274.61 \text{ Tn} - m$$

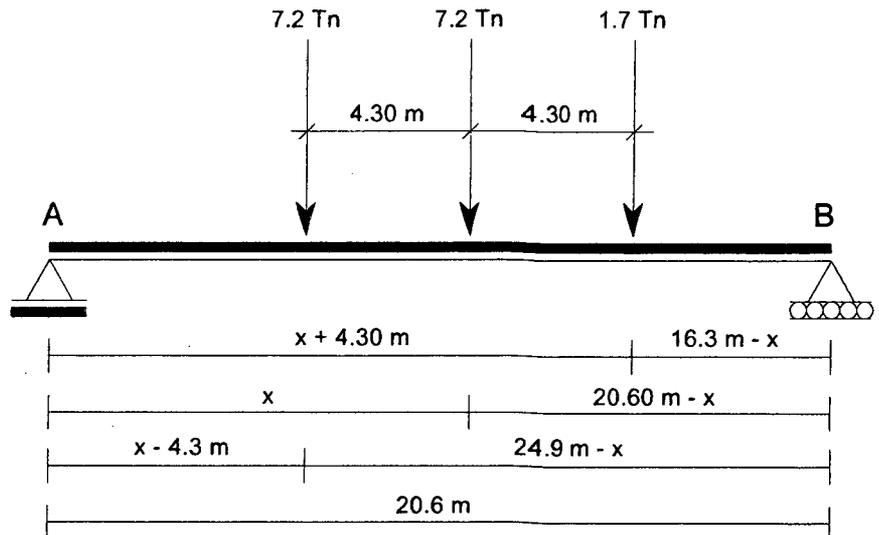
b. Por Sobrecarga en vereda

Se calculó con la *Ecuación 96*:

$$(+)M_L = \frac{W_L \times L^2}{8} = \frac{0.528 \times 20.60^2}{8} = 28.01 \text{ Tn} - m$$

c. Por Sobrecarga Vehicular

✓ **Con el Tren de Cargas**



$$4.3 \text{ m} < x < 16.3 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{7.2 (24.9 - x) + 7.2 (20.6 - x) + 1.7 (16.3 - x)}{20.6}$$

$$R_A = 17.25 - 0.78 x$$

Luego se puede deducir que:

$$M_x = R_A (x) - 7.2 (4.3) = (17.2 - 0.78x)x - 7.2 (4.3)$$

$$M_x = -30.96 + 17.25 x - 0.78 x^2$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} = 17.25 - 1.56 x \rightarrow x = 11.06 \text{ m}$$

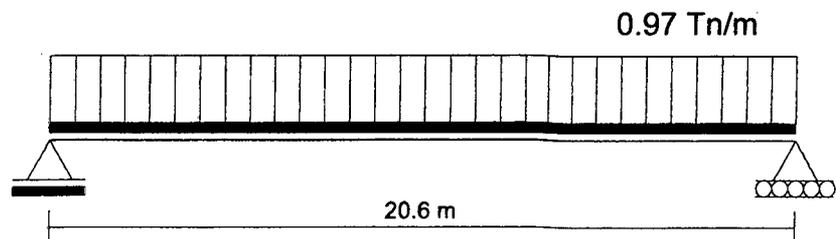
Entonces el momento máximo será cuando: $x = 11.06 \text{ m}$

Por presencia de múltiples sobrecargas, del *Tabla 2.25*, para una banda de circulación el % de reducción es 120.

$$ML = 64.41 \times 1.2$$

$$ML = 77.30 \text{ Tn} - m$$

✓ **Con Sobrecarga Distribuida**





$$ML = \frac{0.97 \times 20.60^2}{8} = 51.45 \text{ Tn} - m/\text{banda}$$

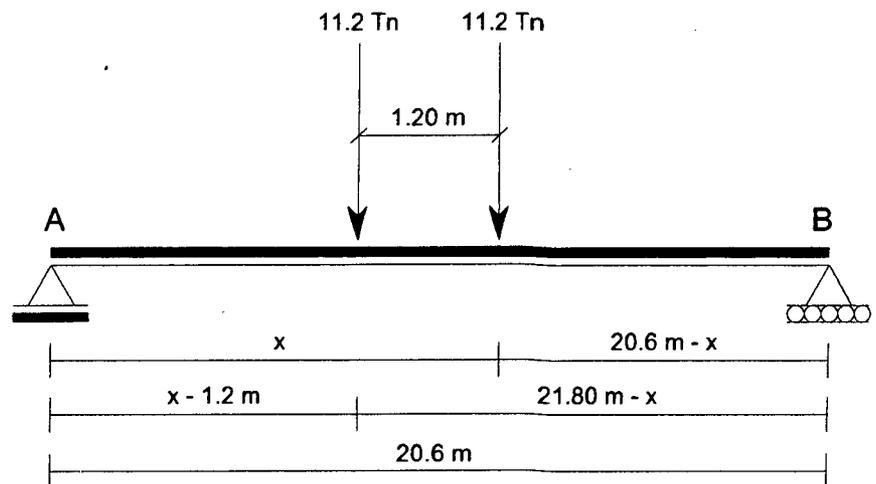
Por presencia de múltiples sobrecargas, del *Tabla 2.25*, para una banda de circulación el % de reducción es 120.

$$(+)\ ML = \frac{51.45 \times \lambda}{N^{\circ} \text{ de líneas de rueda}} \times (\% \text{ de reducción de carga})$$

$$(+)\ ML = \frac{51.45 \times 0.97}{2} \times 1.20$$

$$(+)\ ML = 29.94 \text{ Tn} - m/\text{viga}$$

✓ **Con Eje Tándem**



$$1.2 \text{ m} < x < 20.6 \text{ m}$$

$$RA = \frac{11.2 (21.8 - x) + 11.2 (20.6 - x)}{20.60}$$

$$RA = 23.05 - 1.09 x$$

Luego se puede deducir que:

$$M_x = RA \cdot x$$

$$M_x = (23.05 - 1.09) x$$

$$M_x = 23.05 x - 1.09 x^2$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} = 23.05 - 2.18 x \rightarrow x = 10.57 \text{ m}$$

Entonces el momento máximo será cuando: $x = 10.57 \text{ m}$

$$ML = 121.86 \text{ Tn} - m/\text{banda}$$

De la *Tabla 2.25*, por ser una banda de circulación el % de reducción de carga es 120.



$$(+)\text{ML} = \frac{121.68 \times \lambda}{\text{N}^\circ \text{ de líneas de rueda}} \times (\% \text{ de reducción de carga})$$

$$(+)\text{ML} = \frac{121.68 \times 0.97}{2} \times 1.20$$

$$(+)\text{ML} = 70.92 \text{ Tn} - \text{m/viga}$$

Se utilizará el mayor valor del eje tándem o camión de diseño:

$$\text{ML} = 77.30 \text{ Tn} - \text{m/viga} \quad (\text{Camión de Diseño})$$

El momento por carga viva será igual a la suma del máximo del eje tándem o camión de diseño, más la carga distribuida.

$$\text{ML} = 77.30 \text{ Tn} - \text{m/viga} + 29.94 \text{ Tn} - \text{m/viga}$$

$$\text{ML} = 107.24 \text{ Tn} - \text{m/viga}$$

d. Momento de Impacto

No se aplicará a la carga distribuida. Se utilizará la Ecuación 97:

$$(+)\text{MI} = 0.33 \times 77.30 = 25.51 \text{ Tn} - \text{m/viga}$$

$$(+)\text{MI} = 25.51 \text{ Tn} - \text{m/viga}$$

E. FUERZA DE CORTE (En la cara del apoyo)

a. Por Carga Muerta

Se utilizará la Ecuación 98:

$$V_D = \frac{W_D \times L}{2} = \frac{5.177 \times 20.60}{2} = 53.32 \text{ Tn}$$

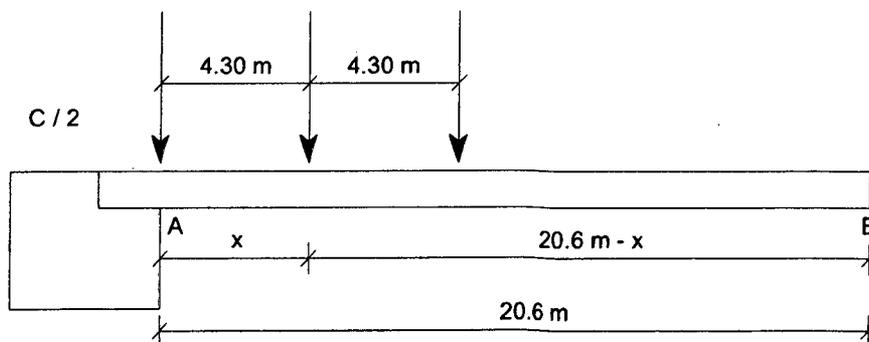
b. Por Sobrecarga en veredas

Se calculará con la Ecuación 99:

$$V_L = \frac{W_L \times L}{2} = \frac{0.528 \times 20.60}{2} = 5.44 \text{ Tn}$$

c. Por Sobrecarga Vehicular

✓ **Con el tren de Carga**



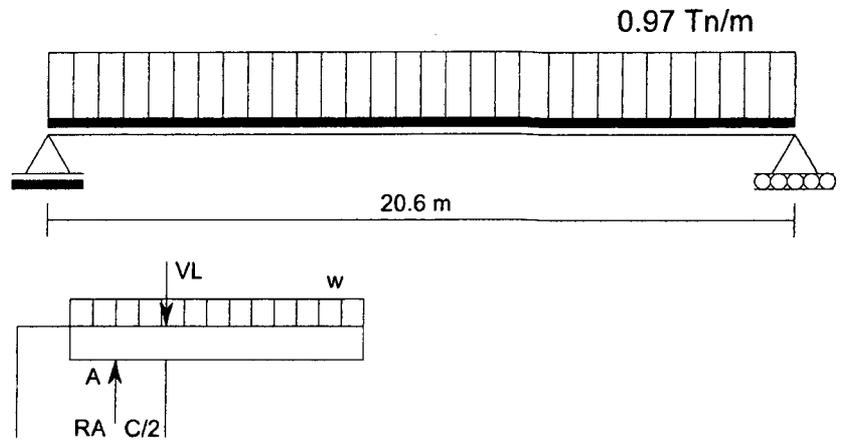
$$x = 4.30 + C/2 = 4.30 + 0.30 = 4.60 \text{ m}$$

En RA (Debido a Sobrecarga Vehicular)

$$RA = 17.25 - 0.78 x = 13.65 \text{ Tn} \times (1.20)$$

$$VL = 16.38 \text{ Tn/viga}$$

✓ **Por Sobrecarga Equivalente**



$$RA = wL/2$$

$$RA = 9.99 \text{ Tn/vía}$$

$$VL = RA - w (C/2) = 9.99 - 0.97 (0.60/2)$$

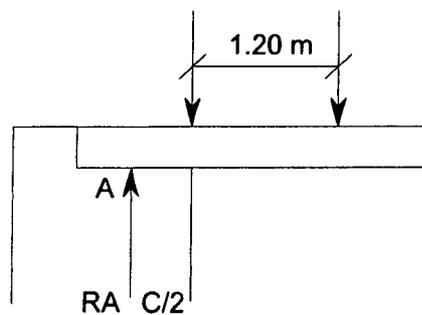
$$VL = 9.70$$

$$VL = \frac{9.70 \times \lambda}{\text{N}^\circ \text{ de líneas de rueda}} \times (\% \text{ de reducción de carga})$$

$$VL = \frac{9.70 \times 0.97}{2} \times 1.20$$

$$VL = 5.65 \text{ Tn/viga}$$

✓ **Con el Eje Tándem**



$$RA = 23.05 - 1.09 x$$

$$x = C/2 = 0.60/2 = 0.30$$

$$RA = 22.73 \text{ Tn} = VL$$



$$VL = \frac{22.73 \times 0.97}{2} \times 1.20$$
$$VL = 13.23$$

Se utilizará el mayor del Eje Tándem o Camión de Diseño.

$$VL = 16.38 \text{ Tn} - m/viga$$

El cortante por carga viva es igual al mayor del Eje Tándem o Camión, más sobrecarga equivalente.

$$VL = 16.38 + 5.65$$

$$VL = 22.03 \text{ Tn} - m/viga$$

d. Momento por Impacto

No se considera la sobrecarga.

$$VI = 0.33 \times 16.38 = 5.40 \text{ Tn/viga}$$

$$VI = 5.40 \text{ Tn/viga}$$

F. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSAVERSAL

a. Por Flexión

Se determinará con la Ecuación 100:

$$M_U = n (1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL} + 1.70 M_{IM})$$

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1.16$$

- Momento actuante

Vereda

$$M_U = 1.45 M_{DC} + 2.03 (M_{LL} + M_{IM}) + 1.70 M_{LL}$$

$$M_U = 1.45 \times 274.61 + 2.03(107.24 + 25.51) + 1.7(28.01)$$

$$M_U = 715.27 \text{ Tn} - m$$

- Momento resistente de la sección del concreto

Se utilizará las Ecuaciones 190 y 191:

$$\phi M_C > M_U$$

$$\phi M_C = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$K = 66.04 (K_U \text{ máx}) \text{ para } f'_c \text{ de } 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ cm}$$

Al reemplazar valores, se tiene:

$$\phi M_C = 120239028.00 \text{ kg} - \text{cm} = 1202.39 \text{ Tn} - m$$

$$\phi M_C > M_U$$

$$1202.39 \text{ Tn} - m > 715.27 \text{ Tn} - m \quad (\text{OK})$$

∴ La sección es simplemente armada.



CÁLCULO DEL ACERO

CÁLCULO DEL ACERO POSITIVO

Cálculo de w , se determinará con la Ecuación 101:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.722 - \frac{1.70 M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 170 - 10 = 160 \text{ cm}$$

Al reemplazar valores se tiene:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 715.27 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 70 \times 160^2}} = 0.85 - 0.673 = 0.177$$

Cálculo de la cuantía, se utilizará la Ecuación 102.

$$\rho = w \times f'_c / f_y = 0.177 \times 280 / 4200 = 0.0118$$

Cálculo del acero, se Utilizará la Ecuación 103.

$$A_{S \text{ mín}} = 0.0018 \times 70 \times 160 = 20.16 \text{ cm}^2 \text{ (RNE - Norma E 0.60 - Ítem 9.7.2)}$$

$$A_S = \rho \times b \times d = 0.0118 \times 70 \times 160 = 132 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ mín}}$$

se considerará: 26 varillas N° 8, Área = 132 cm²

Se utilizará 26 varillas de acero de 1"

CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO

Cálculo del acero mínimo ($A_{S \text{ mín}}$), se determinará con la Ecuación 111
(Norma E 0.60 - Ítem 10.5.2)

$$A_{S \text{ mín}} = \frac{0.22 \sqrt{f'_c}}{f_y} b w \cdot d$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.88 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ mín} = 0.22 \times f'_c{}^{1/2} / f_y = 0.22 \times 27.46^{1/2} / 411.88$$

$$\rho \text{ mín} = 0.002799$$

$$A_{S \text{ mín}} = \rho \text{ mín} \times b w \times d = 0.002799 \times 70 \times 160$$

$$A_{S \text{ mín}} = 31.35 \text{ cm}^2$$

se considerará: 6 varillas N° 8, Área = 30.42 cm²

Se utilizará 6 varillas de acero de 1"

ACERO LATERAL (POR FLAMEO)

El acero lateral por flameo se calculará con la *Ecuación 104*:

$$A_{S \text{ lat}} = 0.002 \times b \times d$$

$$A_{S \text{ lat}} = 0.002 \times 70 \text{ cm} \times 170 \text{ cm}$$

$$A_{S \text{ lat}} = 23.80 \text{ cm}^2$$

se considerará: 8 varillas N° 6, Área = 22.80 cm²

Se utilizará 8 varillas de acero de 3/4" (4 a cada lado)

En el siguiente Figura se observa la viga lateral, ubicando el acero negativo, positivo y acero lateral.

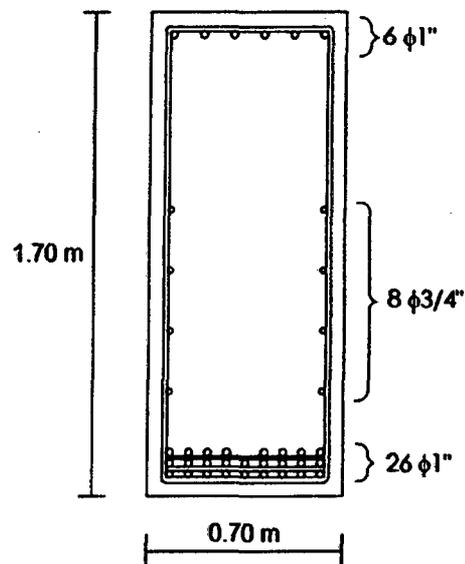


Figura 4.09 Acero en viga lateral.

El espaciamiento, excederá del menor de los siguientes valores (*Ecuaciones 107 - 108 - 109*):

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380 (250/fs) - 2.5 Cc$$

$$s \leq 300(250/fs)$$

El "s" entre las cuatro varillas será: $s = (h/2)/4$

$$S = 0.84/4 \times 100 = 21.25 \text{ cm}$$

Momento por servicio:

$$M_S = MD + (ML + MI) + ML_{\text{vereda}} = 274.61 + (107.24 + 25.50) + 28.01$$

$$M_S = 435.37 \text{ Tn} - m = 43536511.04 \text{ kg} - \text{cm}$$



El esfuerzo en el acero principal de flexión se calculará con la Ecuación 110:

$$f_s = M_s / (0.90 d \times A_s) = 43536511.04 / (0.90 \times 160 \text{ cm} \times 132 \text{ cm}^2)$$
$$f_s = 2290.60 \text{ kg/cm}^2 = 224.63 \text{ MPa}$$

$$C_c = 10 \text{ cm}$$

Al reemplazar datos, se tiene:

$$s \leq 300 \text{ mm} \qquad s_1 = 300 \text{ mm}$$
$$s \leq 380 (250/f_s) - 2.5 C_c \qquad s_2 = 2000 \text{ mm}$$
$$s \leq 300 (250/f_s) \qquad s_3 = 422.926 \text{ mm}$$

Donde:

C_c : La menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial elemento.

f_s : Esfuerzo en el acero principal de flexión.

Luego se observa que el espaciamiento calculado "s" es menor que "s1":

$$s = 21.25 \text{ cm y } s_1 = 300 \text{ mm (El menor de los calculados)}$$

$$s < s_1$$

$$21.25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad (OK)$$

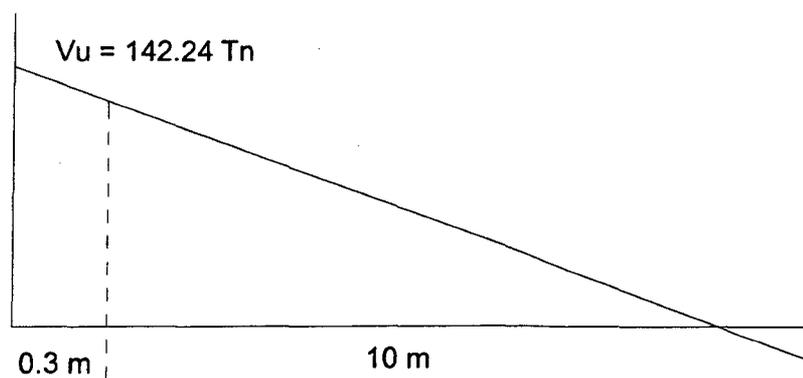
b. Por Corte

El cálculo del cortante actuante, se determinará con la Ecuación 105:

$$V_u = 1.45 VD + 2.03 \times (VL + VI) + 1.7 VL_{vereda}$$

$$V_u = 1.45 \times 53.32 + 2.03 \times (22.03 + 5.40) + 1.7 \times 5.44$$

$$V_u = 142.24 \text{ Tn}$$



Corte que resiste el concreto: La contribución del concreto V_c se evaluará según las Ecuaciones 192 y 193:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} bw \cdot d$$



$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$bw = 0.70 \text{ m}$$

$$d = 1.60 \text{ m}$$

$$V_c = 0.17 \times 27.50^{1/2} \times 0.70 \times 1.60 = 0.9985 \text{ MN} = 101.81 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u$$

$$101.81 \text{ Tn} < 142.24 \text{ Tn}$$

∴ Se debe diseñar estribos.

Verificación de la sección

Se utilizará la Ecuación 112, en ningún caso se debe considerar V_s mayor que:

$$0.66 \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$0.66 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.66 \sqrt{27.46} \times 0.70 \times 1.60 = 3.88 \text{ MN}$$

$$3.88 \text{ MN} = 395.64 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 142.24 - 0.85 \times 101.81 = 55.70 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = 55.70 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = 0.66 \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$55.70 \text{ Tn} < 395.64 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

El cortante resistente del concreto, se calculará con la Ecuación 106.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 55.70 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = 55.70 < 0.33 \sqrt{27.46} \times 0.70 \times 1.60 = 1.94 \text{ MN} = 395643.60 \text{ kg}$$

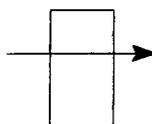
$$\phi V_s = 55.70 < 396 \text{ Tn}, \quad S_{\text{máx}} = d/2 \text{ (600 mm)}$$

Refuerzo mínimo de cortante:

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 140/2 = 85 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm (Según RNE)}$$

Se considerará estribos de: $\phi = 5/8''$, $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$, $A_v = 2 \phi 5/8''$





Espaciamiento en la sección crítica:

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c} = \frac{0.85 \times 0.0001979 \times 420 \times 1.60}{0.5463 \text{ MN}} = 0.206972 \text{ m} = 20.70 \text{ cm}$$

$$S < S_{\text{máx}}$$

$$20.70 \text{ cm} < 33.93 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

Se utilizará: $S = 20 \text{ cm}$

Cálculo de $S_{\text{máx}}$:

$$S_{\text{máx}} = 0.85 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.60 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.35 \times b} = \frac{0.0001979 \text{ m}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0.35 \times 0.70 \text{ m}} = 0.3393 \text{ m} = 33.93 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.062 \sqrt{f'_c} \times b} = \frac{0.0001979 \text{ m}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0.062 \times \sqrt{27.46} \times 0.70 \text{ m}} = 0.3653 \text{ m} = 36.53 \text{ cm}$$

Luego, de los cuatro valores anteriores se eligió el menor:

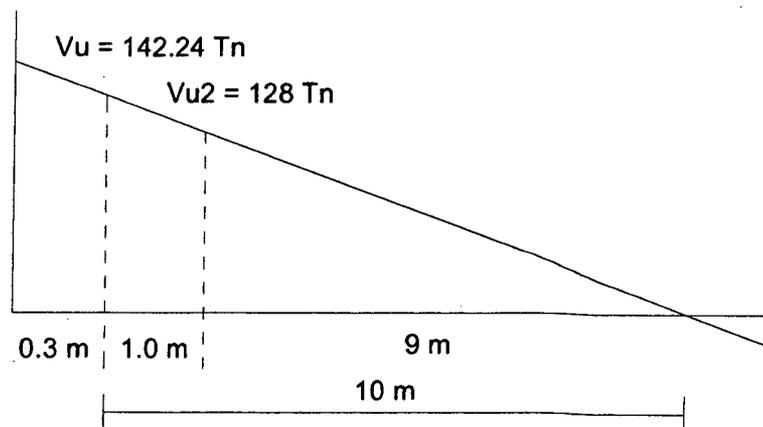
$$S_{\text{máx}} = 33.93 \text{ cm}$$

Corte resistente con $S = 20 \text{ cm}$:

$$V_u = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$V_u (S = 20 \text{ cm}) = 0.85 \times 0.9985 \text{ MN} + \frac{0.0001979 \text{ m}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 1.60 \text{ m}}{0.20 \text{ m}}$$

$$V_u (S = 20 \text{ cm}) = 1.414 \text{ MN} = 1.414 \text{ MN} = 144.18 \text{ Tn} > V_u = 142.24 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

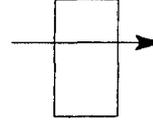




El Cortante resistente del concreto, se calculará con la *Ecuación 106*:

$$\phi V_s = V_U - \phi V_C = 128 \text{ Tn} - 0.85 \times 101.81 = 41.48 \text{ Tn} = 0.4067618 \text{ MN}$$

Se considerará estribos de: $\phi = 5/8''$, $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$, $A_v = 2 \phi 5/8''$



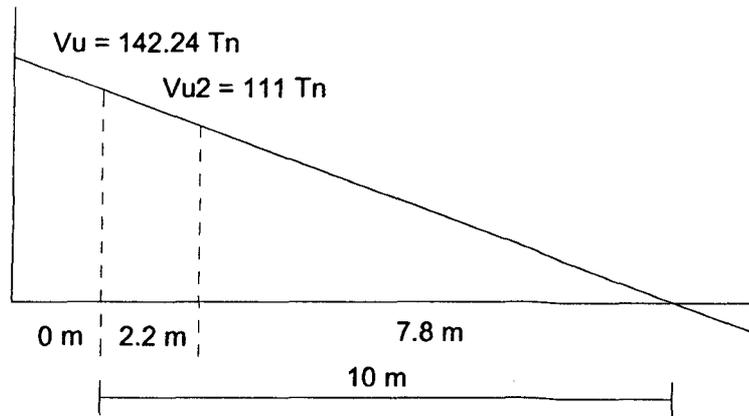
Espaciamiento en la sección crítica:

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_C} = \frac{0.85 \times 0.0001979 \times 420 \times 1.60}{0.407 \text{ MN}} = 0.277787 \text{ m} = 27.78 \text{ cm}$$

$S < S \text{ máx}$

$27.78 \text{ cm} < 33.93 \text{ cm}$ (OK)

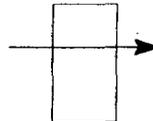
Se utilizará: $S = 25 \text{ cm}$



El cortante resistente del concreto, se determinará con la *Ecuación 106*.

$$\phi V_s = V_U - \phi V_C = 111 \text{ Tn} - 0.85 \times 101.95 = 16.64 \text{ Tn} = 0.163206 \text{ MN}$$

Se considerará estribos de: $\phi = 5/8''$, $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$, $A_v = 2 \phi 5/8''$





Espaciamiento en la sección crítica:

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c} = \frac{0.85 \times 0.0001979 \times 420 \times 1.60}{0.163 \text{ MN}} = 0.693614 \text{ m} = 69.36 \text{ cm}$$

$$S < S_{\text{máx}}$$

$$69.36 \text{ cm} > 33.93 \text{ cm} \quad (\text{Usar } S_{\text{máx}})$$

Se utilizará: $S = 32 \text{ cm}$

Luego se utilizará:

$$1 \phi 5/8" @ 5 \text{ cm} + 5 \phi 5/8" @ 20 \text{ cm} + 5 \phi 5/8" @ 25 \text{ cm resto @ 32 cm}$$

G. VERIFICACIONES

a. Verificación de Peralte por Servicio

Se calculará con la Ecuaciones 134 y 135:

Verificar el "d" requerido

$$d_{\text{mín}} < d$$

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot K \cdot j \cdot b}}$$

$$M = MD + ML + MI = 274.61 + 107.24 + 25.51 \text{ (Tn - m)}$$

$$M = 407.36 \text{ Tn - m}$$

$$f_c = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 0.323$$

$$j = 0.892$$

Al reemplazar datos, se obtuvo:

$$d_{\text{mín}} = 149.83 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} < d$$

$$149.83 \text{ cm} < 160 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

b. Verificación por agrietamiento

El reglamento especifica que cuando el esfuerzo $f_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$ el refuerzo deberá cumplir los siguiente requisitos, Ecuación 136, 137, 138:

$$f_s \text{ máx act} < f_s \text{ máx adm}$$

$$f_s \text{ máx adm} = Z / (dc \times A)^{1/3}$$

$$f_s \text{ máx act} = 0.60 f_y$$

Cálculo de la distancia de la primera cara de esfuerzo a la fibra en tracción (dc):

$$dc = r.e + \phi \text{ estribo} + \phi 1ra \text{ fila acero}/2$$

$$dc = 5 \text{ cm} + 1.59 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm}$$

$$dc = 7.86 \text{ cm}$$



Cálculo del centroide de la zona en tracción (X_c):

$$X_c = [N^\circ \text{ capas} \times \varnothing \text{ varilla} + (N^\circ \text{ capas} - 1) \times \text{separadores} + \varnothing \text{ estribo} + \text{recubrimiento}]/2$$

$$X_c = [3 \times 1" \times 2.54 + (3 - 1) \times 1" \times 2.54 + 5/8" \times 2.54 + 5]/2$$

$$X_c = 9.644 \text{ cm}$$

Cálculo del área de concreto (A). Se determinará con la Ecuación 139:

$$A = \frac{2 \cdot X_c \cdot b}{N^\circ \text{ varillas}} = \frac{2 \times 9.64 \times 70}{26} = 51.93 \text{ cm}^2$$

Para condiciones severas de exposición: $Z = 23000 \text{ kg/cm}^2$

Luego con la Ecuación 138, se calculará el f_s máx:

$$f_s \text{ máx}_{adm} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{7.86 \times 51.93}} = 3100.98 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar datos, el f_s máx actuante es:

$$f_s \text{ máx}_{act} = 0.60 f_y = 0.60 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$f_s \text{ máx}_{act} < f_s \text{ máx}_{adm}$$

$$2520.00 \text{ kg/cm}^2 < 3100.98 \text{ kg/cm}^2 \quad (OK)$$

c. Verificación por fatiga

Debe verificarse que: $f_s \text{ act} < f_s \text{ adm}$

Para calcular el f_s admisible se utilizará la Ecuación 140:

$$f_s \text{ adm} = 1470 - 0.33 f_s \text{ mín} + 55.12 (r/h)$$

$$r/h = 0.30$$

Cálculo del f_s mín. Se determinó con la Ecuación 143:

$$f_s \text{ mín} = \frac{MD}{A_s \times j \times d} = \frac{274.61 \times 10^5}{132 \times 0.892 \times 160} = 1458.98 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del f_s máx. Se utilizó la Ecuación 142:

$$f_s \text{ máx} = \frac{Ml}{A_s \times j \times d} = \frac{407.36 \times 10^5}{132 \times 0.892 \times 160} = 2164.24 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el f_s adm, será:

$$f_s \text{ adm} = 1470 - 0.33 f_s \text{ mín} + 55.12 (r/h) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_s \text{ adm} = 1470 - 0.33 \times 1458.98 + 55.12 \times 0.30$$

$$f_s \text{ adm} = 1153.90 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del f_s actuante. Se determinó con la Ecuación 141:

$$f_s \text{ act} = f_s \text{ máx} - f_s \text{ mín}$$

$$f_s \text{ act} = 2164.24 - 1458.98$$



$$f_{sact} = 705.26 \text{ kg/cm}^2$$

Condición a cumplirse:

$$f_{sact} < f_{sadm}$$
$$705.26 \text{ kg/cm}^2 < 1153.90 \text{ kg/cm}^2 \quad (OK)$$

d. Para no verificar deflexiones

Se utilizará Ecuación 145.

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0.18 f_c}{f_y} = \frac{0.18 \times 280}{4200} = 0.01200$$

Cuantía de la viga. Se determinará con la Ecuación 146.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{131.82}{70 \times 160} = 0.01177$$

Condición a cumplirse:

$$\rho < \rho_{\text{máx}}$$
$$0.01177 < 0.01200 \quad (OK, \text{no se verifica por deflexiones})$$

e. Verificando el eje neutro

Se determinará con la Ecuación 147.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times S'} = \frac{131.80 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 290} = 8.02 \text{ cm}$$

Condición a cumplirse:

$$a < e$$
$$8.02 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad (OK)$$

f. Distancia entre barras

Según RNE (Norma E.060, ítem 7.6.1), la distancia entre barras paralelas será no menor que 1.30 de tamaño máximo del agregado.

Luego se tiene:

$$\text{Distancia entre varillas} = eh = 1.30 \times 1" = 1.30 \times 1 \times 2.54 = 3.30 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento lateral} = 2" = 5.08 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{ estribos } 5/8" = 1.59 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{ varilla } 1" = 2.54 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ total de varillas de } 1" = 26 \text{ varillas}$$

$$N^\circ \text{ de varillas por capa} = 9 \text{ varillas}$$

$$N^\circ \text{ capas} = 3$$

g. Ancho mínimo de la viga (b)

De acuerdo al Figura 4.09, se tiene:

$$b = 2 \times rec + 2 \times \emptyset est + (N^\circ \text{ varillas} - 1) \times eh + (N^\circ \text{ varillas}) \times (\emptyset \text{ varilla})$$

$$b = (2 \times 5.0) + (2 \times 1.59) + [(9 - 1) \times 3.25] + (9 \times 2.54)$$

$$b = 62.04 \text{ cm}$$

Luego:

$$b_{\text{mín}} < bw$$

$$62.04 \text{ cm} < 70.00 \text{ cm} \quad (OK)$$



H. CÁLCULO DE LA CONTRAFLECHA

En el centro de la luz.

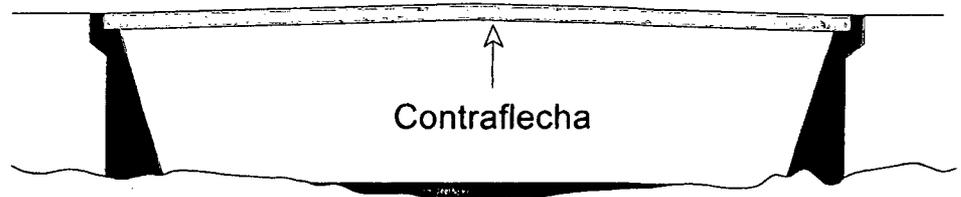


Figura 4.10 Esquema de la Contraflecha.

La Contraflecha se calculará con la Ecuación 115:

$$\text{Contraflecha necesaria} = \Delta \text{ evacuación aguas} + \Delta \text{ máx}$$

a. Deformación por evacuación de aguas

Se utilizará la Ecuación 117:

$$\Delta \text{ evacuación aguas} = S \times L/2$$

Se considerará:

$$\text{Pendiente: } S = 0.5\% \text{ (para que discurran las aguas)}$$

Luego:

$$\Delta \text{ evacuación aguas} = 0.50\% \times L/2$$

$$\Delta \text{ evacuación aguas} = 0.005 \times 2060/2$$

$$\Delta \text{ evacuación aguas} = 5.15 \text{ cm}$$

b. Deformación instantánea por carga permanente

Se determinará con la Ecuación 118:

$$\Delta i_{cp} = \frac{5 W L^4}{384 E_c . I_e}$$

$$E_c = 15000 f_c^{1/2} = 15000 \times 280^{1/2} = 250998.008 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 5.18 \text{ Tn/m} = 51.77 \text{ kg/cm (del metrado de cargas – carga muerta)}$$

- Momento de inercia de la sección de la viga

El momento de inercia se calculará con la Ecuación 119:

$$I_g = \frac{b \times t^3}{12}$$

Sección transversal de la viga: $b = 0.70 \text{ m}$, $t = 1.70 \text{ m}$

Al reemplazar, se tiene:

$$I_g = \frac{0.70 \times 1.70^3}{12} = 28659166.67 \text{ cm}^4$$



- Momento de agrietamiento

Se utilizó la Ecuación 120:

$$M_{ag} = \frac{2 \sqrt{f'_c} \times I_g}{t/2} = \frac{2 \times \sqrt{280} \times 2.866 \times 10^7}{170/2} = 112.84 \text{ Tn} - \text{m}$$

- Momento de inercia en la sección agrietada en el centro de la luz (CL):

Relación modular: $n = 8$.

- Cálculo de d' :

$$d' = r.e + \text{Diámetro estribo} + \text{Diámetro } 1^{\text{a}} \text{ fila}/2$$

$$r = 5 \text{ cm (2")}$$

$$\phi \text{ estribo} = 5/8 \text{ "}$$

Acero Negativo:

$$\phi \text{ varilla} = 1 \text{ " (1 capa)}$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y1 = 7.86 \text{ cm}$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y1 = 12.90 \text{ cm}$$

Al reemplazar se obtuvo:

$$d' = 10.38 \text{ cm}$$

- Cálculo de "dc":

Acero Positivo:

$$\phi \text{ varilla} = 1 \text{ " (3 capa)}$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y1 = 7.86 \text{ cm}$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y2 = 12.90 \text{ cm}$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y3 = 17.94 \text{ cm}$$

Al reemplazar se obtuvo:

$$dc = 12.90 \text{ cm}$$

- Cálculo de "d":

$$d = t - dc = 170 \text{ cm} - 12.90 \text{ cm} = 157.10 \text{ cm}$$

- Cálculo de As' :

$$As' = (\pi \cdot \phi \text{ varilla}^2 / 4) \times N^{\circ} \text{ varillas} = \pi \times 2.54^2 / 4 \times 6 = 30.40 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de As :

$$As = (\pi \cdot \phi \text{ varilla}^2 / 4) \times N^{\circ} \text{ varillas} = \pi \times 2.54^2 / 4 \times 26 = 131.74 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de los demás factores con las Ecuaciones 122 – 126:

$$n = 8 \quad d = 157.10 \text{ cm}$$

$$d' = 10.38 \text{ cm} \quad b = 70 \text{ cm}$$

$$dc = 12.90 \text{ cm} \quad t = 170 \text{ cm}$$

$$n As = 8 \times 131.74 = 1053.95 \text{ cm}^2$$

$$(2n - 1) \times As' = (2 \times 8 - 1) \times 30.40 = 456.04 \text{ cm}^2$$

$$r = n \cdot As + (2n - 1) \cdot As' = 8 \times 131.74 + (2 \times 8 - 1) \times 30.40 = 1509.99 \text{ cm}^2$$

$$\rho = n \cdot As \cdot d + (2n - 1) \cdot As' \cdot d' = (1053.95 \times 157.10) + (456.04 \times 10.38)$$



$$\rho = 170310.95 \text{ cm}^3$$

$$c = \frac{r}{b} \times \left(\sqrt{\frac{2 \times \rho \times b}{r^2} + 1} - 1 \right)$$

$$c = \frac{1509.98}{70} \times \left(\sqrt{\frac{2 \times 170310.94 \times 70}{1509.98^2} + 1} - 1 \right) = 35.91 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times c^3}{3} + n \cdot A_s(d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s'(c - d')^2$$

$$I_{cr} = \frac{70 \times 35.9^3}{3} + 1053.9 \times (157.1 - 35.9)^2 + 456.0(35.91 - 10.38)^2$$

$$I_{cr} = 16858146.28 \text{ cm}^4$$

Se debe cumplir que:

$$I_{cr} < I_g$$

$$16858146.28 \text{ cm}^4 < 28659166.67 \text{ cm}^4 \quad (\text{OK})$$

- Momento de inercia efectivo:

Se determinará con la Ecuación 127:

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr}$$

Para calcular el momento máximo actuante, se utilizó la Ecuación 121:

$$M_a = M_{DC} + M_{LL} + M_{IM} = 274.61 + 107.2 + 25.5 = 407.36 \text{ Tn} - m$$

$$M_{ag} < M_a$$

$$112.84 \text{ Tn} - m < 407.36 \text{ Tn} - m \quad (\text{¡La sección es agrietada!})$$

Al reemplazar, se obtiene.

$$I_e = 17108965.57 \text{ cm}^4$$

$$I_e < I_g$$

$$17108965.57 \text{ cm}^4 < 28659166.67 \text{ cm}^4 \quad (\text{OK})$$

- Deformación instantánea por carga permanente:

Al reemplazar en la Ecuación 118, se tiene.

$$\Delta i_{cp} = \frac{5 W L^4}{384 E_c \cdot I_e} = \frac{5 \times 51.77 \times 2060^4}{384 \times 2.51 \times 10^5 \times 1.71 \times 10^7}$$

$$\Delta i_{cp} = 2.83 \text{ cm}$$

- c. Deformación de larga duración por carga permanente

Se utilizará la Ecuación 128:

$$\lambda = \frac{\epsilon}{1 + 50 \rho'}$$



- Cálculo de ρ' :

Se calculará con la *Ecuación 129*.

$$As' = 30.40 \text{ cm}^2$$

$$bw = 10 \text{ cm}$$

$$d = 157.10 \text{ cm}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d} = \frac{30.40}{70 \times 157.10} = 0.00276457$$

- Cálculo de λ :

Al reemplazar en la *Ecuación 128*, se tiene.

Para un periodo de vida de más de 5 años: $\varepsilon = 2$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.00276457} = 1.76$$

d. Deformación adicional por carga permanente

Se determinó con la *Ecuación 130*:

$$\Delta d_{(cp)} = \Delta i_{(cp)} \times \lambda = 2.83 \text{ cm} \times 1.76 = 4.97 \text{ cm}$$

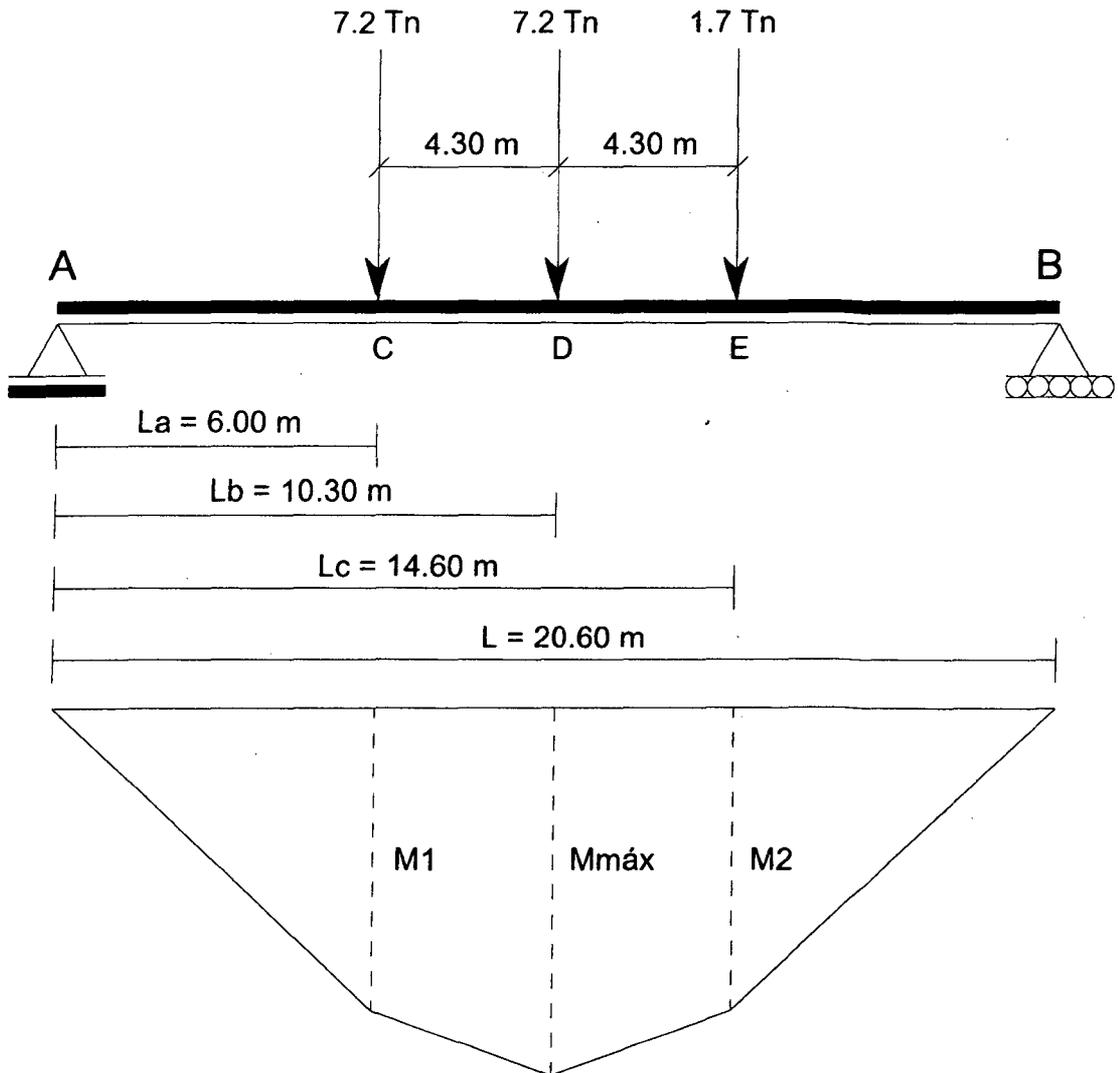
e. Deformación total por carga permanente

Se utilizó la *Ecuación 131*:

$$\Delta_{(cp)} = \Delta i_{(cp)} + \Delta d_{(cp)} = 2.83 \text{ cm} + 4.97 \text{ cm} = 7.79 \text{ cm}$$



f. Deformación instantánea por sobrecarga vehicular (HL-93)



Cálculo de la reacción en A:

$$R_A = \frac{P_a (L - L_a) + P_b (L - L_b) + P_c (L - L_c)}{L} = 9.20 \text{ Tn}$$

Cálculo de la reacción en B:

$$R_B = 7.2 + 7.2 + 1.7 - 9.2 = 6.90 \text{ Tn}$$

Cálculo de los momentos:

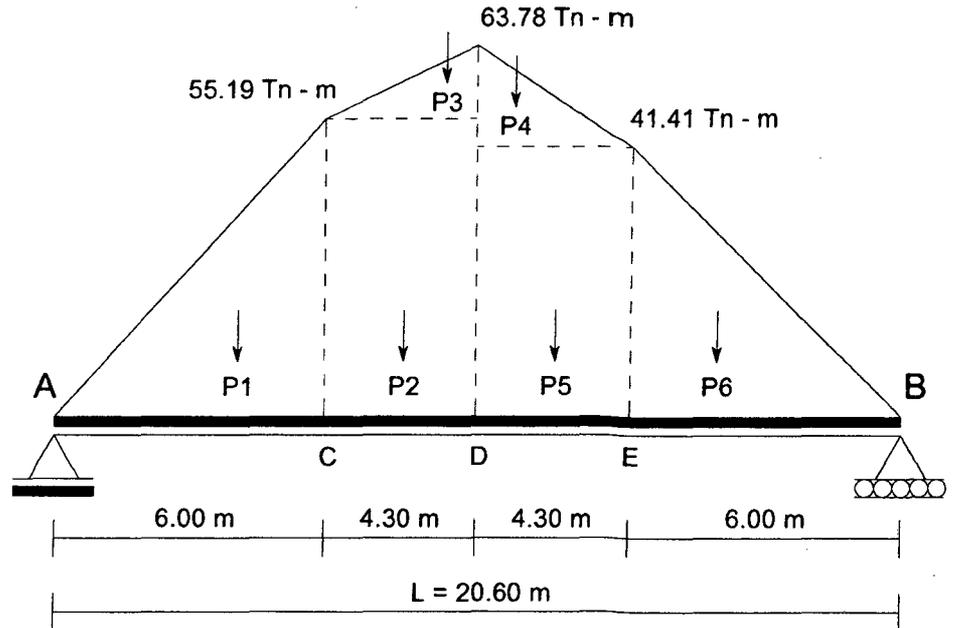
$$M_1 = R_A \times 6 = 55.19 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = R_B \times (20.60 - 14.60) = 41.41 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{máx}} = R_A \times 10.30 - 7.2 \times 4.3 = 63.78 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$



Viga conjugada:



Cálculo de los pesos:

$$P1 = (55.19 \times 6)/2 = 165.6 / Ec.Ic \text{ Tn} - m^2$$

$$P2 = (55.19 \times 4.3) = 237.3 / Ec.Ic \text{ Tn} - m^2$$

$$P3 = (63.78 - 55.19) \times 4.3/2 = 18.47 / Ec.Ic \text{ Tn} - m^2$$

$$P4 = (63.78 - 41.41) \times 4.3/2 = 48.09 / Ec.Ic \text{ Tn} - m^2$$

$$P5 = (41.41 \times 4.3) = 178.1 / Ec.Ic \text{ Tn} - m^2$$

$$P6 = (41.41 \times 6)/2 = 124.2 / Ec.Ic \text{ Tn} - m^2$$

Haciendo momento en E, se calculará RA.

$$RA = \frac{402.63}{Ec.Ic} \text{ Tn} - m^2$$

Deformación en el centro de la luz, en el punto D:

Haciendo momento en D, se calculó ΔD .

$$\Delta D = \frac{2567.37}{Ec.Ic} \text{ Tn} - m^3 = \frac{2567.37 \times 10^7}{250998.01 \times 17108965.60} = 0.006 \text{ m}$$

$$\Delta s/c = 0.60 \text{ cm}$$

g. Deformación máxima

Se utilizó la Ecuación 132:

$$\Delta_{\text{máx}} = \Delta_{\text{carga permanente}} + \Delta_{s/c \text{ vehicular}} = \Delta_{(cp)} + \Delta_{s/c} = 7.79 + 0.60$$
$$\Delta_{\text{máx}} = 8.39 \text{ cm}$$

h. Contraflecha total

Se determinó con la Ecuación 133:

$$\text{Contraflecha} = \Delta_{\text{evac. aguas}} + \Delta_{\text{máx}}$$

$$\text{Contraflecha} = 5.15 \text{ cm} + 8.39 \text{ cm}$$

$$\text{Contraflecha} = 13.54 \text{ cm}$$

4.7.5 DISEÑO DE LA BARANDA

Las dimensiones se observan en el siguiente Figura.

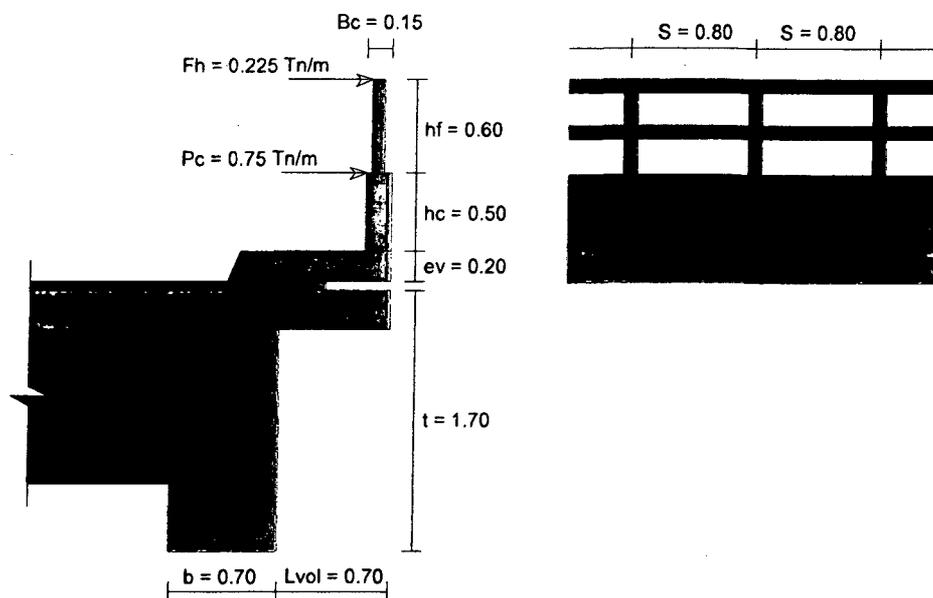


Figura 4.11 Esquema de la baranda.

A. DISEÑO DE ELEMENTO DE TUBO GALVANIZADO

Todas las características de la tubería serán tomadas del *Tabla 2.27*.

a. Verificación del Poste

- **Verificación del momento**

El Momento actuante (M_a) se calculó con la Ecuación 148:

$$M_a = F_h \times h_f \times s = 0.108 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_a = 10800 \text{ kg} - \text{cm}$$

El momento resistente (M_r) se determinará con la Ecuación 149:



$$Mr = F \cdot I/Y$$

El momento de inercia, se calculó con la Ecuación 150:

$$I = \frac{\pi}{64} [(Di + 2 \cdot et)^4 - Di^4] = \frac{\pi}{64} \left[\left(3.50'' \times 2.54 + 2 \times \frac{3.00}{10} \right)^4 - (3.50'' \times 2.54)^4 \right]$$

$$I = 91.54 \text{ cm}^4$$

$$F = 800.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del Cuadro 2.27)}$$

El centroide se calculó con la Ecuación 151:

$$Y = \frac{Di + 2 \times et}{2} = \frac{3.00'' \times 2.54 + 2 \times 2.50/10}{2}$$

$$Y = 4.75 \text{ cm}^4$$

$$F = 800.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del Cuadro 2.27)}$$

El centroide se calculó con la Ecuación 151:

$$Y = \frac{Di + 2 \times et}{2} = \frac{3.00'' \times 2.54 + 2 \times 2.50/10}{2}$$

$$Y = 4.75 \text{ cm}$$

Al reemplazar se obtiene:

$$Mr = \frac{800.00 \times 91.54}{4.75}$$

$$Mr = 15432.77 \text{ kg} - \text{cm}$$

Luego se debe cumplir:

$$Mr > Ma$$

$$15432.77 \text{ kg} - \text{cm} > 10800 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{conforme})$$

- **Verificación del cortante**

El cortante Actuante (Va) se calculó con la Ecuación 152:

$$Va = Fh \times s$$

$$Va = 180 \text{ kg}$$

El cortante resistente (Vr) se determinó con la Ecuación 153:

$$Vr = T \times A/2$$

Donde:

$$T : \text{Esfuerzo admisible al corte} = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del Cuadro 2.27)}$$

$$A : \text{Área de la sección} = 8.66 \text{ cm}^2$$

$$Vr = 60 \times 8.66/2$$

$$Vr = 259.84 \text{ kg}$$

Luego se debe cumplir:

$$Vr > Va$$

$$259.84 \text{ kg} > 180 \text{ kg} \quad (\text{conforme})$$



b. Verificación del pasamano

- Verificación del Momento

El Momento Actuante (Ma) se determinó con la Ecuación 154:

$$Ma = \frac{Fh \times S^2}{10} = \frac{0.225 \times 0.80^2}{10} = 0.0144 \text{ Tn} - m = 1440.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

El momento Resistente (Mr) se calculó con la Ecuación 155:

$$Mr = F \cdot I / Y$$

El momento de inercia se determinó con la Ecuación 156:

$$I = \frac{\pi}{64} [(Di + 2 \cdot et)^4 - Di^4] = \frac{\pi}{64} \left[\left(3.0'' \times 2.54 + 2 \times \frac{2.5}{10} \right)^4 - (3.0'' \times 2.54)^4 \right]$$
$$I = 47.9 \text{ cm}^2$$

$$F = 800.00 \text{ kg/cm}^2$$

El centroide, se calculó con la Ecuación 157:

$$Y = \frac{3.0'' \times 2.54 + 2 \times 2.5/10}{2}$$

$$Y = 4.06 \text{ cm}$$

Al reemplazar se obtuvo:

$$Mr = \frac{800.00 \times 47.90}{4.06}$$

$$Mr = 9439.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Luego se debe cumplir:

$$Mr > Ma$$

$$9439.00 \text{ kg} - \text{cm} > 1440.00 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{conforme})$$

- Verificación del cortante

El cortante Actuante (Va) se determinó con la Ecuación 158:

$$Va = \frac{Fh \times s}{2} = \frac{0.225 \times 0.80}{2} = 90.00 \text{ kg}$$

Para el cálculo del Cortante Resistente (Vr), se utilizó la Ecuación 159:

$$Vr = T \times A / 2$$

$$T = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{del Cuadro 2.27})$$

$$A = 6.18 \text{ cm}^2 \quad (\text{se utilizó la Ecuación 160})$$

$$Vr = 60 \times 6.18 / 2$$

$$Vr = 185.43 \text{ kg}$$

Luego se debe cumplir:

$$Vr > Va$$

$$185.43 \text{ kg} > 90.00 \text{ kg} \quad (\text{Conforme})$$



B. DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

a. Acero por Flexión

El Momento Actante (M_u), se determinó con la Ecuación 161:

$$M_u = P_c \times h_c = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ Tn} - m$$

Acero principal seleccionado: $\emptyset = 3/8''$ (9.525 mm)

$$\text{Diámetro de la varilla: } D_v = 0.9525 \text{ cm}$$

$$\text{Área de la varilla: } A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

Recubrimiento: $r = 3 \text{ cm}$

$$\text{Ancho del bloque comprimido: } b = 100 \text{ cm}$$

Para el peralte efectivo, se utilizó Ecuación 162: $d = 11.52 \text{ cm}$

Cálculo de "w". Se determinó con la Ecuación 163:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times 0.375 \times 10^5}{0.9 \times 280 \times 100 \times 11.52^2}} = 0.0112807$$

$$w = 0.0112807$$

La cuantía del acero requerida, se determinó con la Ecuación 164:

$$\rho = w \times f'_c / f_y = 0.0112881 \times 280 / 4200 = 0.00075204$$

El área del acero requerida, se calculó con la Ecuación 165:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.00075254 \times 100 \times 11.52 = 0.867 \text{ cm}^2$$

El área del acero mínimo, se determinó con la Ecuación 166:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 11.52 = 2.0743 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elegimos el mayor, entonces: } A_s = 2.0736 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento, se determinó con la Ecuación 167:

$$S_p = 100 \times A_v / A_s = 100 \times 0.71 / 2.0736 = 34.24 \text{ cm}$$

$$S_p = 35 \text{ cm}$$

Verificación del espaciamiento con la Ecuación 168:

$$S_p < 3 \cdot (15)$$

$$35 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad (\text{conforme})$$

Se utilizará acero 3/8" @ 35 cm

b. Acero por Corte

El Cortante Actante (V) se determinó con la Ecuación 169:

$$V = P_c = 0.75 \text{ Tn}$$

El Cortante Resistente por el concreto (V_c) se calculó con la Ecuación 170:

$$V_c = \emptyset \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times \frac{11.52}{1000} = 8.69 \text{ Tn}$$

Luego verificamos por corte:

$$V_c > V$$

$$8.69 \text{ Tn} > 0.75 \text{ Tn} \quad (\text{conforme})$$

La sección no necesita acero por corte.



c. Acero por temperatura en baranda

Se determinó con las Ecuaciones 171, 172, 173:

Área de acero requerido:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 11.52 = 2.0743 \text{ cm}^2$$

Si considera acero: 3/8", $A\phi = 0.71 \text{ cm}^2$

El espaciamiento será: $S = 100 \times 0.71 / 2.0736 = 34.24 < 45 \text{ cm}$ (conforme)

Se utilizará acero de 3/8" @ 35 cm

4.7.6 DISEÑO DE LAS VEREDAS

Ancho de veredas = 0.80 m, las dimensiones se observan en el siguiente Figura.

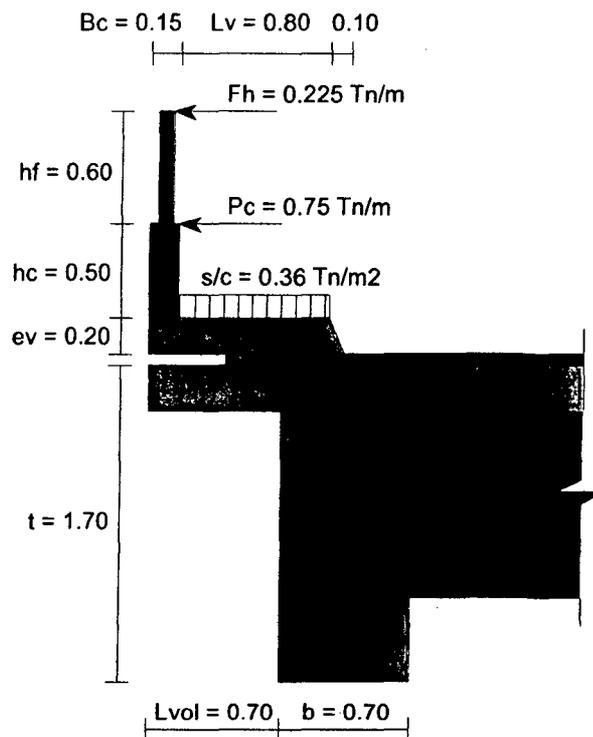


Figura 4.12 Esquema de la vereda.

A. MOMENTO POR PESO PROPIO

a. Metrado de cargas

- Carga por peso de baranda (parte concreto). Se utilizó la Ecuación 174:

$$F1 = hc \times Bc \times \gamma = 0.50 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3$$

$$F1 = 0.1875 \text{ Tn/m}$$

- Carga por peso de baranda poste (anclaje = 0.30 m) Se utilizó la Ecuación 175:

$$F2 = (hf + anclaje) \times P_U / s = (0.60 + 0.30) \times 5 / 0.8$$

$$F2 = 0.0056 \text{ Tn/m}$$



- Carga por peso baranda pasamano. Se determinó con la Ecuación 176:

$$F3 = 2 \times P_U = 2 \times 4$$

$$F3 = 0.0080 \text{ Tn/m}$$

- Carga por peso de vereda. Se calculó con la Ecuación 177:

$$F4 = ev \times (L \text{ vol}) \times \gamma = 0.20 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3$$

$$F4 = 0.3500 \text{ Tn/m}$$

b. Cálculo de momento por peso propio

Se calculó con la Ecuación 178:

$$MD = 1.05 \times (F1 + F2 + F3) + (0.70/2) \times F4$$

$$MD = 1.05 \times (0.1875 + 0.0056 + 0.0080) + (0.35) \times 0.3500$$

$$MD = 0.24 \text{ Tn} - \text{m}$$

B. MOMENTO POR SOBRECARGA

La sobrecarga en la vereda se determinó con la Ecuación 179:

$$ML = (L \text{ vol} - Bc) \times (s/c) = (0.70 - 0.15) \times 0.36$$

$$ML = 0.56 \text{ Tn} - \text{m}$$

C. CÁLCULO DEL ACERO POR FLEXIÓN

El momento último, se calculó con la Ecuación 180:

$$M_U = 1.16(1.25 MD + 1.75 ML)$$

$$M_U = 1.16(1.25 \times 0.33 + 1.75 \times 0.20)$$

$$M_U = 1.48 \text{ Tn} - \text{m}$$

El momento actuante en la baranda, se determinó con la Ecuación 181:

$$M_U = Pc \times hc = 0.75 \times 0.50 = 0.36 \text{ Tn} - \text{m}$$

Se eligió el mayor, entonces: $M_U = 1.48 \text{ Tn} - \text{m}$

Se considerará acero de 3/8", $D_V = 0.95 \text{ cm}$, $A_V = 0.71 \text{ cm}^2$

Recubrimiento: $r = 3 \text{ cm}$

Ancho del bloque comprimido: $b = 100 \text{ cm}$

El peralte efectivo se determinó con la Ecuación 182:

$$d = ev - (D_V/2 + r) = 20 - (0.95/2 + 3) = 16.52 \text{ cm}$$

Cálculo de "w". Se determinará con la Ecuación 183:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times 1.48 \times 10^5}{0.9 \times 280 \times 100 \times 16.52^2}}$$

$$w = 0.0218$$

La cuantía de acero requerida, se calculó con la Ecuación 184:

$$\rho = w \times f'_c / f_y = 0.0218 \times 280 / 4200 = 0.0015$$

El área de acero requerida, se determinó con la Ecuación 185:

$$A_s = 0.0015 \times 100 \times 16.52 = 2.41 \text{ cm}^2$$



El área de acero mínimo, se calculó con la *Ecuación 186*:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 2.97 \text{ cm}^2$$

Luego, se debe cumplirse:

$$A_s > A_s \text{ mín}$$

$$2.41 \text{ cm}^2 < 2.97 \text{ cm}^2 \quad (\text{Usar } A_s \text{ mín})$$

$$\text{Entonces: } A_s = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos } \emptyset = 3/8", A\emptyset = 0.71 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se calculó con la *Ecuación 187*:

$$s = 100 \times 0.71/2.97 = 23.96 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/8" @ 25 cm

D. CÁLCULO DE ACERO POR TEMPERATURA

Se utilizará el acero mínimo. El refuerzo por temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes a 3 veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm.

El área de acero por temperatura requerido, se calculó con la *Ecuación 188*:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d \times e_v = 0.0018 \times 100 \times 16.52 = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos: } \emptyset 3/8", A\emptyset = 0.71 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se determinó con la *Ecuación 189*:

$$S = 100 \times 0.71/2.97 = 23.96 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/8" @ 25 cm

E. LONGITUD DE DESARROLLO

Se utilizó la *Ecuación 194*:

$$L_d = \frac{0.06 \times A_v \times f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 30 \text{ cm}$$

$$L_d = \frac{0.06 \times 0.71 \times 4200}{\sqrt{280}} = 10.7 \text{ cm} < 30 \text{ cm},$$

Las longitudes efectivas de desarrollo en ninguno de los casos debe ser menor que 30 cm, entonces: $L_d = 30 \text{ cm}$.

4.8 APOYOS

4.8.1 DISEÑO DEL APOYO MÓVIL

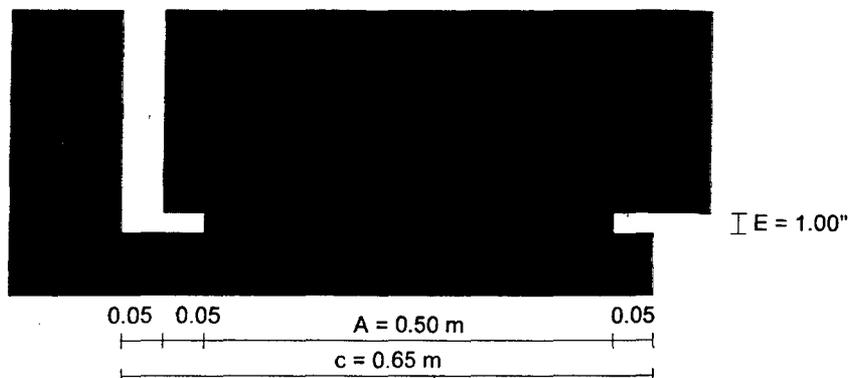


Figura 4.13 Esquema del apoyo móvil.

CARACTERÍSTICAS DEL APOYO:

Se utilizará el apoyo de NEOPRENO, Dureza Shore A (ShA).

- Reacción por carga muerta: $VD = 53.32 \text{ Tn/viga}$
- Longitud total: $Lt = 21.20 \text{ m}$
- Reacción por carga viva (VL+Vs/c): $VL = 22.03 \text{ Tn/viga}$
- Ancho de la viga: $B = 70.00 \text{ cm}$
- Ancho del apoyo: $A = 50.00 \text{ cm}$
- Esfuerzo permisible de compresión: $\sigma_m = 150.00 \text{ kg/cm}^2$
- Espesor del apoyo: $E = 2.50 \text{ cm}$
- Módulo elasticidad transversal: $G = 8.00 \text{ kg/cm}^2$
- Coef. Expansión térmica concreto: $c^\circ = 1.08 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$
- Gradiente de temperatura: $\Delta^\circ = 30 \text{ }^\circ\text{C}$

VERIFICACIONES:

El Pandeo y espesor mínimo, se calculará con la Ecuación 197:

$$2u \leq E \leq A/5$$

$$2 \times 0.69 \leq 2.50 \leq 50/5$$

$$1.37 \text{ cm} \leq 2.50 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \quad (\text{Conforme})$$

El esfuerzo de compresión, se determinó con la Ecuación 198:

$$\sigma_c = [VD + (VL + Vs/c)] / (A \times B) = 21.53 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de compresión:

$$\sigma_c \leq \sigma_m$$

$$21.53 \text{ kg/cm}^2 \leq 150.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Conforme})$$



El desplazamiento de la viga, se calculó con la Ecuación 199:

$$u = C^{\circ} \cdot Lt \cdot \Delta^{\circ} = 0.0069 \text{ m} = 0.687 \text{ cm}$$

Deformación tangencial permisible:

$$u \leq 0.70 E$$

$$0.687 \leq 0.70 \times 2.50$$

$$0.687 \text{ cm} \leq 1.75 \text{ cm} \quad (\text{Conforme})$$

El coeficiente "K", se calculó con la Ecuación 200:

$$K1 = 0.804 + 1.422 (A/B) = 0.804 + 1.422 (50/70)$$

$$K1 = 1.82 \text{ (adimensional)}$$

La deflexión vertical, se calculó con la Ecuación 201:

$$e1 = K1 (E^3/A^2) (\sigma_c - 3)/G = 1.82 (2.50^3/50.00^2) (21.53 - 3)/8.00$$

$$e1 = 0.026 \text{ cm}$$

Verificación de deflexión vertical:

$$e1 \leq 15 \% \text{ de } E$$

$$0.026 \leq 15 \% (2.50)$$

$$0.026 \text{ cm} \leq 0.375 \text{ cm} \quad (\text{Conforme})$$

4.8.2 DISEÑO DEL APOYO FIJO

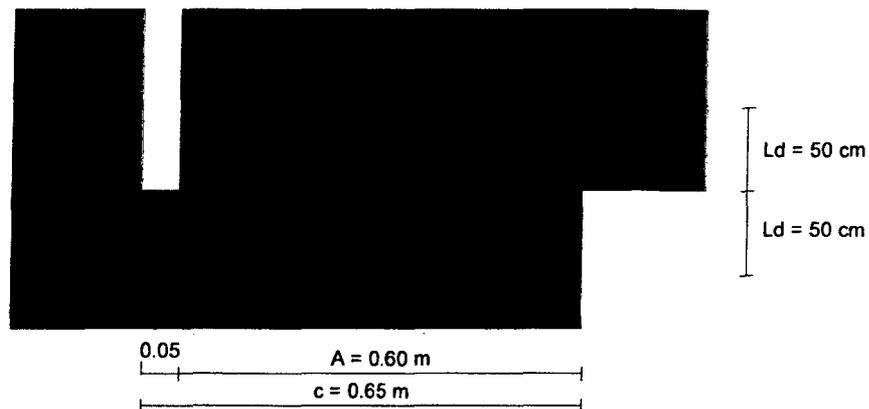


Figura 4.14 Esquema del apoyo fijo.

Reacción por carga muerta:

$$VD = 53.32 \text{ Tn}$$



Datos:

- Coeficiente de aceleración sísmica: $A = 0.32 g$
- Velocidad del viento: $V_v = 100 \text{ km/h}$
- Presión básica para 100 km/h: $P_b = 150 \text{ kg/m}^2$
- Presión del viento, utilizando la Ecuación 202: $P_v = 150.00 \text{ kg/m}^2$

Área lateral del puente en contacto con el viento:

$$A_{\text{lat}} = (0.50 + 0.20 + 0.30 + 1.10 + 0.35) \times 20$$

$$A_{\text{lat}} = 49.00 \text{ m}^2$$

La fuerza del viento en la superestructura, se determinó con la Ecuación 203:

$$F_v = P_v \times A_{\text{lat}} = 150 \times 49 = 7350 \text{ kg}$$

La fuerza del viento sobre los vehículos se calculó con la Ecuación 204:

$$F_{vv} = 150 L' = 150 \times 20 = 3000 \text{ kg}$$

La fuerza por sismo, se determinó con la Ecuación 205:

$$F_s = VD \times A = 53320 \times 0.32 = 17062.40 \text{ kg}$$

La fuerza por frenado, se calculó con la Ecuación 206:

$$F_f = 0.25 (18 P) / N_b = 0.25 (18 \times 2000) / 2 = 4500 \text{ kg}$$

La fuerza resultante en el apoyo fijo, se determinó con la Ecuación 207:

$$FR = [(F_v + F_{vv})^2 + (F_s + F_f)^2]^{1/2} = [(7350 + 3000)^2 + (17062.4 + 4500)^2]^{1/2}$$

$$FR = 23917.77 \text{ kg}$$

CÁLCULO DEL ACERO

El acero se diseñará por corte:

El Esfuerzo admisible por corte, se calculó con la Ecuación 208:

$$f_s = 0.4 f_y = 0.40 \times 4200 = 1680.00 \text{ kg/cm}^2$$

El área de acero necesario, se determinó con la Ecuación 209:

$$A_s = FR / f_s = 23917.77 / 1680 = 14.24 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero de 3/4"

$$\text{Área de la varilla: } A_v = 2.85 \text{ cm}^2$$

El número de varillas, se calculó con la Ecuación 210:

$$N_v = A_s / A_v = 14.24 / 2.84 = 4.99 \text{ unidades}$$



Se utilizará:

5 varillas N° 6, Área = 14.25 cm²

Entonces se utilizará:

5 varillas de acero de 3/4"

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCIÓN

Para el cálculo de la longitud de desarrollo, se utilizarán las Ecuaciones 211, 212 y 213, luego se elegirá el mayor valor.

- Longitud de desarrollo 1: $Ld = 0.06 A_v \cdot f_y / (f'c)^{1/2} = 42.92 \text{ cm}$
- Longitud de desarrollo 2: $Ld = 0.006 D_v \cdot f_y = 48.01 \text{ cm}$
- Longitud de desarrollo 3: $Ld = 30 \text{ cm}$

Se considerará el mayor valor de los tres:

$Ld = 48.00 \text{ cm}$



4.9 SUBESTRUCTURA

4.9.1 DISEÑO DE ESTRIBOS

A. DATOS

Dimensiones de la cajuela: $H = 1.75 \text{ m}$, $c = 0.65 \text{ m}$

Características de suelo:

Relleno: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\phi = 31^\circ$

Cimentación: $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$, $\phi = 31^\circ$

Coefficiente de fricción terreno-concreto: $f = 0.60$

Coefficiente de fricción concreto-concreto: $f = 0.70$

Materiales: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad portante del terreno: $\sigma_t = 1.99 \text{ kg/cm}^2$

-Coeficiente de aceleración sísmica horizontal $KH = A/2 = 0.16$

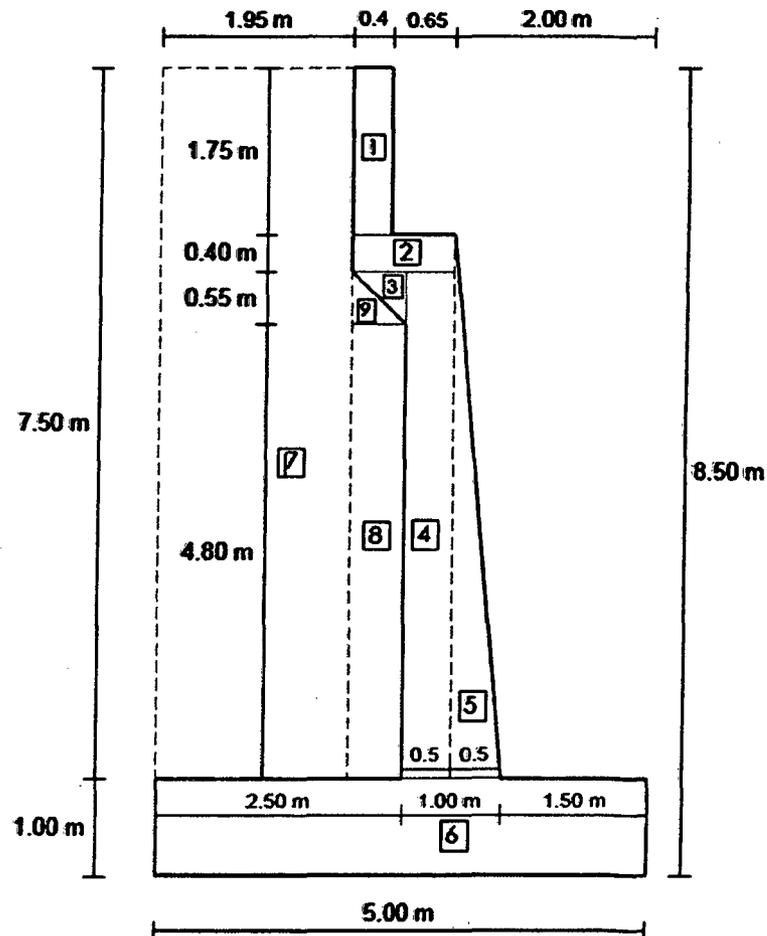


Figura 4.15 Esquema del estribo.



B. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PERFIL

- Altura del estribo: $h = 8.50 \text{ m}$
- Ancho de la zapata: $B = 0.5h \text{ a } 0.7h, B = 4.25 \text{ m}$, adoptamos $B = 5.00 \text{ m}$
- Espesor de la zapata: $t = h/8 \text{ a } h/6, t = 1.06$, adoptamos $t = 1.00 \text{ m}$
- Ancho del arranque de la pantalla: $b' = t = 1.00 \text{ m}$
- Longitud de la punta: $D = B/3, D = 1.67 \text{ m}$, adoptamos $D = 1.50 \text{ m}$
- Sobrecarga = 1000 kg/m^2

C. CALCULO DE CONSTANTES

El Coeficiente de Empuje Activo, se determinó con la Ecuación 214:

$$Ca = \frac{1 - \text{sen } 31}{1 + \text{sen } 31} = 0.32$$

El Coeficiente de Empuje Pasivo, se calculó con la Ecuación 215:

$$Cp = \frac{1 + \text{sen } 31}{1 - \text{sen } 31} = 3.124$$

Altura equivalente: $h' = sc/\gamma = 1000/1800 = 0.56 \text{ m}$

D. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

a. Sin puente con relleno y sobrecarga

Se utilizará las Ecuaciones 216 y 217:

$$Ea = \frac{1}{2} \times 0.32 \times 1800 \times 0.85 \times (8.5 + 2 \times 0.56) = 23.54 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{h \times (h + 3h')}{3 \times (h + 2h')} = \frac{8.5 \times (8.5 + 3 \times 0.56)}{3 \times (8.5 + 2 \times 0.56)} = 3.00 \text{ m}$$

- El empuje pasivo, se determinó con las Ecuaciones 218 y 219:

$$Ep = \frac{Cp \times \gamma \times h^2}{2} = \frac{3.12 \times (1800/1000) \times 1^2}{2} = 2.81 \text{ Tn}$$

$$y = 1.00/3 = 0.33 \text{ m}$$

Fuerzas horizontales actuantes.

Tabla 4.22 Fuerzas horizontales actuantes

DESCRIPCIÓN	FH (Kg)	Yl (m)	Mv (Kg - m)
Empuje tierras	30578	3.00	91734.6 m

FUENTE: Elaboración Propia

- Estabilidad al volteo

Momento de volteo

$$Mv = 91.73 \text{ Tn} - m$$



Momento estabilizador

Tabla 4.23 Momento estabilizador

DESCRIPCIÓN	FV (Kg)	Xi (m)	Me (Kg · m)
E	8768.16	5.00 m	43840.78
(1)	1680.00	2.85 m	4788.00
(2)	1008.00	2.53 m	2545.20
(3)	363.00	2.68 m	973.93
(4)	6420.00	2.25 m	14445.00
(5)	3210.00	1.83 m	5883.93
(6)	12000.00	2.50 m	30000.00
(7)	38610.00	4.03 m	155405.25
(8)	6969.60	2.78 m	19340.64
(9)	399.30	2.87 m	1144.79
SUB - TOTAL	79428.06		278367.52

FUENTE: Elaboración Propia

Coefficiente de seguridad al volteo: $Me/M_v = 3.03 > 2$ (OK)

- Estabilidad de deslizamiento

- El empuje pasivo, se calculó con la Ecuación 218:

$$E_p = \frac{C_p \times \gamma \times h^2}{2} = 2.81 \text{ Tn}$$

- El coeficiente de seguridad al deslizamiento, se determinó con la Ecuación 220:

$$C.S.D. = \frac{\sum F_v \times f + E_p}{\sum F_h} = \frac{79.43 \times 0.6 + 2.81}{30.58} = 1.56 < 2$$

Este peligro al deslizamiento, se calculará diseñando una cuña en la base.

- Las presiones en la base, se calculó con la Ecuación 221:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - M_v}{\sum F_v} = \frac{5.00}{2} - \frac{278.37 - 90.05}{79.43} = 0.15 \text{ m}$$

$$e \text{ máx} = B/6 = 5/6 = 0.83 \text{ m}, \quad e < e \text{ máx} \quad (\text{conforme})$$

Se está asegurando esfuerzos de compresión en toda la base.

- Para el cálculo de los esfuerzos, se determinó con la Ecuación 222:

$$\sigma = \frac{0.01 \sum F_v}{B} \pm \frac{0.06 \sum F_v \times e}{B^2} = \frac{0.01 \times 79.43}{5} \pm \frac{0.06 \times 79.43 \times 0.13}{5^2}$$

$$\sigma \text{ máx} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_t = 1.99 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$\sigma \text{ mín} = 1.30 \text{ kg/cm}^2 > 0.00 \quad (\text{OK})$$



b. Con puente y relleno con sobrecarga

- La reacción máxima, se calculó con la *Ecuación 223*:

$$R = RD + RL = [(2 \times 53.30 \text{ Tn}) + (2 \times 22.03 \text{ Tn})]/5.70$$

$$R = 26.43 \text{ Tn}$$

- La fricción en el apoyo de simple resbalamiento, se determinó con la *Ecuación 224*:

$$Ff = 0.15 R = 0.15 \times 26.44 = 3.96 \text{ Tn}, \text{ aplicado a: } y f = 6.80 \text{ m de la base.}$$

- Sismo:

$$Eq = 0.10 \times RD = 1.87 \text{ Tn}$$

Estabilidad al volteo

- Momento estabilizador

Tabla 4.24 Momento estabilizador

DESCRIPCION	FV (Kg)	Xi (m)	Me (Kg - m)	FH (Kg)	Yi (m)	Mv (Kg - m)
E : Emp. Tierras	8768.16	5.00	43840.78	30578.19		90052.52
(1) - (9) : Fuerzas verticales	70659.90	3.32	234527.80			
RD : Reacción Carga Muerta	18708.77	2.33	43497.89			
RL : Reacción Sobrecarga	7728.57	2.33	17968.93			
Emp. Por Frenado				1159.29	11940.64	11940.64
Emp. Por Fricción				2806.32	18942.63	18942.63
EQ : Fza. Por Sismo				0.00	0.00	0.00
SUB - TOTAL	105865.40		339835.40	31900.06	120935.80	120935.80

FUENTE: Elaboración Propia

- El coeficiente de seguridad al volteo, se calculó con la *Ecuación 225*:

$$C.S.V. = Me/M_v = 339.84 \text{ Tn}/120.94 \text{ Tn} = 2.81 > 2 \quad (OK)$$

Estabilidad al deslizamiento

$$\sum Fh = 31.90 \text{ Tn}$$

$$\sum Fv = 105.87 \text{ Tn}$$



- El coeficiente de seguridad al deslizamiento, se calculó con la Ecuación 227:

$$C.S.D. = \frac{\sum Fv \times f + Ep}{\sum Fh} = \frac{105.87 \times 0.60 + 2.81}{31.90} = 2.08 > 2 \quad (OK)$$

- Las presiones en la base, se determinó con la Ecuación 228:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum Fv} = \frac{5}{2} - \frac{339.84 - 120.94}{105.87} = 0.43 \text{ m} < e_{\text{máx}} = 0.83 \text{ m} \quad (OK)$$

- Para calcular los refuerzos, se utilizó la Ecuación 229:

$$\sigma = \frac{0.01 \sum Fv}{B} \pm \frac{0.06 \sum Fv \times e}{B^2} = \frac{0.01 \times 105.87}{5} \pm \frac{0.06 \times 105.87 \times 0.43}{5^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_t = 1.85 \text{ kg/cm}^2 \quad (OK)$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.02 \text{ kg/cm}^2 > 0.00 \quad (OK)$$

E. DISEÑO DEL CONCRETO

a. DISEÑO DE LA PANTALLA

$$h = 8.50 - 1.00 = 7.50 \text{ m}$$

Por Flexión

$$B' = 1.00 \text{ m}, \quad d = 0.90$$

$$Ea = \frac{Ca \times \gamma \times h}{2} (h - 2h') = 18.61 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{h \times (h + 3h')}{3 \times (h + 2h')} = 2.66 \text{ m}$$

- Momento flector en la base de la pantalla

Por Carga Muerta. Se utilizó la Ecuación 230:

$$MD = Ea \times y = 18.61 \times 2.66 = 49.52 \text{ Tn} - m$$

Momento factorizado. Se utilizó la Ecuación 231:

$$M_U = 1.45 MD = 1.45 \times 49.52 = 71.80 \text{ Tn} - m$$

- Momento resistente con ρ máx. Se determinó con la Ecuación 232:

$$Mr_{\text{máx}} = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2 = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 90^2 = 357.65 \text{ Tn} - m > M_U = 71.80 \text{ Tn} - m$$

Como $Mr_{\text{máx}} > M_U$, entonces la sección se diseña como simplemente armada

CÁLCULO DEL ACERO

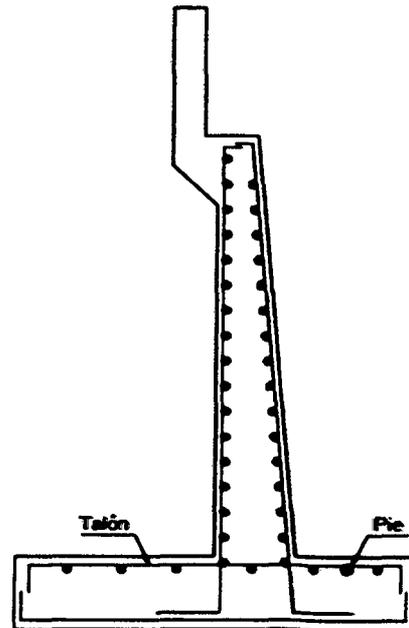


Figura 4.16 Acero en estribos

Cálculo de "w". se calculó con la Ecuación 233:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 71.80 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 90^2}} = 0.048$$

Para calcular la cuantía, se utilizó la Ecuación 234:

$$\rho = w \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.048 \times \frac{210}{4200} = 0.0024$$

Observamos que: $\rho = 0.0024 < \rho \text{ máx} = 0.016$ (OK)

$$\rho = 0.024 > \rho \text{ mín} = 0.0018$$
 (OK)

Acero Principal:

Se utilizó la Ecuación 235:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 90 = 21.72 \text{ cm}^2$$

Usaremos $\emptyset = 1"$, cada 23 cm ($S = 5.1 \times 100/21.72$).

Acero Horizontal:

Se determinó con la Ecuación 236:

$$A_{s t} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 90 = 18.00 \text{ cm}^2$$

2/3 $A_{s t} = 12.00 \text{ cm}^2$, 1 $\emptyset 3/4"$, cada 16.00 cm

1/3 $A_{s t} = 6.00 \text{ cm}^2$, 1 $\emptyset 1/2"$, cada 21.00 cm



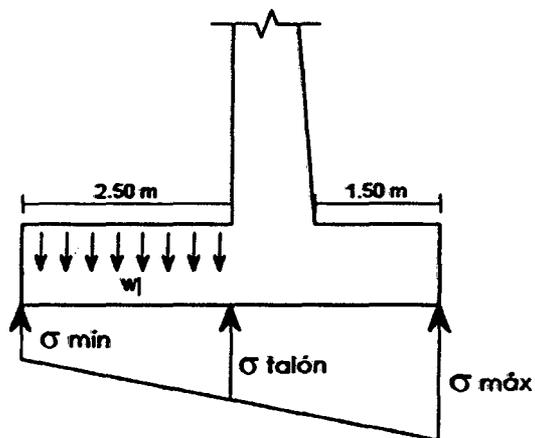
Acero de Montaje

Se calculó con la Ecuación 237:

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

1 \varnothing 3/4", cada 18.00 cm

b. DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS DE GRAVEDAD

Sobrecargas:	1000.00 kg/cm ²
Peso relleno:	1800 × 7.5 = 13500.00 kg/m ²
Peso zapata:	2400.00 kg/m ²
W =	16900.00 kg/m²

- **Momento producido por cargas "w".** se utilizó la Ecuación 238:
 $M1 = w \times L^2 / 2 = 16.90 \times 2.50^2 / 2 = 52.81 \text{ Tn} - m$
- **Corte producido por cargas "w".** se determinó con la Ecuación 239:
 $V1 = 16.90 \times (2.50 - 0.50) = 33.80 \text{ Tn}$
- **Momentos producidos por el diagrama de presiones.**
 Se calculó con la Ecuación 240:

$$M2 = \left[\frac{\sigma_{\min} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\min} \times l^2)}{6} \right] \times 100$$

1er Caso: Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\max} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación del momento:

$$M2 = 47867.66 \text{ kg} - m$$



2do Caso: Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación del momento:

$$M_2 = 37854.17 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Corte producido por el diagrama de presiones**

Se utilizó la Ecuación 241:

$$V_2 = \left(\sigma_{\text{mín}} \times l' + \frac{(\sigma_2 - \sigma_{\text{mín}}) \times l'}{2} \right) \times 100$$

1er Caso: Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación se tiene:

$$V_2 = 23400.00 \text{ kg}$$

2do Caso: Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.43 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación se tiene:

$$V_2 = 19600.00 \text{ kg}$$

- **DISEÑO DEL ACERO**

▪ **Acero por Flexión**

$$t = 1.00 \text{ m}, \quad d = 0.90 \text{ m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 14.98 \text{ Tn} - \text{m}, \quad M_U = 1.7 M = 25.47 \text{ Tn} - \text{m}$$

El momento resistente, se determinó con la Ecuación 242:

$$M_{Ur} = \phi K_U \cdot b \cdot d^2, \quad K_U = 49.06, \quad M_{Ur} = 357.647 \text{ Tn} - \text{m} > M_U = 25.47 \text{ Tn} - \text{m} \quad (OK)$$

Sección simplemente armada.

Cálculo de "w". Se calculó con la Ecuación 243:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 25 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 90^2}} = 0.0168$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho_{\text{máx}} = 0.02$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$A_s = 16.20 \text{ cm}^2, \quad \text{Usaremos: } \phi 3/4 \text{ " cada } 18.00 \text{ cm}$$

- Chequeo por corte

$$V = V_1 - V_2 = 14.20 \text{ Tn}, \quad V_U = 1.70 V = 24.14 \text{ Tn}$$

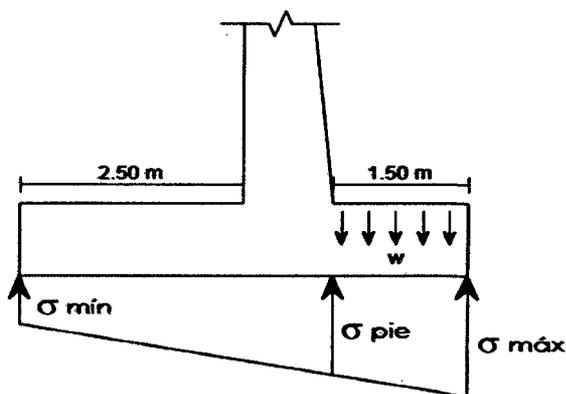
El corte resistente del concreto, se determinó con la Ecuación 244:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 58.7553 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_U$$

$$58.76 \text{ Tn} > 24.16 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

c. DISEÑO DE LA PUNTA



CARGAS DE GRAVEDAD

Peso zapata: $w = 2400 \times t = 2400 \times 1.00 = 2400.00 \text{ kg/m}$

- El momento producido por la carga w , se calculó con la Ecuación 245:

$$M_1 = w \cdot l^2 / 2 = 2.4 \times 1.50^2 / 2 = 2.70 \text{ Tn} - \text{m}$$

- El corte producido por la carga w , se determinó con la Ecuación 246:

$$V_1 = w \cdot l = 2.4 \times 1.50 = 3.60 \text{ Tn}$$

- Momento producido por el diafragma de presiones

Se utilizó con la Ecuación 247:

$$M_2 = \left[\frac{\sigma_{\min} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{\min} \times l^2)}{6} \right] \times 100$$

1er Caso: Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\max} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación del momento:

$$M_2 = 16361.25 \text{ kg} - \text{m}$$

2do Caso: Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\max} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación del momento:

$$M_2 = 13627.50 \text{ kg} - \text{m}$$



- Corte producido por el diagrama de presiones

Se determinó con la Ecuación 248:

1er Caso: Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación se tiene:

$$V_2 = 22672.50 \text{ kg}$$

2do Caso: Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación se tiene:

$$V_2 = 19605.00 \text{ kg}$$

- **DISEÑO DEL ACERO**

- **Acero por Flexión**

$$t = 1.00 \text{ m}, d = 0.90 \text{ m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 13.66 \text{ Tn} - \text{m}, \quad M_U = 1.7 M = 1.7 \times 13.70 = 23.22 \text{ Tn} - \text{m}$$

El momento resistente, se calculó con la Ecuación 249:

$$M_{Ur} = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 90^2 = 357.647 \text{ Tn} - \text{m} > M_U = 23.28 \text{ Tn} - \text{m} \quad (\text{OK})$$

Sección simplemente armada.

Cálculo de w . se utilizó la Ecuación 250:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 23.28 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 90^2}} = 0.0153$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho_{\text{máx}} = 0.02$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$A_s = 16.20 \text{ cm}^2, \text{ Se utilizará: } \emptyset 3/4" \text{ cada } 18.00 \text{ cm}$$

- **Chequeo por corte**

$$V = V_1 - V_2 = 19.12 \text{ Tn}, V_U = 1.70 V = 1.7 \times 19.12 = 32.51 \text{ Tn}$$

El corte resistente del concreto, se determinará con la Ecuación 251:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 58.7553 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_U$$

$$58.76 \text{ Tn} > 32.51 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

- El acero transversal en la zapata, se calculó con la *Ecuación 252*:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: \varnothing 3/4" cada 18.00 cm

d. DISEÑO DE LA CORONACIÓN

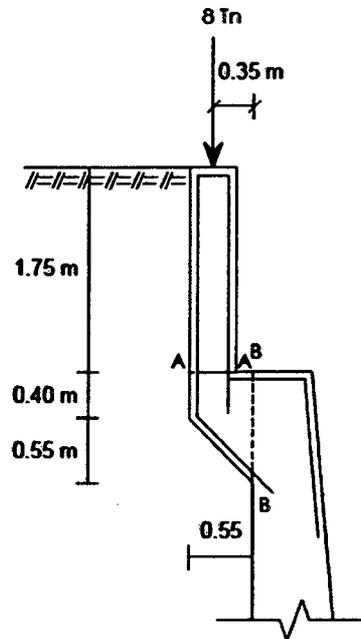


Figura 4.17 Esquema de la coronación del estribo.

- SECCIÓN A-A

$$d = 35.00 \text{ cm}$$

$$Ea = \frac{0.32 \times 1800 \times 1.75}{2} \times (1.75 + 2 \times 0.56) = 1442 \text{ kg}$$

$$y = \frac{1.75 \times (1.75 + 3 \times 0.56)}{3 \times (1.75 + 2 \times 0.56)} = 0.70 \text{ m}$$

- El momento actuante, se determinará con la *Ecuación 253*:

$$M = Ea \times y = 1442 \times 0.70 = 1005.30 \text{ kg} - m$$

$$M_U = 1.70 \times M = 1.70 \times 1004.81 = 1709.00 \text{ kg} - m$$

- El momento resistente del concreto, se calculará con la *Ecuación 254*:

$$M_{Ur} = \varnothing K_U \cdot b \cdot d^2, K_U = 49.06, M_{Ur} = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 35^2$$

$$M_{Ur} = 54088.65 \text{ kg} - m$$

$$M_{Ur} > M_U, \quad 54088.54 \text{ kg} - m > 1708.20 \text{ kg} - m \quad (\text{OK})$$

Sección simplemente armada.



- Cálculo del acero

Cálculo de w . Se utilizará la *Ecuación 255*:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 1708.20 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 35^2}} = 0.0074$$

$$\rho = 0.0004, \quad \rho < \rho \text{ máx} = 0.02$$

$$\rho = 0.0004, \quad \rho < \rho \text{ mín} = 0.0018$$

$As = 6.30 \text{ cm}^2$, se utilizará: $\emptyset 1/2''$ cada 20.00 cm

- Chequeo por corte. Se calculará con las *Ecuaciones 256 y 257*:

$$V = \sum Fh = Ea = 1442.5 \text{ kg}$$

$$V_U = 1.70 \times V = 1.7 \times 1442.45 = 2451.40 \text{ kg}$$

- El corte resistente por el concreto, se determinará con la *Ecuación 258*:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 35 = 2284.93 \text{ kg}$$

$$V_c > V_U$$

$$2284.93 \text{ kg} > 2451.40 \text{ kg}$$

- El acero transversal, se calculó con la *Ecuación 259*:

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: $\emptyset 1/2''$ cada 20.00 cm

- SECCIÓN B-B

$$d = 80.00 \text{ cm}$$

- El momento actuante, se determinará con la *Ecuación 253*:

$$M = 8000 \times 0.35 = 2800.00 \text{ kg} - m$$

$$M_U = 1.70 \times M = 1.7 \times 2800 = 4760.00 \text{ kg} - m$$

- El momento resistente del concreto, se calculó con la *Ecuación 254*:

$$M_{Ur} = \emptyset K_U \cdot b \cdot d^2 = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 80^2, \quad K_U = 49.06$$

$$M_{Ur} = 282585.60 \text{ kg} - m$$

$$M_{Ur} > M_U, 282585.60 \text{ kg} - m > 4760.00 \text{ kg} - m \quad (OK)$$

Sección simplemente armada.

- Cálculo del acero

Cálculo de w . Se utilizó la *Ecuación 255*:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 4760 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 80^2}} = 0.00394$$

$$\rho = 0.0002, \rho < \rho \text{ máx} = 0.02$$

$$\rho = 0.0002, \rho < \rho \text{ mín} = 0.0018$$

$As = 14.40 \text{ cm}^2$, se utilizará: $\emptyset 5/8''$ cada 14.00 cm



- Chequeo por corte. Se determinará con la Ecuaciones 256 y 257:

$$V = \sum Fh = Ea = 10688.00 \text{ kg}$$

$$V_U = 1.70 \times V = 1.7 \times 10688.00 = 18169.60 \text{ kg}$$

- El corte resistente por el concreto, se calculó con la Ecuación 258:

$$V_c = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} \times 100 \times 80 = 52226.92 \text{ kg}$$

$$V_c > V_U$$

$$52226.92 \text{ kg} > 18169.60 \text{ kg}$$

- El acero transversal, se determinó con la Ecuación 259:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elegimos } \emptyset 5/8", D_v = 1.59 \text{ cm}, A_v = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S = 100 \times A_v / A_s = 100 \times 1.98 / 14.40 = 13.57 \text{ cm}$$

Se utilizará: $\emptyset 5/8"$ cada 14 cm

4.9.2 DISEÑO DE ALAS

A. DATOS

- Resistencia del terreno: $\sigma = 1.99 \text{ kg/cm}^2$
- Ángulo de fricción: $\emptyset = 31^\circ$
- Coeficiente de fricción: $f_i = 0.601$
- Concreto pantalla: $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto zapatas: $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Fierro p/armadura: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico del concreto: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$
- Peso específico del terreno: $\gamma_r = 2640 \text{ kg/cm}^3$
- Espesor parcial placa – pantalla 1: $E_1 = 0.50 \text{ m}$
- Espesor parcial placa – pantalla 2: $E_2 = 0.50 \text{ m}$
- Espesor inferior placa – pantalla: $E = E_1 + E_2: E = 1.00 \text{ m}$
- Profundidad del ala: $H_f = 8.70 \text{ m}$
- Altura de zapata: $h_z = 1.00 \text{ m}$
- Altura placa – pantalla: $h_p = 7.70 \text{ m}$
- Largo de zapata: $B = 4.20 \text{ m}$
- Pie de zapata: $B_1 = 1.00 \text{ m}$
- Talón de zapata: $B_2 = 2.20 \text{ m}$
- Coef. de fricción: alb./alb: $f_{alb/alb} = 0.70$
- Coef. de fricción: alb./arcilla seca: $f_{alb/alb} = 0.60$
- $\emptyset w = \emptyset / 2 = 15.50^\circ$

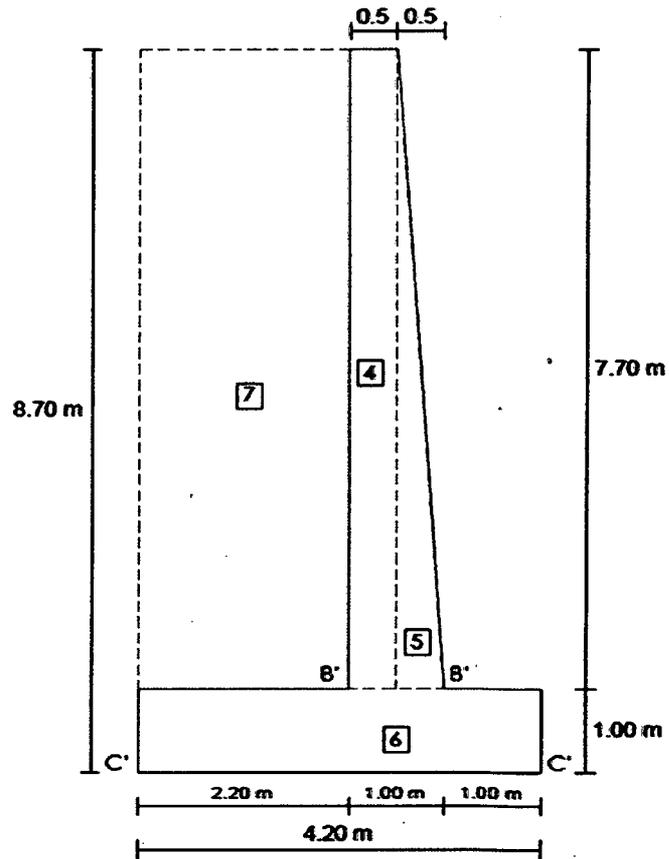


Figura 4.18 Esquema de las alas del estribo.

B. CONTROL DE ESTABILIDAD

a. CHEQUEO EN LA SECCIÓN B – B'

a.1 Fuerzas horizontales y verticales

Se utilizarán las Ecuaciones 260 hasta 267:

Empuje de tierras

$C = [\tan(45^\circ - 31/2)]^2$	$hp = 7.70 \text{ m}$
$d = 7.70/3$	$C = 0.32$
$E = (1/2) \times 2640 \times 7.70^2 \times 0.32$	$d = 2.57 \text{ m}$
$EH = 25051.83 \times \cos(15.50)$	$E = 25051.83 \text{ kg}$
$Mv = 24140.71 \times 2.57$	$EH = 24140.71 \text{ kg/m}$
$Ev = 25051.83 \times \sin(15.50)$	$Mv = 61961.15 \text{ kg} - \text{m/m}$
$Mr = 6694.81 \times 100$	$Ev = 6694.81 \text{ kg/m}$
	$Mr = 6694.81 \text{ kg/m}$



Tabla 4.25 Fuerzas horizontales y verticales

DESCRIPCIÓN	FV (Kg)	Xi (m)	Mr (Kg - m)	FH (Kg)	Yi (m)	Mv (Kg - m)
E: Emp. Tierras	6694.81	1.00	6694.81	24140.71	2.57	61961.15
(4) E1 x hp x Yc	9240.00	0.75	6930.00			
(5) (1/2) x E2 x hp x Yc	4620.00	0.33	1540.00			
(6) zapata: B x hz x Yc	0.00	0.00	0.00			
(7) B2 x hp x Yr	0.00	2.10	0.00			
SUB - TOTAL	20554.81		15164.81	24140.71		61961.15

FUENTE: Elaboración propia

a.2 Excentricidad (e)

Se utilizarán las Ecuaciones 268 y 269:

$$E = 1.00 \text{ m}, X_o = (Mr - Mv) / \sum Fv = (15.16 - 61.96) / 20.55 = 2.28 \text{ m}$$

$$e = E/2 - [(Mr - Mv) / \sum Fv] = E/2 - X_o = 1.00/2 - (-2.28) = 2.78 \text{ m}$$

$$e < E/6, \quad 2.78 \text{ m} > 0.17 \text{ m} \quad (\text{Se controlará con la armadura})$$

a.3 Chequeo de tracciones y compresiones (p)

Se determinará con las Ecuaciones 270, 271 y 272:

$$p = 20.55 / (1 \times 100) \times (1 + 6 \times 2.78 / 1) - 5.25 \leq p_1 = 36.30 \text{ kg/cm}^2 \leq 70.00 \text{ (OK)}$$

$$p = 20.55 / (1 \times 100) \times (1 - 6 \times 2.78 / 1) - 5.25 \leq p_2 = 32.19 \text{ kg/cm}^2 \leq 70.00$$

$$p_{adm} = 0.40 f'_c = 0.40 \times 175 \text{ kg/cm}^2 = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tracción adm. Conc.} = 0.03 f'_c = 0.03 \times 175 = 5.25 \text{ kg/cm}^2$$

a.4 Chequeo al volteo (Cv)

Se calculó con la Ecuación 273:

$$Cv = Mr / Mv = 15.16 / 61.96 = 0.25$$

$$Cv > 2, \quad 0.25 < 2 \quad (\text{Se controlará con la armadura})$$

a.5 Chequeo al deslizamiento (Cd)

Se determinó con la Ecuación 274:

$$Cd = \sum Fv \times f / \sum Fh = 20.55 \times 0.70 / 24.14 = 0.60, \quad f = 0.70$$

$$Cd > 1.50, \quad 0.60 < 1.50 \quad (\text{Se controlará con la armadura})$$



b. CHEQUEO EN LA SECCIÓN C - C'

b.1 Fuerzas horizontales y verticales

Se utilizarán las Ecuaciones 260 hasta 267:

Empuje de tierras:

$C = [\tan(45^\circ - 31/2)]^2$	$H_f = 8.70 \text{ m}$
$d = 8.70/3$	$C = 0.32$
$E = (1/2) \times 2640 \times 8.70^2 \times 0.32$	$d = 2.90 \text{ m}$
$EH = 31981.33 \times \cos(15.50)$	$E = 31981.33 \text{ kg}$
$Mv = 30818.18 \times 2.90$	$EH = 30818.18 \text{ kg/m}$
$Ev = 31981 \times \sin(15.50)$	$Mv = 89372.74 \text{ kg - m/m}$
$Mr = 8546.64 \times 4.20$	$Ev = 8546.64 \text{ kg/m}$
	$Mr = 35895.88 \text{ kg/m}$

Tabla 4.26 Fuerzas horizontales y verticales

DESCRIPCIÓN	FV (Kg)	Xi (m)	Mr (Kg - m)	FH (Kg)	Yi (m)	Mv (Kg - m)
E: Emp. Tierras	8546.64	4.20	35895.88	30818.18	2.90	89372.735
(4) E1 x hp x Yc	9240.00	1.75	16170.00			
(5) (1/2) x E2 x hp x Yc	4620.00	1.33	6160.00			
(6) zapata: B x hz x Yc	10080.00	2.10	21168.00			
(7) B2 x hp x Yr	44721.60	3.10	138636.96			
SUB - TOTAL	77208.24		218030.84	30818.184		89372.735

FUENTE: Elaboración propia

b.2 Excentricidad (e)

Se determinó con las Ecuaciones 268 y 269:

$$B = 4.20 \text{ m}, X_o = (Mr - Mv) / \sum Fv = (218.03 - 89.37) / 77.21 = 1.67 \text{ m}$$

$$e = B/2 - [(Mr - Mv) / \sum Fv] = B/2 - X_o = 4.20/2 - 1.67 = 0.43 \text{ m}$$

$$e < E/6, \quad 0.43 \text{ m} < 0.70 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

b.3 Chequeo de tracciones y compresiones (p)

Se utilizarán las Ecuaciones 270, 271 y 272:

$$p = 77.21 / (420 \times 100) \times (1 + 6 \times 0.43 / 4.2) = 2.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.00 \leq p_1 = 2.98 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.85$$

$$p = 77.21 / (420 \times 100) \times (1 - 6 \times 0.43 / 4.2) = 0.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.00 \leq p_2 = 0.70 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.85 \quad (\text{OK})$$

a.4 Chequeo al volteo (Cv)

Se calculó con la Ecuación 273:

$$Cv = Mr / Mv = 218.03 / 89.37 = 2.44$$

$$Cv > 2, \quad 2.44 > 2 \quad (\text{OK})$$

a.5 Chequeo al deslizamiento (Cd)

Se determinó con la Ecuación 274:

$$Cd = \sum Fv \times f / \sum Fh = 77.21 \times 0.60 / 30.82 = 1.50 \quad f = 0.60$$

$$Cd > 1.50, \quad 1.50 > 1.50 \quad (OK)$$

Por lo tanto el ala del estribo si es eficiente

C. CÁLCULO DEL ACERO

a. DISEÑO DEL CUERPO – PANTALLA DE ESTRIBO INICIO DE ALA

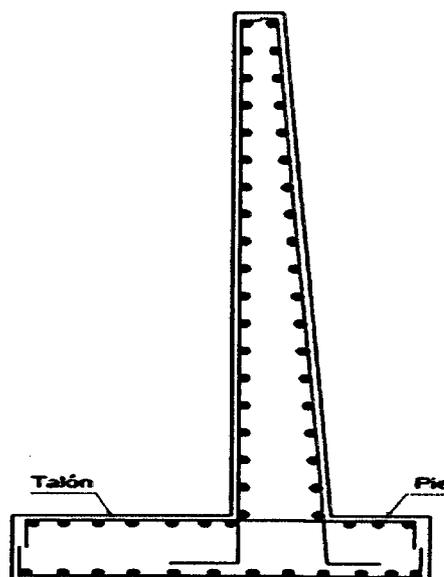


Figura 4.19 Acero en las alas del estribo.

a.1 Cálculo del acero por Rotura

Se utilizó la Ecuación 275:

$$MD = Mv = EH \times d = 24140.71 \times 2.57$$

$$MD = 61961.15 \text{ kg} - \text{m/m}$$

- Verificación del Peralte

Cálculo de los momentos por servicio

$$Ms = MD + ML + MI = 61961.15 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 175.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc \times j \times k = 24.89$$

El peralte mínimo es:

$$d = [2Ms / (fc \times j \times k \times b)]^{1/2}$$

$$d \text{ req.} = 70.56 \text{ cm}$$



$$M_U = 1.30 [MD + 1.75 (ML + MI)] = 80549.49 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$d' = 10.00 \text{ cm}$$

$$d = E - d' = 100 - 10 = 90.00 \text{ cm}$$

$$d \text{ req.} \leq d, \quad 70.56 \text{ cm} \leq 90.00 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

▪ Acero Principal

Se determinó con la Ecuación 276:

$$M_U = \phi \times f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.70)$$

$$w = \rho \times f_y / f'_c, \quad \rho = A_s / (b \times d)$$

$$w1 = [1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times 80549.49 / (0.9 \times 175 \times 100 \times 90^2)))^{0.5}] / 2$$

$$w1 = 1.63, \quad \rho1 = 0.068097$$

$$w2 = [1.7 - (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times 80549.49 / (0.9 \times 175 \times 100 \times 90^2)))^{0.5}] / 2$$

$$w2 = 0.07, \quad \rho2 = 0.002737$$

$$A_s 1 = \rho1 \times b \times d = 0.068097 \times 100 \times 90 = 612.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s 2 = \rho2 \times b \times d = 0.002737 \times 100 \times 90 = 24.63 \text{ cm}^2$$

Se eligió el menor: $A_s = 24.63 \text{ cm}^2$

El refuerzo principal mínimo, se calculó con la Ecuación 277:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} < A_s, \quad 16.20 \text{ cm}^2 < 24.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Se utilizará: $A_s = 24.63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento. Se utilizó la Ecuación 278:

Se considerará acero de 3/4".

$$@ = 100 \times A\emptyset / A_s, \quad A\emptyset = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$@ = 100 \times 2.85 / 24.63 = 11.50 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/4" @ 12.00 cm

▪ Acero de montaje

Se determinará con la Ecuación 279:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero de 5/8".

$$A\emptyset = 1.98 \text{ cm}^2, \quad @ 12.22 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm

▪ Acero horizontal

Se calculará con la Ecuación 280:

$$A_s h = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 90 = 18.00 \text{ cm}^2$$

- Cara anterior

$$A_s = A_s h / 3 = 18 / 3 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero de 3/8".

$$A\emptyset = 0.71 \text{ cm}^2, \quad @ 11.88 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/8" @ 12.00 cm



- Cara posterior

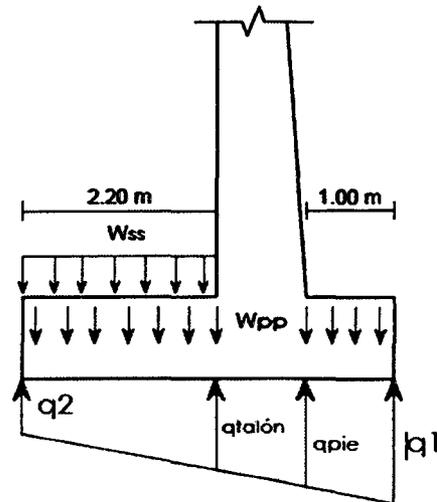
$$A_s = (2/3) \times A_{sh} = (2/3) \times 18.00 = 12.00 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero de 1/2".

$$A\phi = 1.27 \text{ cm}^2, \quad @10.56 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 1/2" @ 12.00 cm

b. DISEÑO DE LA ZAPATA



b.1 Cálculo de Acero por Rotura

$$q_1 = p_1 \times b = 2.98 \times 100$$

$$q_2 = p_2 \times b = 0.70 \times 100$$

$$W_{ss} = \gamma r \times (H_f - h_z) \times b = 2640 \times (8.7 - 1) \times 1$$

$$B = 4.20 \text{ m}$$

$$q_1 = 29770.39 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 6995.43 \text{ kg/m}$$

$$W_{ss} = 20328.00 \text{ kg/m}$$

b.2 Zapata Anterior (pie)

Se utilizará las Ecuaciones 281 y 282:

$$B_1 = 1.00 \text{ m}$$

$$q_{pie} = q_1 - (B_1/B) \times (q_1 - q_2) = 24347.78 \text{ kg/m}$$

$$MD = M_{pp} = W_{pp} \times B_1 \times (B_1/2) = 2400 \times 1 \times (1/2) = 1200.00 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$ML = M_q = q_{pie} \times B_1 \times (B_1/2) + (q_1 - q_{pie})(B_1/2)(2 \times B_1/3) \\ = 13981.43 \text{ kg} - \text{m/m}$$

- Verificación del Peralte

Cálculo de los momentos por servicio

$$M_s = MD + ML = 1200.00 + 13981.43 = 12781.43 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2, \quad f'_c \times j \times k = 24.89$$

El Peralte mínimo es:

$$d_{req} = [2 M_s / (f'_c \times j \times k \times b)]^{1/2} = [2 \times 12781.43 / (24.89 \times 100)]^{1/2}$$



$$\begin{aligned}d_{req.} &= 32.05 \text{ cm} \\d' &= 8.00 \text{ cm} \\d &= hz - d' = 100 - 8 = 92.00 \text{ cm} \\d_{req.} &\leq d, \quad 32.05 \text{ cm} \leq 92.00 \text{ cm} \quad (OK)\end{aligned}$$

- **Acero Principal**

Se determinó con las Ecuaciones 283 y 284:

$$\begin{aligned}M_U &= 1.75 ML - 0.95 MD = 1.75 \times 13981.43 - 0.95 \times 1200 \\M_U &= 23327.50 \text{ kg} - \text{m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_U &= \phi \times f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.70) \\w &= \rho \times f_y / f'_c, \quad \rho = A_s / (b \times d) \\W1 &= \left[1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_U / (\phi f'_c \times b \times d^2)))^{0.5} \right] / 2 \\W1 &= 1.68, \quad \rho1 = 0.070097\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W2 &= \left[1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_U / (\phi f'_c \times b \times d^2)))^{0.5} \right] / 2 \\W2 &= 0.02, \quad \rho2 = 0.000737\end{aligned}$$

$$A_s 1 = \rho1 \times b \times d = 0.070097 \times 100 \times 92 = 644.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s 2 = \rho2 \times b \times d = 0.000737 \times 100 \times 92 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el menor: $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$

El acero mínimo, se calculó con la Ecuación 285:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 92 = 16.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} < A_s, \quad 16.56 \text{ cm}^2 > 6.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{Usar cuantía Mínima})$$

Se utilizará: $A_s = 16.56 \text{ cm}^2$

Cálculo del espaciamiento. Se determinará con la Ecuación 286:

Se considerará acero de 5/8", $A\phi = 1.98 \text{ cm}^2$

$$@ = 100 \times A\phi / A_s = 100 \times 1.98 / 16.56 = 11.95 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm

- **Acero Transversal**

Se determinó con la Ecuación 287:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times hz = 0.0018 \times 100 \times 100 = 18.00 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento. Se calculó con la Ecuación 286:

Se considerará acero de 5/8", $A\phi = 1.98 \text{ cm}^2$, $@ = 11.95 \text{ cm}$

Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm

- **Verificación del Cortante**

Se calculó con las Ecuaciones 288, 289 y 290:

$$V_L = V_q = 24347.78 \times 1 + (29770.39 - 24347.78) \times (1/2) = 27059.09 \text{ kg}$$

$$V_D = V_{pp} = W_{pp} \times B1 = 2400 \times 1 = 2400.00 \text{ kg}$$

$$V_{U \text{ máx}} = V_U = 1.7 \times 27059.09 - 0.9 \times 2400 = 43840.45 \text{ kg}$$



La fuerza cortante que absorbe el concreto, se calculó con la Ecuación 291:

$$V_c = 0.53 \times f_c^{1/2} \times b \times d = 0.53 \times 175^2 \times 100 \times 92$$

$$V_c = 64.50 \text{ Tn/m}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 64.50 = 54.83 \text{ Tn/m}$$

$$\phi V_c \geq V_u, \quad 54.83 \text{ Tn/m} \geq 43.84 \text{ Tn/m} \quad (OK)$$

b.3 Zapata Posterior (talón)

Se determinó con la Ecuaciones 292 y 293:

$$B2 = 2.20 \text{ m}$$

$$q_{\text{talón}} = q2 - (B2/B) \times (q1 - q2)$$

$$q_{\text{talón}} = 6995.43 - (2.2/4.2) \times (29770.39 - 6995.43) = 18925.18 \text{ kg/m}$$

$$M_{ss} = W_{ss} \times B2 \times (B2/2) = 20328.00 \times 2.20 \times (2.20/2)$$

$$M_{ss} = 49193.76 \text{ kg/m}$$

$$M_{pp} = W_{pp} \times B2 \times (B2/2) = 2400 \times 2.20 \times (2.20/2)$$

$$M_{pp} = 5808.00 \text{ kg - m/m}$$

$$ML = Mq = q2 \times B2 \times (B2/2) + (q_{\text{talón}} - q2)(B2/3)$$

$$ML = 6995.43 \times 2.20 \times (2.20/2) + (18925.18 - 6995.43) \times (2.20/2) \times (2.20/3)$$

$$ML = 26552.27 \text{ kg - m/m}$$

- Verificación del Peralte

Cálculo de los momentos por servicio

$$M_s = MD - ML = 55001.76 - 26552.27 = 28449.49 \text{ kg - m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad f_c' = 175 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c' \times j \times k = 24.89$$

El peralte mínimo es:

$$d_{req} = [2 M_s / (f_c' \times j \times k \times b)]^{1/2}$$

$$d_{req} = [2 \times 28449.49 / (24.89 \times 100)]^{1/2} = 47.81 \text{ cm}$$

$$d' = 8.00 \text{ cm}$$

$$d = hz - d' = 1 \times 100 - 8 = 92.00 \text{ cm}$$

$$d_{req.} \leq d, \quad 47.81 \text{ cm} \leq 92.00 \text{ cm} \quad (OK)$$

- Acero Principal

Se determinó con las Ecuaciones 294 y 295:

$$M_U \text{ máx} = M_U = 1.75 \times 26552.27 - 0.95 \times 55001.76$$

$$M_U \text{ máx} = 5785.19 \text{ kg - m/m}$$

$$M_U = \phi \times f_c' \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.70)$$

$$w = \rho \times f_y / f_c', \quad \rho = A_s / (b \times d)$$

$$W1 = [1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_U / (\phi f_c' \times b \times d^2)))^{0.5}] / 2$$

$$W1 = 1.70, \quad \rho1 = 0.071014$$

$$W2 = [1.7 - (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_U / (\phi f_c' \times b \times d^2)))^{0.5}] / 2$$



$$W2 = 0.00, \quad \rho2 = -0.000180$$

$$As\ 1 = \rho1 \times b \times d = 0.071014 \times 100 \times 92 = 653.33\ cm^2$$

$$As\ 2 = \rho2 \times b \times d = -0.00018 \times 100 \times 92 = -1.66\ cm^2$$

Se utilizó el menor: $As = -1.66\ cm^2$

El acero mínimo, se calculó con la Ecuación 296:

$$As\ mín = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 92 = 16.56\ cm^2$$

$$As\ mín < As, \ 16.56\ cm^2 > -1.66\ cm^2 \text{ (Usar cuantía mínima)}$$

Se utilizó: $As = 16.56\ cm^2$

Cálculo del espaciamiento. Se utilizó la Ecuación 297:

$$\text{Se considerará acero de } 5/8", \ A\emptyset = 1.98\ cm^2$$

$$@ = 100 \times A\emptyset / As = 100 \times 1.98 / 16.56 = 11.95\ cm$$

Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm

- **Acero Transversal.** Se utilizó la Ecuación 298:

$$Ast = 0.0018 \times b \times hz = 0.0018 \times 100 \times (1 \times 100) = 18.00\ cm^2$$

$$\text{Se considerará acero de } 5/8", \ A\emptyset = 1.98\ cm^2, \ @ = 11.00\ cm$$

Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm

- **Verificación del Cortante**

Se determinará con la Ecuaciones 299, 300 y 301:

$$VL = Vq = 18925.18 \times 2.20 - (18925.18 - 29770.39) \times (2.20/2)$$

$$VL = 28512.67\ kg$$

$$Vss = Wss \times B2 = 20328.00 \times 2.20$$

$$Vss = 44721.60\ kg$$

$$Vpp = Wpp \times B2 = 2400 \times 2.20$$

$$Vpp = 5280.00\ kg$$

$$VD = Vss + Vpp = 44721.60 + 52800$$

$$VD = 50001.60\ kg - m/m$$

$$V_{U\ máx} = V_U = 1.7 \times 28512.67 - 0.9 \times 50001.60$$

$$V_U = 3470.10\ kg$$

Fuerza cortante que absorbe el concreto, se utilizó la Ecuación 302:

$$Vc = 0.53 \times f_c^{1/2} \times b \times d = 0.53 \times 175^{1/2} \times 100 \times 92 = 64.50\ Tn/m$$

$$\emptyset Vc = 0.85 \times 64.50 = 54.83\ Tn/m$$

$$\emptyset Vc \geq V_U, \ 54.83\ Tn/m \geq 3.47\ Tn/m \quad (OK)$$



4.10 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)

4.10.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EN GENERAL

En el presente ITEM nos dedicaremos a describir al proyecto en los diferentes factores correspondientes a un estudio de impacto ambiental.

A. OBJETIVOS DEL EIA

- Detectar con anticipación las posibles consecuencias ambientales, producidas por las actividades que se desarrollarán en las diferentes etapas de la ejecución del proyecto.
- Asegurar que las actividades de desarrollo sean satisfactorias y sostenibles desde el punto de vista del ambiente.
- Proponer soluciones para prevenir, mitigar y corregir los diferentes efectos desfavorables producidos por la ejecución del proyecto.

B. LEGISLACIÓN Y NORMAS SOBRE EL EIA

1. CONSTITUCION POLITICA DEL PERU (29 de Diciembre de 1993)

Art. 66: Los recursos naturales renovables y no renovables son patrimonio de la nación, el estado es soberano en su aprovechamiento.

Art. 67: El estado determina la política nacional del ambiente. Promueve el uso sostenible de los recursos naturales.

Art. 68: El estado está obligado a promover la conservación de la diversidad biológica y de las áreas naturales protegidas.

2. CODIGO DEL MEDIO AMBIENTE Y DE LOS RECURSOS NATURALES (D.L 613 del 08/09/90)

Art. 1.- Toda persona tiene derecho irrenunciable a un ambiente saludable, ecológicamente equilibrado y adecuado para el desarrollo de la vida, asimismo a la preservación del paisaje y la naturaleza. Todos tienen el deber de conservar dicho ambiente.

Art. 2.- El Medio Ambiente y los recursos naturales constituyen patrimonio de la Nación. Su protección y conservación son de interés social y pueden ser invocados como causa de necesidad y utilidad públicas.



Art. 3.- Toda persona tiene derecho a exigir una acción rápida y efectiva ante la justicia, en defensa del medio ambiente y recursos naturales.

Art. 6.- Toda persona tiene derecho a participar en la política y en las medidas de carácter nacional, y local relativas al medio ambiente y a los recursos naturales, de igual modo a ser informadas de las medidas o actividades que puedan afectar directa o indirectamente la salud de las personas o de la integridad del ambiente y los recursos naturales.

Art. 14.- Es prohibida la descarga de sustancias contaminantes que provoquen degradación de los ecosistemas o alteren la calidad del ambiente sin adoptarse precauciones para la depuración.

Art. 15.- Queda prohibido verter o emitir residuos sólidos, líquidos o gaseosos u otras formas de materias o de energía que alteren las aguas en proporción capaz de hacer peligroso su uso.

Art. 36.- El patrimonio natural de la nación esta constituido por la diversidad ecológica, biológica y genética que albergue su territorio.

Art. 39.- El estado concede protección especial a las especies de carácter singular y a los ejemplares representativos de los tipos de ecosistemas, así como al germoplasma de las especies domésticas nativas.

Art. 49.- El estado protege y conserva los ecosistemas en su territorio entendiéndose esto como las interrelaciones de los organismos vivos entre sí y con ambiente físico.

Art. 50.- Es obligación del Estado proteger los diversos tipos de ecosistemas naturales en el territorio nacional a través de un sistema de área protegidas.

Art. 54.- El estado reconoce el derecho de propiedad de las comunidades campesinas y nativas ancestrales sobre las tierras que poseen dentro de las áreas naturales protegidas y en sus zonas de influencia.



Art. 59.- El estado reconoce como recurso natural cultural toda obra arqueológica o histórica que al estar integrada al medio ambiente permite su uso sostenible.

Art. 73.- Los aprovechamientos energéticos, su infraestructura, transporte, transformación, distribución, almacenamiento y utilización final de la energía deben ser realizados sin ocasionar contaminación del suelo, agua o del aire.

Art. 78.- El estado promueve y fomenta la distribución de poblaciones en el territorio en base a la capacidad de soporte de los ecosistemas.

3. LEY MARCO PARA EL CRECIMIENTO DE LA INVERSION PRIVADA (D.L N° 757 del 08/11/91)

Art. 49.- El estado estimula el crecimiento del desarrollo económico la conservación del ambiente y el uso sostenible de los recursos naturales.

Art. 50.- Las autoridades sectoriales competentes para conocer sobre asuntos relacionados con la aplicación de las disposiciones del código del medio ambiente y los recursos naturales son los Ministerios de los Sectores correspondientes a las actividades que desarrollan las empresas, sin perjuicio de las atribuciones que correspondan a los gobiernos regional y local conforme a lo dispuesto en la constitución Política.

Art. 52.- En los casos de peligro grave e inminente para el medio ambiente la autoridad sectorial competente podrá disponer la adopción de una de las siguientes medidas de seguridad por parte del titular de la actividad.

- a. Procedimientos que hagan desaparecer el riesgo o lo disminuyan a niveles permisibles estableciendo para el efecto los plazos adecuados según su gravedad e inminencia.
- b. Medidas que limiten el desarrollo de actividades capaz de causar daños irreversibles con peligro grave para el medio ambiente, la vida o la salud de la población, la autoridad sectorial competente podrá suspender los permisos, licencias o autorizaciones que hubiera otorgado para el efecto.



Art. 54.- La calidad del área natural protegida puede otorgarse por decreto supremo que cumple con el voto aprobatorio del Consejo de Ministros.

Art. 56.- El estado puede adjudicar tierras con fines de ecoturismo a particulares, en propiedad en uso, previa presentación del denuncia correspondiente.

C. MARCO ADMINISTRATIVO

Cada sector ministerial desarrolla acciones de política en relación al ambiente.

La consecuencia inmediata de esto viene a ser la superposición de funciones y conflictos de estamentos. Adicionalmente a esto los ministerios no cuentan con una capacidad adecuada a la tarea de las acciones de política ambiental para la operación, planificación y gestión de acciones referentes a la conservación y gestión del ambiente y de los recursos naturales.

Es por esto, que el Consejo Nacional del Ambiente – CONAM, al más alto nivel, es la entidad que proporciona la normativa respecto a los temas ambientales y se encarga de armonizar las acciones de los diferentes ministerios.

Pero también, en muchos casos es el poder ejecutivo quien toma la iniciativa con cierto poder de envergadura relacionados con el ambiente y los recursos naturales, vía Decretos Supremos.

D. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto se encuentra ubicado en:

Departamento: Cajamarca.

Provincia : Cajamarca.

Distrito : Cajamarca.

El proyecto en mención se encuentra ubicado en las coordenadas UTM: 776400.005 (Este) y 9205331.002 (Norte).

E. DEFINICIÓN DEL PROYECTO EN GENERAL

El proyecto consiste en la construcción de un puente viga losa con una luz libre entre estribos de 20.00 m.



4.10.2 DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE

A. MEDIO FÍSICO

a) CLIMA

El clima es cálido, pero varía durante el año, con nubosidad relativa presente en las primeras horas de la mañana, también hay presencia de lluvias y algunas heladas.

b) SUELO

El relieve topográfico de la zona es variado, accidentado en el margen izquierdo de la ubicación del puente y ondulado en el margen derecho. En la parte alta de los cerros hay bastantes árboles y áreas de cultivo.

c) AGUA

En la zona de estudio, la fuente de agua principalmente se da a través de las lluvias que van a dar a la quebrada Cruz Blanca, y que permiten el crecimiento de las diversas especies vegetales.

d) AIRE

Actualmente existe poca circulación de vehículos, el aire no presenta contaminación grave por emisión de gases del tránsito vehicular, ya que la vegetación y las lluvias aseguran su pureza.

B. MEDIO BIOLÓGICO

a) FLORA

A lo largo de los márgenes de la Quebrada Cruz Blanca y de la carretera existe mucha vegetación natural y cultivos de las personas aledañas. La mayoría de los árboles son talados.

b) FAUNA

En esta zona se aprecia poca presencia de animales silvestres en la parte alta de los cerros, los cuales han sido desplazados por la presencia del hombre.

La fauna existente en la zona es: aves, gallinas, pavos, perros, gatos, vacuno, Ovino y Porcino.



C. MEDIO SOCIOECONÓMICO

a) POBLACIÓN

Actualmente en la zona de estudio existe viviendas, en ambos márgenes de la carretera, por eso que ya no se conservan mucho paisajes naturales, con abundante vegetación.

b) PRODUCCIÓN Y EMPLEO

En 1990 Cajamarca tuvo el tercer PBI más 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, esto significa un incremento en el empleo fuera de las chacras.

c) SALUD Y VIVIENDA

En Cajamarca la población cuenta con servicio de electricidad en sus hogares, el abastecimiento de agua se da a través de planta de tratamiento de aguas que captan los manantiales cercanos, la eliminación de excretas se realiza principalmente en pozo ciego o negro, el material predominante de las viviendas es tapial, algunas de material noble.

d) EDUCACIÓN

En el distrito Cajamarca, por el acelerado crecimiento de la población en algunos sectores o Barrios trae consigo la necesidad de proporcionar a la población la educación a la que tiene derecho, de manera que cada año es mayor el incremento de la población de edad escolar.

4.10.3 IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS

A. METODOLOGÍA

Para el E.I.A. de este puente, se adoptó la metodología basada en la MATRIZ DE LEOPOLD. Este sistema utiliza una tabla de doble entrada (ver *Tabla 4.42* en el Anexo 4.4). En las columnas se ubicó las acciones humanas que pueden alterar el sistema y en las filas las características del medio que pueden ser alteradas.



Para lograr una interpretación más rápida y clara de los resultados finales, hicimos uso de la matriz Cromática (ver Tabla 4.43 en el Anexo 4.4) que utiliza la siguiente escala de códigos de impactos:

Tabla 4.27

Índice de impacto	Categoría	Color
100 – 75	Crítico	Rojo
75 – 50	Severo	Amarillo
50 – 25	Moderado	Verde
0 – 25	Compatible	Azul

FUENTE: Elaboración Propia

B. VALORACIÓN DEL IMPACTO

Los factores del medio más **impactados negativamente** son los fuertes ruidos por los trabajos de maquinaria pesada y elevados niveles de polvo generado por el movimiento de tierras.

Factor ambiental con mayor impacto negativo: Nivel de ruido y polvos.

Acción ambiental con mayor impacto negativo: Movimiento de tierras y obras de concreto armado.

El factor del medio más **impactado positivamente** es la seguridad y la calidad de vida que tendría el poblador al realizarse el proyecto, con la construcción del puente ayudará al intercambio comercial y al incremento de la población Urbana brindando así una mejor calidad de vida.

Factor ambiental con mayor impacto positivo: Seguridad.

Acción ambiental con mayor impacto positivo: Mantenimiento de la estructura.

4.10.4 MEDIDAS PROTECTORAS Y CORRECTORAS

A. FASE DE CONSTRUCCIÓN

a. Trabajos Preliminares (Limpieza de terreno manual, trazo, nivelación y replanteo)

En el transporte de la maquinaria y del material de la cantera a la obra, la emisión de polvo se reducirá humedeciendo periódicamente los caminos de acceso y la superficie de los materiales transportados, cubriéndolos con toldo húmedo.



b. Movimiento de tierras (Excavación, nivelación de fondos, refine)

Debe de realizarse con riego, para evitar que el polvo afecte la salud de los pobladores del lugar, así como también de los trabajadores de la obra.

En las excavaciones, haciendo uso de medios mecánicos se debe tener en cuenta las pendientes de los taludes formados al cortar el suelo, para evitar la erosión y derrumbes peligrosos que afecten a los trabajadores.

c. Eliminación de Material Excedente

Debido a las excavaciones o modificaciones del terreno para la ubicación de la estructura se tendrá que eliminar el material excedente del lugar, eso debe hacerse con el cuidado adecuado para no generar demasiado polvo, se tendrá que mojar el material antes de ser trasladado.

d. Acopio de material

Los depósitos de material estarán ubicados adecuadamente de tal forma de no colocar en lugares donde pueda comprometer a la flora y fauna, así como de la generación de polvos.

e. Obras de concreto armado (Colocación de acero, encofrados y desencofrados)

En la colocación del acero tener cuidado de no dejar piezas botadas, los encofrados deben estar correctamente armados de tal forma que al vaciar el concreto, éste no se desperdicie y perjudique a la flora.

B. FASE DE OPERACIÓN

a. Ocupación Espacial

Con la construcción de la estructura, se generará niveles de ruido, se debe respetar las velocidades máximas para contrarrestar un poco el nivel de ruido.

b. Mantenimiento de la estructura

Como toda estructura necesita de un mantenimiento adecuado, la población debe formar comités de tal forma que den mantenimiento al puente para poder conservar su vida útil.



4.10.5 PROGRAMA DE VIGILANCIA Y CONTROL AMBIENTAL

Como parte integrante del plan de restauración, se desarrollará un programa de vigilancia ambiental, con el fin de garantizar su cumplimiento y de observar la evolución de las variables ambientales en el entorno donde será construido el puente. Asimismo, se posibilita la detección de impactos no previstos y la eventualidad de constatar la necesidad de modificar, suprimir o añadir alguna medida correctora.

Este programa se pondrá en marcha cuando el promotor indique al órgano ambiental el inicio de las obras. Deberá darse traslado al interesado y al órgano sustantivo, de los informes ordinarios consecuencia de las inspecciones ya previstas en el EIA, en las cuales deberá estar presente, por parte del promotor, al menos el director ambiental.

Programa de Medidas Preventivas, de Mitigación y/o Correctivas.

Este programa está orientado a la defensa y protección de los componentes ambientales del área de influencia del proyecto, potencialmente afectable por la ejecución del mismo. Contiene las precauciones o medidas a tomar para evitar daños innecesarios, derivados de la falta de cuidado o de una planificación deficiente de las operaciones a realizar durante la ejecución del proyecto.

Programa de Vigilancia Ambiental

El Programa de Vigilancia Ambiental (PVA) permitirá la evaluación periódica, integrada y permanente de la dinámica de las variables ambientales, tanto de orden biofísico como socioeconómico, con el fin de suministrar información precisa y actualizada para la toma de decisiones, orientadas a la conservación de los recursos naturales y el medio socioeconómico en el área de influencia del proyecto. Asimismo, el PVA, permitirá la verificación del cumplimiento de las medidas de mitigación propuestas en el presente Estudio de Impacto Ambiental y emitirá periódicamente información a las autoridades y entidades pertinentes, acerca de los principales logros alcanzados en el cumplimiento de las medidas ambientales, o en su defecto de las dificultades encontradas para analizar y evaluar las medidas correctivas correspondientes.

En tal sentido, para el control del cumplimiento de las recomendaciones propuestas en el Estudio de Impacto Ambiental, se procederá al desarrollo de actividades de control ambiental interno y a la preparación de informes mensuales de las actividades desarrolladas.



CAPÍTULO V

PRESENTACIÓN DE

RESULTADOS



5. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Tabla 5.01 Topografía de la zona

MARGEN	TOPOGRAFÍA DE LA ZONA	EQUIDISTANCIA ENTRE CURVAS DE NIVEL (m)	ESCALA DEL PLANO TOPOGRÁFICO
IZQUIERDO	Ondulada	2.00	1/500
DERECHO	Accidentada		

5.2 ESTUDIO DEL TRÁNSITO

Tabla 5.02 Características del Tránsito para el Diseño

	TIPO	AFORO PROMEDIO	CLASIFICACIÓN
Camión de Diseño	HL - 93		
Vía	Trocha Carrozable		
IMD		11 Veh./día	
Tránsito Peatonal		101 personas/día	
Según su Jurisdicción			Sistema Vecinal
Según su Servicio			Tercera Categoría

5.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

ESTUDIO GEOLÓGICO

Tabla 5.03 Geología de la Zona

ERA	SISTEMA	UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS	LITOLÓGÍA	SIMBOLOGÍA
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE (Depósitos Aluviales, Fluviales y Lagunares)	Arena, Limos, Gravas y Arcillas, en bancos inconsolidados	(Q-al) (Q-fl) (Q-la)

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

- Presión admisible: 1.99 kg/cm²
- Resultados del suelo en estudio.



Tabla 5.04 Propiedades y Clasificación del Suelo

CALICATA (C)	ESTRATO			CONTENIDO HUMEDAD	PESO ESPECÍFICO (gr / cm ³)		% QUE PASA EL TAMIZ				PLASTICIDAD			COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu) COEFICIENTE DE GRADUACIÓN (Cc)				GRÁFICO	TIPO DE SUELO		Φ			
											LÍMITES (%)		IP						SUCS	AASHTO				
	N°	DE	A	W (%)	Finos	Grueso	N° 200	N° 40	N° 10	N° 04	LL	LP		%	D10	D30	D60					Cu	Cc	
C 1	E1	0	1.25	22.47	2.63		25.04	40.34	45.50	53.53	32	17.8	13.88									GC	A - 2 - 6	31
	E2	1.25	3.00	13.95		2.49	9.69	24.95	37.50	49.41	20			0.08	0.90	9.50	118.75	1.07			GW	A - 1 - a	36	
C 2	E1	0	1.40	22.35	2.6		19.30	42.56	59.5	64.04	31	19.52	11.21									SC	A - 2 - 6	31
	E2	1.40	3.00	13.70		2.58	8.17	19.35	31.38	39.22	19			0.13	1.80	15.00	115.38	1.66			GW	A - 1 - a	36	



5.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Tabla 5.05 Parámetros Geomorfológicos

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS	
- Área	A = 9.71 km ²
- Perímetro	P = 14.72 km
- Coeficiente de Compacidad	Kc = 1.33
- Pendiente del Cauce Principal	S = 11.97 %
- Factor de Forma	F = 0.217
- Pendiente de la Cuenca	Sc = 34.49 %
- Altitud Media	H = 3209.31 m.s.n.m.
- Tiempo de Concentración	Tc = 47.65 minutos

Características de la quebrada en la zona del proyecto:

Tabla 5.06 Características del Río en la Zona del Proyecto

CARACTERÍSTICAS DEL RÍO EN LA ZONA DEL PROYECTO	
Caudal de Diseño	Q = 59.13 m ³ /s
Tirante de Diseño	Yo = 2.00 m
Profundidad de socavación	ds = 1.50 m
Borde Libre	bl = 0.50 m

5.5 DISEÑO DEL PUENTE – SUPERESTRUCTURA

5.5.1. DISEÑO GEOMÉTRICO .

Tabla 5.07 Características del Puente

CARACTERÍSTICAS	DIMENSIONES
Luz Libre (m.)	20.00
Número de Vigas Laterales	02
Número de Diafragmas	05
Ancho de Calzada (m.)	3.60
Ancho de Veredas (m.)	0.80
Altura de Guarderas (m.)	0.50
Altura de Barandas (m.)	0.60
Altura del Puente (m.)	6.00



5.5.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

La superestructura proyectada es simplemente apoyada, de un solo tramo con una luz libre entre estribos de 20.00 m y de concreto armado.

A. Superestructura:

Tabla 5.08 Diseño Geométrico y Estructural de la Superestructura

Superestructura	
N° de vigas laterales	2
N° de diafragmas	5
N° de vías	1
Ancho de la vía	3.60 m.
Ancho de veredas	0.80 m.
Espesor de losa	0.25 m.
Vehículo de diseño	HL - 93

B. Baranda:

Tabla 5.09 Diseño Estructural de la Baranda

Baranda	
Altura	0.60 m.
Tubo de baranda	3" F° G°
Varillas de baranda	3" F° G°



C. Vereda:

Tabla 5.10 Diseño Estructural de la Vereda

Vereda	
Ancho	0.80 m.
Altura respecto a la losa	0.20 m.
Acero (+)	ϕ 3/8" @ 25.00 cm.
Acero de repartición y de temperatura (+)	ϕ 3/8" @ 25.00 cm.
Acero (-)	ϕ 3/8" @ 25.00 cm.
Acero de repartición y de temperatura (-)	ϕ 3/8" @ 25.00 cm.

D. Guarderas:

Tabla 5.11 Diseño Estructural de la Guardera

Guardera	
Ancho	0.15 m.
Altura respecto a la vereda	0.50 m.
Acero (+)	ϕ 3/8" @ 35.00 cm
Acero de repartición y de temperatura (+)	ϕ 3/8" @ 35.00 cm

E. Losa:

Tabla 5.12 Diseño Estructural de la Losa

Losa	
Espesor de losa	0.25 m.
Acero positivo	ϕ 3/4" @ 18.00 cm
Acero negativo	ϕ 1/2" @ 34.00 cm
Acero de repartición negativo	ϕ 3/8" @ 18.00 cm
Acero de repartición positivo	ϕ 3/8" @ 18.00 cm



F. Vigas laterales:

Tabla 5.13 Diseño Estructural de las Vigas Laterales

Vigas Laterales	
Peralte	1.70 m.
Ancho	0.70 m.
Distancia entre ejes	3.60 m.
Acero positivo	26 ϕ 1"
Acero negativo	6 ϕ 1"
Acero por flambeo	8 ϕ 3/4"
Estribos	1 ϕ 5/8" @ 5 cm + 5 ϕ 5/8" @ 20 cm + 5 ϕ 5/8" @ 25 cm, resto @ 32 cm

G. Vigas Diafragma:

Tabla 5.14 Diseño de las Vigas Diafragma

Vigas Diafragma	
Peralte	1.25 m.
Ancho	0.30 m.
Acero positivo	4 ϕ 3/4"
Acero negativo	4 ϕ 3/4"
Acero por flambeo	4 ϕ 5/8"
Estribos	1 ϕ 3/8" @ 5 cm + 12 @ 10 cm, resto a 20 cm

5.6 DISEÑO DEL PUENTE – APOYOS

Tabla 5.15 Diseño de los Apoyos

APOYOS	
APOYO MOVIL	
Placa de Acero	60 x 50 x 3.8 cm
Lámina de Neoprene	60 x 50 x 2.5 cm
Pernos	4 ϕ 3/4" x 0.45 cm
APOYO FIJO	
Acero	6 ϕ 3/4"



5.7 DISEÑO DEL PUENTE – SUBESTRUCTURA

Tabla 5.16 Diseño de los Estribos

ESTRIBOS	
Altura de estribo	$h = 8.50 \text{ m.}$
Ancho de zapata	$B = 5.00 \text{ m.}$
Espesor de zapata	$t = 1.00 \text{ m.}$
Ancho de arranque de pantalla	$b' = 1.00 \text{ m.}$
Longitud de la punta	$D = 1.50 \text{ m.}$
Acero en Pantalla	
- Acero Principal	$\phi 1" @ 25 \text{ cm}$
- Acero Horizontal	
Cara anterior	$\phi 1/2" @ 22 \text{ cm}$
Cara posterior	$\phi 3/4" @ 24 \text{ cm}$
- Acero de Montaje	$\phi 3/4" @ 18 \text{ cm}$
Acero en Talón	
- Acero por Flexión	$\phi 3/4" @ 18 \text{ cm}$
Acero en Punta	
- Acero por Flexión	$\phi 3/4" @ 18 \text{ cm}$
- Acero por Transversal	$\phi 3/4" @ 18 \text{ cm}$



Tabla 5.17 Diseño de Aletas

ALETAS	
Altura de aletas	hf = 8.70 m.
Longitud de zapata	B = 4.20 m.
Altura de zapata	hz = 1.00 m.
Pie de zapata	B1 = 1.00 m.
Talón de zapata	B2 = 1.50 m.
Acero en Pantalla	
- <i>Acero Principal</i>	φ 3/4" @ 12 cm
- <i>Acero Horizontal</i>	
<i>Cara anterior</i>	φ 3/8" @ 12 cm
<i>Cara posterior</i>	φ 1/2" @ 12 cm
- <i>Acero de Montaje</i>	φ 5/8" @ 12 cm
Acero en Zapata	
- <i>Acero en zapata anterior</i>	
<i>Acero principal</i>	φ 5/8" @ 12 cm
<i>Acero transversal</i>	φ 5/8" @ 12 cm
- <i>Acero en zapata posterior</i>	
<i>Acero principal</i>	φ 5/8" @ 12 cm
<i>Acero transversal</i>	φ 5/8" @ 12 cm

5.8 IMPACTO AMBIENTAL

Tabla 5.18 Valoración del Impacto

VALORACIÓN DEL IMPACTO	
IMPACTO	EL FACTOR DEL MEDIO MÁS IMPACTADO
IMPACTADO NEGATIVAMENTE	<i>Fuertes ruidos</i> - Trabajos de maquinaria pesada.
	<i>Elevados niveles de polvo</i> - Movimiento de tierras
IMPACTADO POSITIVAMENTE	Seguridad: - Tanto para las personas, como para los vehículos, la ejecución de este proyecto, será beneficioso sobre todo en tiempos de lluvia.
	Calidad de vida: - Con la realización del proyecto, el poblador podrá realizar de manera más fluida el intercambio comercial. También se incrementará la población urbana, pero de una manera más ordenada y con mejores servicios y calidad de vida.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- ✓ Se realizó el estudio topográfico para la construcción del puente carrozable carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha y se determinó que La luz libre del puente entre estribos es de 20.00 m y el ancho de diseño de la calzada es de 3.60 m.
- ✓ De acuerdo al estudio hidrológico realizado se obtuvo que el caudal de diseño es de 59.13 m³/s, el tirante de diseño mide 2.00 m, la profundidad de socavación es de 1.50 m y el borde libre es de 0.50 m.
- ✓ Al realizar el estudio de suelos se obtuvo que la presión admisible es de 1.99 kg/cm² y la profundidad de cimentación es de 2.50 m.
- ✓ Según el diseño estructural el puente consta de 2 vigas laterales de 0.70 m de ancho y de 1.70 m de peralte, 5 vigas diafragma de 0.30 m de ancho y de 1.25 m de peralte, 2 veredas laterales de 0.80 m de ancho, espesor de losa de la calzada de 0.25 m, 2 estribos en voladizo de 8.50 m de altura y de 5.00 m de ancho de zapata, 4 aletas de 8.70 m de altura y de 4.20 m de ancho de zapata.
- ✓ Según los metrados obtenidos, análisis de costos unitarios, cálculo de gastos generales e impuestos de ley se obtuvo que el valor referencial del proyecto es de S/. 781 797.99 (setecientos ochentiuin mil setecientos Noventisiete y 99/100 nuevos soles).

RECOMENDACIONES:

Recomendaciones para la Elaboración del Proyecto.

- ✓ En cuanto a los ensayos de mecánica de suelos se recomienda realizar el ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.) en campo, y el ensayo de corte directo en laboratorio. Para contar con información adicional de las características del terreno.

Recomendaciones para la Ejecución del Proyecto.

- ✓ Se recomienda para la ejecución del proyecto tener muy en cuenta la parte del impacto ambiental, tratando de minimizar al máximo los impactos ambientales negativos.
- ✓ Es recomendable que la construcción del puente se realice en los meses de estiaje, esto puede evitar costos innecesarios ocasionados por una eventual crecida de la quebrada.



BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Aranis García, C., 2006. Análisis de Diseño de Puentes de Concreto Armado. Editorial Rossell – Lima Perú.
- ✓ Berry, P., 1966. Mecánica de Suelos. Editorial Mc. Graw Hill – México.
- ✓ Braja M. Das, 2001. Principios de la Ingeniería Geotécnica. Editorial Tompson – México.
- ✓ Braja M. Das, 2001. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Tompson – México.
- ✓ Crespo Villataz, C., 2004. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Editorial Limusa - Lima.
- ✓ DG – 2001., 2001. Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Editorial ICG – Peru.
- ✓ Diseño de Obras Hidráulicas – ACI Capítulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, Primera Edición, UNI 1994 Lima Perú.
- ✓ EM 2000 V-I (MTC), 2000. Manual de Ensayos de Laboratorio – Lima Perú.
- ✓ Foncodes, 2008. Guía de Evaluación de Impacto Ambiental – Perú.
- ✓ García Gálvez, F., 1994. Técnicas de Levantamiento topográfico – Perú.
- ✓ Llique Mondragón, R., 2003. Manual de Laboratorio de Mecánica de suelos. Editorial Universitaria UNC – Cajamarca.
- ✓ Manual para el Diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Tránsito – 2005 - Perú.
- ✓ Merrit, F., 1993. Manual del Ingeniero. Editorial Mc Graw Hill - México
- ✓ Mora Quiñones, S., 1998. Mecánica de Suelos y Diseño de Pavimentos - Perú.
- ✓ MTC., 2011. Manual de Diseño de Puentes. Editorial ICG – Perú.
- ✓ Ortiz Vera, O., 1994. Hidrología de Superficie. Editorial UNC – Cajamarca.
- ✓ Pantigoso Loza, H., 2006. Costos y Presupuestos con s10 2005. Editorial Megabyte – Lima
- ✓ Paul R. Wolf. 1997. Topografía. Editorial Alfa Omega - México.
- ✓ Ramírez Morán, L., 2009. Diseño de Puentes Tipo Viga Losa Método AASHTO LRFD con el módulo Bridge del SAP 2000 - Perú.
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones – 2003 - Lima.
- ✓ Rivera Mantilla, H., 2005. Geología General. UNMSM – Lima.
- ✓ Rocha Felices, A., 1998. Introducción a la Hidráulica Fluivial. Edición UNI – Lima.
- ✓ Salinas Seminario, M., 2004. Costos y Presupuestos de Obras - Lima.
- ✓ Streeter, V., 1994. Mecánica de Fluidos. Editorial Emma Ariza H. – Colombia.
- ✓ Suárez Badillo, E., Mecánica de Suelos Tomo III. Editorial Limusa – Perú.
- ✓ Tello Villanueva, J., 2011. Construcción del Puente Carrozable Carretera Chotén – Yumagual Bajo. Editorial UNC - Cajamarca.
- ✓ Ven Te Chow. 1994. Hidrología Aplicada. Editorial Mc Graw Hill – México.
- ✓ Villón Béjer, M., 2002. Hidrología. Editorial Villón – Lima.



ANEXOS



1. EXPEDIENTE TÉCNICO

1.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA
 CAJAMARCA – CENTRO POBLADO LA PACCHA**

ANTECEDENTES:

En la actualidad el Centro Poblado la Paccha no cuenta con un puente que permita trasladarse cómodamente a la ciudad de Cajamarca y viceversa, como no existe puente, se utiliza un tramo de la quebrada Cruz Blanca para pasar de un extremo a otro, pero debido a la topografía del terreno hace que el acceso sea difícil sobre todo en épocas de lluvia donde el nivel de la quebrada aumenta su crecida cubriendo este tramo con agua y sedimentos acarreados de la parte alta de la cuenca, haciendo que el pase por esta vía se vuelva peligroso y sea interrumpida temporalmente.

UBICACIÓN:

Departamento	:	Cajamarca.
Provincia	:	Cajamarca.
Distrito	:	Cajamarca.
Localidad	:	Mollepampa – Paccha Alta.
Quebrada	:	Cruz Blanca.
Altitud	:	2737.00 m.s.n.m.

El proyecto en mención se encuentra ubicado en las coordenadas UTM: 776410.34 (Este) y 9205316.76 (Norte)

LÍMITES

Este	:	La Paccha Baja y Mollepampa.
Oeste	:	Shudal y Shucapampa.
Norte	:	Mollepampa.
Sur	:	La Paccha Alta.



OBJETIVOS:

Los objetivos del presente estudio son:

- Elaborar el expediente para la construcción del puente vehicular, que permitirá la circulación de personas y vehículos del Centro Poblado La Paccha y otros aledaños hacia Cajamarca y viceversa.
- Dar continuidad a la comunicación y desarrollo Social, Cultural, y Económico de todas las Comunidades aledañas a la ciudad de Cajamarca.
- Contribuir con las Comunidades existentes de la zona para que puedan circular tanto los vehículos y las personas por esta vía sobre todo en temporada de lluvias, ya que en la actualidad no existe puente alguno y no presta garantías de seguridad y comodidad.
- Emplear los recursos naturales y humanos de la zona, para la construcción del Puente.

CARACTERISTICAS DE LA POBLACION:

La población del Centro Poblado la Paccha se encuentra ubicado a 3.73 Km del Centro de la ciudad de Cajamarca, posee una topografía ondulada a accidentada con pendientes que oscilan entre los 3 – 14 % y se encuentra sobre los 2737.00 m.s.n.m.

Respecto a la temperatura el jefe del SENAMHI en Cajamarca detalló que el clima es templado, seco y soleado, durante el día mantiene una temperatura promedio de 14°C, una temperatura máxima de 21°C y 6°C de temperatura mínima.

VIAS DE COMUNICACION:

En la ciudad de Cajamarca avanzando por el Jr. Tupac Amaru hasta la cuadra N° 19 seguimos un desvío en la margen derecha y a una distancia de 150 metros llegamos hasta la quebrada Cruz Blanca donde se encuentra ubicado el proyecto.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

Características de diseño de la estructura y materiales:



Condiciones de diseño:

La longitud total del Puente es de 20.60 m. y la luz libre es de 20.00 m.
La altura total del estribo es de 8.50 m.

La superestructura es de concreto armado, constituido por una losa de 3.60 m. de ancho y 25 cm. de espesor, dos veredas de 80 cm. de ancho a ambos lados de la calzada, dos vigas principales de 70 x 1.70 cm., cinco vigas diafragma de 30 x 1.10 cm., cada uno, el Vehículo de diseño considerado es un HL - 93, la superestructura descansa sobre dos Estribos de Concreto Armado, constituido por las Pantallas y dos Aletas con inclinación paralela a la dirección del cause para contener el relleno del acceso.

Calidad de Materiales

Acero corrugado	: ASTM AA615 grado 60
Solado de Concreto	: C : H 1 : 8
Concreto armado	: $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ Superestructura (Vigas, Diafragma y Losa)
Concreto armado	: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ en Subestructura (Zapatas y Estribos)
Concreto armado	: $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ en Subestructura (Aletas)

Las características arquitectónicas y técnicas así como los detalles de armadura, se indican en los planos y especificaciones técnicos respectivamente.

MEMORIA DE CÁLCULO

El diseño de los diferentes partes de la estructura se ha hecho de acuerdo a las bases de diseño y la calidad de materiales con los resultados que se muestran en los planos.

La subestructura ha sido dimensionada para la condición más desfavorable, correspondiente a la máxima avenida a esperar, y para cumplir con los esfuerzos admisibles del terreno en condiciones de servicio y cumplir con los niveles de seguridad en condición última.

PLAZO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA:

El plazo de ejecución de la Obra será de 120 días calendario.

PRESUPUESTO:

El costo total del Proyecto asciende a **SETECIENTOS OCHENTIUN MIL SETECIENTOS NOVENTISIETE Y 99/100 NUEVOS SOLES (S/. 781 797.99)**



1.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

I. GENERALIDADES

Este documento ha sido elaborado teniendo en consideración los siguientes criterios:

1. CONSIDERACIONES GENERALES

Conlleva a tomar y asumir criterios dirigidos al aspecto netamente constructivo a nivel de indicación. Materiales y metodología de dosificación, procedimientos constructivos y otros, los cuales por su carácter general capacita el documento como auxiliar técnico en el proceso de construcción.

2. CONSIDERACIONES PARTICULARES

Incluye la gama de variaciones en cuanto a tratamiento y aplicación de las partidas, por su naturaleza son susceptibles a cambios debido a que:

El nivel estratigráfico y las distintas variaciones del mismo de acuerdo a una localización geográfica determinada, sugiere técnicas diversas en cuanto al tratamiento.

3. COMPATIBILIZACION Y COMPLEMENTOS

El contenido técnico vertido en el desarrollo de las especificaciones técnicas del sistema, es compatible con los siguientes documentos:

- Manual del Diseño de Puentes
- Norma E-060 Concreto Armado.
- Norma E-050 Suelos y Cimentaciones.
- Especificaciones de la AASHTO.
- Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.
- Disposiciones Constructivas del Manual de Diseño de Puentes de la DGCF - MTC.

4. DEFINICIONES

Las definiciones más frecuente usadas en el texto de las presentes especificaciones, significarán lo expresado a continuación, a menos que se establezca claramente otro significado.

a. Entidad que Financia

Se buscará el Financiamiento de la Municipalidad Provincial de Cajamarca

b. Entidad Ejecutora

Contrata.



c. Ingeniero Residente

Es el Ingeniero Colegiado encargado de ejecutar la obra de acuerdo a al contenido de todos los documentos del Expediente Técnico.

d. Ingeniero Inspector y/o Supervisor de la Obra.

Es el Ingeniero Colegiado encargado, de velar la correcta ejecución de la obra y el cumplimiento de las Especificaciones Técnicas, Planos y Procesos Constructivos.

e. Planos

Significan aquellos dibujos cuya relación se presenta adjunta como parte del proyecto. Los dibujos o planos elaborados después de iniciada la obra, para mejorar la explicación o para mostrar cambios en el trabajo, serán denominados "Planos Complementarios" y obligarán al Ingeniero Residente con la misma fuerza que los planos del proyecto, " Planos Conforme a Obra", son los que elabora el Ingeniero Residente durante y después de finalizar la obra.

f. Especificaciones Técnicas

Significa todos los requerimientos y estándares de ejecución que se aplican a la obra del presente documento.

g. Proyecto

Significa todo el plan de realización de la obra, expuesto en el Expediente Técnico, del cual forman parte las presentes Especificaciones Técnicas.

h. Expediente Técnico

Memoria Descriptiva, Especificaciones Técnicas, Planos de Ejecución de Obra, Metrados, Presupuesto, Análisis de Precios, Cronogramas de Ejecución, y demás documentos que acompañan al expediente técnico.

i. Controles de Calidad de Obra.

Son pruebas técnicas que garantizan la correcta utilización de los insumos requeridos para la ejecución de las partidas materia de control y el cumplimiento de las Especificaciones Técnicas establecidas en el Expediente Técnico de la Obra.

j. Seguridad

Es el conjunto de medidas técnicas, educacionales, médicas y psicológicas empleadas para prevenir accidentes, eliminar las condiciones inseguras del ambiente, e instruir o convencer a las personas, acerca de la necesidad de implantación de prácticas preventivas.



k. Planos y Especificaciones

El Ingeniero Supervisor deberá, obligatoriamente, tener disponible en la obra un juego completo de planos y de las presentes especificaciones, quedando entendido que cualquier detalle que figure únicamente en los planos o en las especificaciones técnicas, será válido como si se hubiera mostrado en ambos.

l. Planos de Post Construcción

Una vez concluidas las obras y de acuerdo a las Normas Técnicas de Control, el Ingeniero Residente presentará los planos de obra realmente ejecutadas que formaran parte de la Memoria Descriptiva.

En estos planos reflejará los cambios de medida y que han dado lugar a las variaciones de los metrados.

m. Materiales y Equipos

Generalidades

- Todos los materiales, equipo y métodos de construcción deberán regirse por las especificaciones y de ninguna manera serán de calidad inferior.
- El Ingeniero Residente empleará instalaciones y maquinaria de adecuada capacidad y de tipo conveniente para la ejecución eficiente y expedita de la obra.
- Todos los materiales y equipos serán de la mejor calidad y producidos por firmas y empresas calificadas. El Ingeniero Supervisor podrá rechazar los materiales o equipos que, a su juicio, sean de calidad inferior que la indicada, especificada o requerida.
- Los equipos y accesorios serán diseñados según las normas o estándares aplicables, serán de construcción fuerte y resistencia suficiente para soportar todos los esfuerzos que puedan ocurrir durante la fabricación, prueba, transporte, instalación y operación.
- Toda la inspección y aprobación de los materiales suministrados, serán realizadas por el Ingeniero Supervisor.
- Las pruebas del campo y otras pruebas señaladas en las especificaciones serán realizadas bajo responsabilidad del Ingeniero Residente y puesta en conocimiento del Supervisor.



01.00.00 TRABAJOS PRELIMINARES

01.01.00 LIMPIEZA DE TERENO MANUAL

Descripción

El Ing. Inspector de la Obra está obligado a ejecutar la iniciación de la obra haciendo primeramente la limpieza de todo el área a trabajar, esta área requiere una limpieza adecuada de desmontes y material excedente, serán eliminadas acarreándolas fuera del radio poblacional de trabajo, en un lugar aceptable por las autoridades competentes, para luego efectuar el trazo y replanteo; se realizara con herramientas manuales.

Método Constructivo

La limpieza de terreno consiste en quitar las malezas arbustos y otros materiales orgánico e inorgánico que impida el desarrollo normal de la obra, las dimensiones están en función al área necesaria para realizar el trazo y replanteo

Método de Medición y Base de Pago: El pago de estos trabajos se hará por m², cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto.

01.02.00 TRAZO Y REPLANTEO CON TOPÓGRAFO

Método Constructivo

El Trazo y Replanteo Definitivo: Para la construcción de las zapatas y cimentaciones; se hará de acuerdo a lo definido en los planos, en caso de existir modificaciones éstos serán autorizadas por el Ingeniero Supervisor quien hará la evaluación técnica respectiva, que sustente dichas modificaciones.

El trazo y replanteo definitivo será ejecutado por el Ingeniero Residente, utilizando equipo topográfico, wincha metálica o de fibra de vidrio, estacas y balizas que permitan, mediante cordel, marcar con tiza o yeso los alineamientos de las zapatas y cimentaciones a construir.

Determinación de los Alineamientos y Ejes: De acuerdo con los planos del proyecto, el Ingeniero Residente ubicará los puntos referenciales para el trazado de los ejes, los que se materializarán en cerchas, estacas, muretes, etc. de acuerdo con los elementos o facilidades que se le presenten en el lugar de trabajo.

De presentarse alguna diferencia entre planos y terreno con respecto a la alineación, ubicación de los ejes y otros se deberá dar parte al Supervisor el que determinará las acciones a realizarse.



Nivelación: Se hará mediante el uso de nivel de ingeniero dejándose establecidos perfectamente los hitos y niveles fijos con estacas debidamente aseguradas que servirán de referencia permanente durante la ejecución de la obra.

Condiciones para el trabajo

Para efectuar el replanteo y trazado es necesario hacerlo con el terreno completamente libre de escombros, basura, desmonte, plantas, etc.

Se deberá contar con la suficiente cantidad de madera, para las estacas, las cerchas así como también con los instrumentos topográficos correspondientes, los que empleados convenientemente y por el personal capaz, brindarán la satisfacción de un trabajo bien realizado.

Método de Medición y Base de pago: Para el cómputo de los trabajos de trazos de niveles y replanteo de los elementos, se calculará el área de terreno ocupada por el trazo.

Para el replanteo durante el proceso se medirá el área total construida, teniendo en cuenta de la necesidad de mantener un personal especializado al trazo y nivelación.

El pago se efectuara al precio unitario por metro cuadrado y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra y herramientas necesarias para el trabajo de trazo y replanteo.

02.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

02.01.00 EXCAVACIÓN EN TERRENO ROCOSO (ESTRIBOS)

Descripción: Denominaremos roca fija a toda material de gran consistencia o dureza y que para su extracción requieren el uso de explosivos (fulminantes guía y dinamita) y equipos especiales (compresora, martillo, etc.) están considerados: todas las rocas fijas compactas, como son granitos, dioritas, areniscas, sillares, compactos, etc.

Para cumplir con esta actividad, se utilizará compresora, martillo neumático y explosivos.

El personal que deba ejecutar esta partida deberá ser de comprobada experiencia a fin de obtener un óptimo rendimiento y evitar accidentes de trabajo

Excavación para cimentaciones, éstas abarcarán el volumen consignado en los diseños sin embargo el material que debe sustentar una estructura sea inconveniente, se ampliará la excavación hasta la profundidad que indique el ingeniero. Se tendrá especial cuidado de retirar los materiales dañados o fracturados y que no ofrezcan seguridad para la sustentación de las estructuras.



Método de medición: El trabajo ejecutado se medirá en metros cúbico (m³), medido de acuerdo a lo indicado en los planos.

Bases de pago: El pago se efectuará al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra y equipos necesarios para el trabajo de excavación.

02.02.00 EXCAVACIÓN EN SUELO CON GRAN BOLONERÍA (ESTRIBOS)

Descripción: Se denomina con estos términos, a todo aquel material excavado que representa dificultad para su extracción y que podría requerir el uso de explosivos, sin embargo se utilizará compresora y martillo neumático y con herramientas manuales (pico, barretas), están considerados:

- Conglomerados compactos.
- Conglomerados sueltos con gran proporción (70%) de cantos rodados de diámetro mínimo 4".
- Rocas descompuestas por el intemperismo o intensa fisuración.

Método de medición: El trabajo ejecutado se medirá en metros cúbico (m³), medido de acuerdo a lo indicado en los planos.

Bases de pago: El pago se efectuara al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, necesarias para el trabajo de excavación.

02.03.00 EXCAVACIÓN BAJO AGUA EN SUELO GRAVOSO (ESTRIBOS)

Descripción: Por lo general bajo el lecho de un río o quebrada, el material se halla con agua, impidiendo el normal desarrollo de los trabajos, por cuanto para facilitar las tareas, se deberán apoyar de una motobomba, a fin de evacuar el agua inmersa en las zanjas, su consideración como tal deberá ser verificada por la Supervisión.

Las excavaciones, se efectuará hasta la cota indicada del nivel de fondo de cimentación, teniendo en consideración la naturaleza del terreno a fin de asegurar estratos firmes y duros para una adecuada cimentación, quedando debidamente perfilado, nivelado y compactado, eliminando el material inadecuado.



Método de medición: El trabajo ejecutado se medirá en metros cúbico (m³), medido de acuerdo a lo indicado en los planos.

Bases de pago: El pago se efectuara al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, necesarias para el trabajo de excavación.

02.04.00 CORTE EN TERRENO SUELTO (ACCESOS)

Descripción: El corte de este tipo de material es en los accesos, deberá corresponder a las dimensiones, elevaciones y los niveles que se indiquen en los planos respectivos, debiéndose tener especial cuidado en la confección de los taludes, rigiéndose a lo estipulado en las secciones transversales con la finalidad de evitar derrumbamientos futuros que malogren el drenaje y plataforma de la Obra. Los cortes se realizarán a mano y con un tractor de orugas.

Método de medición: El trabajo ejecutado se medirá en metros cúbico (m³), medido de acuerdo a lo indicado en los planos.

Bases de pago: El pago se efectuara al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, necesarias para el trabajo de excavación.

02.05.00 CORTE EN ROCA SUELTA (ACCESOS)

Descripción: Se denomina con estos términos, a todo aquel material excavado que representa dificultad para su extracción se utilizará compresora y martillo neumático con la ayuda de herramientas manuales (pico, barretas), están considerados:

- Conglomerados compactos.
- Rocas descompuestas por el intemperismo o intensa fisuración.

Método de medición: El trabajo ejecutado se medirá en metros cúbico (m³), medido de acuerdo a lo indicado en los planos.

Bases de pago: El pago se efectuara al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, necesarias para el trabajo de excavación.



02.06.00 RELLENO, NIV. Y COMPACTACIÓN EN FUND. C/MAT. PROPIO (ESTRIBOS Y ALETAS)

Descripción: Consiste en la utilización de materiales seleccionados de la partes laterales de la ladera del puente, que son necesarios para rellenar parte de las estructuras.

Método De Construcción: Consiste en la colocación de materiales propios seleccionados, para rellenar parte de las estructuras de acuerdo a las especificaciones previa compactación por capas de conformidad con los alineamientos y secciones establecidas en los planos.

El material a utilizarse deberá ser de un tipo adecuado, no contendrá escombros, tacones ni restos de vegetal alguno, estar exento a la materia orgánica y bien seca.

El área donde se va a rellenar, deberá estar completamente limpio de toda materia orgánica, será escarificado o removido para facilitar adherencia de material de relleno con la superficie del terreno.

El material será extendido, regado y compactado en capas no mayores de 30 cm. De espesor.

Medida y Forma de Pago: Los trabajos comprendidos en esta partida serán medidos y pagados por m³.

Bases de pago: El pago se efectuara al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, materiales, necesarios para el trabajo de relleno con compactación.

02.07.00 RELLENO Y COMPACTACIÓN CONFORMACIÓN DE ACCESOS

Descripción: Bajo esta partida el Ingeniero Residente deberá ejecutar todos los trabajos relacionados con el suministro, colocación y compactación de los materiales adecuados, provenientes de las excavaciones del proyecto o de otras fuentes, para rellenos de accesos, fundaciones, muros y otras estructuras, según las indicaciones de los planos y las presentes especificaciones, a satisfacción del Supervisor.

Materiales: Los materiales empleados serán materiales seleccionados y provendrán de las excavaciones y/o de préstamos de canteras seleccionadas y aprobadas por el Supervisor; en ambos casos el material utilizado será bien gradado y no deberá contener elementos extraños, residuos ni materias orgánicas.

El Ingeniero Residente informará al Supervisor sobre la fuente del material, sus características y cualquier información adicional requerida por éste. El Ingeniero Residente también llevará a cabo los análisis y pruebas sobre materiales, de ser requeridos por el Supervisor.



Método de construcción

Preparación de la fundación: Todas las superficies en las cuales vaya a colocarse material de relleno, deberán estar libres de bloques, cavidades, fragmentos sueltos, agua estancada o corriente y, en caso de material suelto, estar adecuadamente humedecida y compactada.

Colocación del relleno: El Residente será responsable de la precisión en la colocación del relleno, de acuerdo con las líneas y niveles indicados en los planos.

La distribución y gradación de los materiales de relleno deberán ser tales que las diversas partes del relleno estén libres de lentes, cavidades, vetas o capas de materiales que difieran sustancialmente, en textura y gradación, de los materiales circundantes.

El tránsito sobre los rellenos deberá controlarse adecuadamente, para evitar el arrastre o corte del relleno.

En todo momento, el Residente deberá proteger y mantener los rellenos en condiciones satisfactorias, hasta la completa terminación y aceptación de la obra. Tan pronto como sea posible, después de iniciada la construcción de los rellenos, deberá darse a la superficie de los mismos, suficiente inclinación para evitar la formación de charcos de agua, y esta inclinación de la superficie deberá mantenerse durante la construcción.

Cualquier material de relleno que resulte objetable o inadecuado después de colocado el relleno, deberá ser removido y reemplazado por indicación del Residente, sin que tenga derecho a pago adicional por ello.

La compactación se efectuará con, planchas vibratorias y/o cualquier otro equipo mecánico con el cual se pueda conseguir el fin deseado.

Métodos de medición: La medición del volumen de relleno será el metro cúbico (m³) de material compactado y aceptado por el Supervisor.

Para el cálculo del volumen, se tendrán en cuenta los planos donde se indican las dimensiones de las estructuras a rellenar (estribos).

Bases de pago: El pago se hará por metro cúbico (m³) al precio unitario establecido en el Proyecto. Dicho precio y pago constituirán compensación total por toda mano de obra, materiales, equipos, herramientas e imprevisto necesarios para completar los trabajos a satisfacción del supervisor.



02.08.00 COLOCACIÓN DE AFIRMADO EN ACCESOS (Inc. Relleno ind. a estructuras)

Extracción de Material para Afirmado: Consiste en la excavación del material de la cantera aprobada para ser utilizada en la capa de afirmado, terraplenes o rellenos, previamente aprobada por la Supervisión.

Método de Construcción: De las canteras establecidas se evaluará conjuntamente con el Supervisor el volumen total a extraer de cada una. La excavación se ejecutara mediante el empleo de equipo mecánico, tipo tractor de orugas o similar, el cual efectuará trabajos de extracción y acopio necesario.

El método de explotación de las canteras será sometido a la aprobación del Supervisor. La cubierta vegetal, removida de una zona de préstamo, debe ser almacenada para ser utilizada posteriormente en las restauraciones futuras.

Extendido, regado y compactado: Todo material de la capa granular de rodadura será colocado en una superficie debidamente preparada y será compactada en capas de mínimo 10 cm., máximo 20 cm. de espesor final compactado.

El material será colocado y esparcido en una capa uniforme y sin segregación de tamaño; esta capa deberá tener un espesor mayor al requerido, de manera que una vez compactado se obtenga el espesor de diseño. Se efectuará el extendido con equipo mecánico.

Luego que el material de afirmado haya sido esparcido sobre la superficie compactada del camino (sub rasante), será completamente mezclado por medio de la cuchilla de la motoniveladora, llevándolo alternadamente hacia el centro y hacia la orilla de la calzada.

Se regará el material durante la mezcla mediante camión cisterna, cuando la mezcla tenga el contenido óptimo de humedad será nuevamente esparcida y perfilada hasta obtener la sección transversal deseada.

Método de Medición: El afirmado, será medido en metros cúbicos compactados en su posición final, mezclado, conformado, regado y compactado, de acuerdo con los alineamiento, rasantes, secciones y espesores indicados en los planos y estudios del proyecto y a lo establecido en estas especificaciones. El trabajo deberá contar con la aprobación del Ingeniero Supervisor.



Bases de Pago: Será pagado al precio unitario pactado en el contrato, por metro cuadrado de afirmado, debidamente aprobado por el supervisor, constituyendo dicho precio compensación única por la extracción, zarandeo, transporte, carga, y descarga de material desde la cantera o fuente de material, así como el mezclado, conformado, regado y compactado del material.

02.09.00 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE HACIA ACCESOS

Descripción: Comprende el suministro de la Mano de Obra, y equipos y la ejecución de operaciones necesarias, para eliminar los materiales no utilizables provenientes de excavaciones, limpieza del terreno, desmonte, desbroce, demoliciones, etc. hacia un lugar en el cual no obstaculice ni las obras que se realicen o realizarán, ni el libre desenvolvimiento de las actividades del lugar. El lugar donde se elimine el material excedente, deberá contar con la aprobación del Ingeniero Inspector. El material excedente utilizarlo en los accesos, sobre todo en el margen derecho, donde se necesita mucho material de relleno.

Método de Medición: El trabajo ejecutado se medirá en metros cúbico (M3), medido de acuerdo a lo indicado en los planos.

Bases de Pago: El pago se efectuara al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, necesarias para el trabajo de acarreo de material excedente.

03.00.00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Esta Especificación contiene los requerimientos que le corresponde a esta Obra se aplicarán a todo trabajo de concreto en que no es necesario el empleo de acero de refuerzo.

MATERIALES:

Cemento

El cemento que se usará será el especificado por las condiciones particulares de cada proyecto, este debe cumplir con la especificación ASTM C 150 y/o la Norma ASTM-C-150 Tipo 1. Bajo ninguna circunstancia se permitirá el empleo de cemento parcialmente endurecido o que contenga terrones. Se usará cemento de otras características de ser considerado así en los planos.



Hormigón

Este material procederá de cantera o de río, compuesto de partículas duras, resistentes a la abrasión, debiendo estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, partículas blandas, ácidos, materias orgánicas y otras sustancias perjudiciales. Deberá estar bien graduado entre la malla 100 y la malla 2 “.

Piedra Mediana

Este material procedente de cantera o de río será resistente a la abrasión, de partículas duras. No se permitirá el uso de piedras blandas ó calcáreas o rocas descompuestas. Las piedras deben ser limpias, libres de sustancias orgánicas ó perjudiciales que puedan deteriorar el concreto.

Agua

El agua para la preparación del concreto será limpia, fresca, potable, libre de sustancias perjudiciales tales como aceites, álcalis, sales, materias orgánicas u otras sustancias que puedan perjudicar al concreto. No deben contener partículas de carbón ni fibras vegetales.

ALMACENAMIENTO

Todos los materiales deben almacenarse en forma tal que no se produzcan mezclas entre ellos, evitando su contaminación con polvo, materias orgánicas o extrañas. El cemento deberá almacenarse en rumas de no más de 10 bolsas y su uso debe ser de acuerdo a la fecha de recepción, empleándose el más antiguo en primer término. No se usará cemento que presente endurecimiento y/o grumos.

Concreto

El concreto a utilizarse debe ser dosificado de forma tal que alcance a los 28 días de fraguado una resistencia a la compresión de 100 kg/cm² probado en especímenes normales de 6” de diámetro x 12” de alto y deberá cumplir con las normas ASTM C 172.

MEDICIÓN DE LOS MATERIALES: Todos los materiales integrantes en la mezcla deberán medirse en tal forma que se pueda determinar con 5% de precisión el contenido de cada uno de ellos.

MEZCLADO: Todo el material integrante (cemento, arena, piedra partida u hormigón y agua) deberá mezclarse en mezcladora mecánica al pie de la obra, manteniéndose en el mezclado por un tiempo máximo de 2 minutos.

TRANSPORTE: El transporte debe hacerse lo más rápido posible para evitar segregaciones o pérdida de los componentes, no se permitirá la colocación de material segregado.



03.01.00 SOLADO PARA ZAPATAS E=8" CONCRETO SIMPLE C:H 1:8

Descripción: Esta partida comprende una capa de concreto simple de 8" de espesor que se ejecuta en el fondo de excavaciones para zapatas, proporcionando una base uniforme a la cimentación. Se ejecutará con concreto simple 1:8, Cemento: Hormigón. El batido de la mezcla se efectuará utilizando mezcladora tipo trompo, utilizando agregados de río, así como herramientas manuales (picos, palas, carretillas) y mano de obra calificada.

Método de Medición: El trabajo efectuado se medirá por metro cúbico (M3).

Base de pago: El pago se efectuará al precio unitario por metro cúbico y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, y equipo y/o herramientas.

04.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

MATERIALES:

Cemento

Excepto en los casos en que se especifique lo contrario, el cemento a usarse será Pórtland Tipo I que con las normas ASTM-C-150, podrá usarse envasado. El cemento debe almacenarse y manipularse de manera que siempre esté protegido de la humedad y sea posible su utilización según el orden de llegada a la obra. La Inspección debe poder efectuarse fácilmente. No deberá usarse cemento que se hayan aterronado, compactado o deteriorado de alguna forma.

Agregados

Los agregados que se usarán son: agregado fino o arena y el agregado grueso (piedra partida) o grava. Los agregados finos y gruesos deberán ser considerados como ingredientes separados y cumplirán con la norma ASTM-C 33. Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos, su contaminación con los materiales, o su mezclado con agregados de características diferentes.

Agregado Fino

Deberá ser arena limpia, silicosa y lavada, de granos duros, fuertes, resistentes y lustrosos, seca libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas suaves o escamosas, o pizarras, álcalis y materiales orgánicos con tamaño máximo de partículas de 3/16" y cumplir con las Normas establecidas en la especificación ASTM-C 330.

Los porcentajes de sustancias deletéreas en la arena no excederán los valores siguientes:



MATERIAL	% PERMISIBLE/ PESO
Material que pasa la malla N° 200 (Designación ASTM-C-117)	3
Lulitas (Designación ASTM-C-123), Densidad específica de líquido denso, 1.95	1
Arcilla (Designación)ASTM-C-142)	1
Total de otras sustancias deletéreas (tales como: álcalis, micas, granos cubiertos de otros materiales, partículas blandas o escamosas y turba)	2
Total de materiales deletéreas	5

La arena utilizada para la mezcla del concreto será bien gradada y al probarse por medio de mallas Standard (ASTM Designación C-136), deberá cumplir con los límites siguientes:

MALLA	%QUE PASA
3/8"	100
4	90 – 100
8	70 – 95
16	50 – 85
30	30 – 70
50	10 – 45
0 - 10	

El módulo de fineza de la arena estará en los valores de 2.50 a 2.90, sin embargo, la variación del modulo de fineza no excederá a 0.30

El Ingeniero podrá someter la arena utilizada en la mezcla del concreto a las pruebas determinadas por el ASTM para las pruebas de agregados con concreto, tales como ASTM-C-40, ASTM-C-128, ASTM-C-88, y otros que considere necesario.

El Ingeniero muestreará y probará la arena según sea empleada en la obra.

La arena será considerada apta, si cumple con las especificaciones y las pruebas que efectué el Ingeniero.



Agregado Grueso

Deberá ser de grava, natural de río de perfil preferentemente angular o semiangular, de grano duro y compacto, de textura perfectamente rugosa la piedra deberá estar limpia de polvo, materia orgánica a barro, marga u otra sustancia de carácter deletéreo.

En general, deberá estar de acuerdo con las Normas ASTM-C-33. En caso de que no fueran obtenidas las resistencias requeridas, el Ingeniero Residente tendrá que ajustar la mezcla de agregados, por su propia cuenta hasta que los valores requeridos sean obtenidos.

El agregado grueso para concreto será grava natural limpia, piedra ígnea partida o combinación, debiendo estar seca y sana.

La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad, dependiendo éstas de las condiciones de colocación del concreto.

Los agregados gruesos deberán cumplir los requisitos de las pruebas siguientes, que pueden ser efectuadas por el ingeniero cuando lo considere necesario ASTM-C-131, ASTM-C-127.

Deberán cumplir con los siguientes límites:

MALLA	%QUE PASA
1 ½"	100
1"	90 - 100
1/2"	25 - 60
Nº 4	10 máx.
Nº 8	5 Máx.

El ingeniero mostrará y hará las pruebas necesarias para el agregado según sea empleado en la obra. El agregado grueso será considerado apto, si los resultados de las pruebas están dentro de lo indicado en los reglamentos respectivos.

Hormigón

El hormigón será un material de río o de cantera compuesto de partículas fuertes, duras y limpias. Estará libre de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales alcalinas, materias orgánicas u otras sustancias perjudiciales.

Su granulometría deberá ser uniforme entre las mallas Nº 100 mínimo y 2" como máximo.

El almacenaje del hormigón se efectuará en forma similar a la de los agregados.

El hormigón será sometido a una prueba de control semanal en la que se verificará la existencia de una curva de granulometría uniforme entre las mallas antes indicadas. Los testigos para estas pruebas serán tomados en el punto de mezclado del concreto.



ACERO:

Materiales

El acero está especificado en los planos en base a su carga de fluencia $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ debiendo satisfacer las siguientes condiciones:

- Para acero de refuerzo obtenido directamente de acería.
- Corrugaciones de acuerdo a la norma ASTM-A-61 5.
- Carga de rotura mínima 5900 Kg/cm^2 .
- Elongación de 20 diámetros mínimo 8%.
- En todo caso satisfacerla la norma ASTM-A-185.

Almacenaje y Limpieza

Las varillas de acero se almacenarán fuera del contacto con el suelo, preferiblemente cubiertos y se mantendrán libres de tierra y suciedad, aceite, grasa y oxidación excesiva. Antes de su colocación en la estructura, el refuerzo metálico deberá limpiarse de escamas de laminado, oxido y cualquier capa que pueda reducir su adherencia. Cuando haya demora en el vaciado del concreto, el refuerzo se re inspeccionará y se volverá a limpiar cuando sea necesario, utilizando escobillas metálicas.

Enderezamiento

No se permitirá el redoblado, ni el enderezamiento del acero de refuerzo.

El refuerzo parcialmente embebido en el concreto endurecido, no debe doblarse excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo autorice el ingeniero proyectista.

Colocación de Refuerzo

La colocación de la armadura será efectuada en estricto acuerdo con los planos y se asegurará contra cualquier desplazamiento por medio de alambre de hierro recogido o clips adecuados en las intersecciones. El recubrimiento de la armadura se logrará por medio de espaciadores de concreto tipo anillo u otra forma que tenga un área mínima de contacto con el encofrado.

Pruebas

El contratista someterá a la consideración del Ingeniero Inspector los resultados de las pruebas efectuadas (por el fabricante), en cada lote de acero y en cada diámetro. Este certificado del fabricante será prueba suficiente de las características del acero. En el caso que el fabricante no proporcione certificados para el acero, el contratista entregara al Ingeniero Inspector los resultados de pruebas de tracción, efectuadas por su cuenta, de acuerdo a la Norma ASTM-A-370 en las que se indique las cargas de influencia a la carga de rotura. Estos ensayos se harán en número de tres por cada diámetro de acero y por cada 5 Tn.



Tolerancia

El refuerzo se colocará en las posiciones especificadas en los planos con las siguientes tolerancias: Posición longitudinal de dobleces y extremos de barras: 5 cm, excepto que no será reducido el recubrimiento especificado de concreto en los extremos. Las varillas pueden moverse según sea necesario para evitar la interferencia con otras varillas de refuerzo de acero. Si las varillas se mueven más de 1 diámetro o lo suficiente para exceder estas tolerancias, el resultado de la ubicación de las varillas estará sujeto a la aprobación por el Ingeniero.

Traslapes por Empalmes

La posición y dimensiones de los traslapes típicos figura en los planos.

Los empalmes críticos y los empalmes de elementos no estructurales se muestran en los planos. Para otros empalmes usarán las condiciones indicadas en Empalmes de Armadura, de acuerdo con el presente cuadro:

Empalmes de Armadura

Longitud de traslape L_d (cm)

ϕ	Zona en Tracción	Zona en Compresión
3/8"	30	25
1/2"	35	30
5/8"	40	37
3/4"	50	45
1"	90	60
1 3/8"	175	80

Espaciamiento de Barras. La separación libre entre barras paralelas no será menor que el diámetro nominal de la barra, 1 ½ veces el tamaño máximo del agregado grueso o 2.5 cm. Cuando el refuerzo de vigas principales este colocado en dos o más capas, la distancia libre entre capas no será menor de 2.5. cm, y las barras de las capas superiores se colocarán directamente sobre las de la capa inferior.

Agua

El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia y potable. Se podrá emplear agua no potable sólo cuando produce cubitos de mortero que probados a la compresión a los 7 y 28 días den resistencias iguales o mayores que aquella obtenida con especímenes similares preparados con agua destilada. La prueba, en caso de ser necesaria, se efectuará de acuerdo a la Norma ASTM-C-109.

Se considera como agua de mezcla contenida en la arena, la que será determinada de acuerdo a la Norma ASTM-C-70.



Aditivos

En caso de emplearse aditivos, estos serán almacenados de manera que se evite la contaminación, evaporación o mezcla con cualquier otro material.

Para aquellos aditivos que se suministran en forma de suspensiones o soluciones inestables debe proveerse equipos de mezclado adecuados para asegurar una distribución uniforme de los componentes. Los aditivos líquidos deben protegerse de temperaturas extremas que puedan modificar sus características.

En todo caso, los aditivos a emplearse deberán estar comprendidos dentro de las especificaciones ASTM correspondientes.

Almacenamiento de Materiales

Todos los agregados deberán almacenarse de una manera que no ocasionen la mezcla entre ellos, evitando asimismo, que se contaminen o mezclen con polvo y otras materias extrañas, y en forma que sea fácilmente accesible para su inspección e identificación.

Los lotes de cemento deberán usarse en el mismo orden en que sean recibidos.

Una bolsa de cemento queda definido como la cantidad contenida en un envase original intacto del fabricante que se supone 42.5 Kg. ó de una cantidad de cemento a granel que pese 42.5 Kg.

DOSIFICACION DEL CONCRETO

Generalidades: El concreto para todas las partes de la obra, debe ser de calidad especificada en los planos, capaz de ser colocado sin segregación excesiva y cuando se endurece, debe desarrollar todas las características requeridas por estas especificaciones.

Esfuerzo a la Compresión (f'_c): El esfuerzo de compresión especificado del concreto f'_c para cada porción de la estructura indicada en los planos, estará basado en la fuerza de compresión alcanzada a los 28 días, a menos que se indique otro tiempo diferente y de acuerdo a la Norma E-060.

Esta información deberá incluir como mínimo la demostración de la conformidad de cada mezcla con la especificación y los resultados de testigos rotos en compresión, en cantidad suficiente para demostrar que se está alcanzando la resistencia mínima especificada.



Se llama prueba al promedio del resultado de la resistencia de tres testigos del mismo concreto, probados en la misma oportunidad. A pesar de la aprobación del Ingeniero, el Contratista será total y exclusivamente responsable de conservar la calidad del concreto, de acuerdo a las especificaciones.

La dosificación de los materiales deberá ser en peso.

MEZCLADO DEL CONCRETO

Concreto Mezclado en Obra

El mezclado en obra será efectuado en máquinas mezcladoras aprobadas por el Ingeniero Supervisor.

Para que pueda ser aprobada una máquina mezcladora deberá tener sus características en estricto acuerdo con las especificaciones del fabricante, para lo cual deberá portar, de fábrica, una placa en la que se indique su capacidad de operación y las revoluciones por minuto recomendadas. Deberá estar equipada con una tolva de carga, tanque para agua, medidor de agua y deberá ser capaz de mezclar plenamente los agregados, el cemento y el agua hasta alcanzar una consistencia uniforme en el tiempo especificado y de descargar la mezcla sin segregación.

Una vez aprobada la maquina mezcladora por el Ingeniero Supervisor, ésta deberá mantenerse en perfectas condiciones de operación y de usarse de acuerdo a las especificaciones del fabricante.

La tanda de agregados y cemento deberá ser colocada en el tambor de la mezcladora cuando en el se encuentra ya parte del agua de la mezcla.

El resto del agua podrá colocarse gradualmente en un plazo que no exceda el 25% del tiempo total del mezclado.

Deberá asegurarse que existan controles adecuados para impedir terminar el mezclado antes del tiempo especificado o añadir agua adicional una vez que el total especificado ha sido incorporado.

El total de la tanda deberá ser desagregado antes de introducir una nueva tanda.

Cada tanda de 1.5 m o menos, será mezclada por lo menos de 1½ minutos. El tiempo de mezclado será aumentado en 15 segundos por cada m adicional.

La mezcladora debe ser mantenida limpia. Las paletas interiores del tambor deberán ser reemplazadas cuando haya perdido 10% de su profundidad.

En caso de añadirse aditivos, ellos serán incorporados como una solución y empleando un sistema de dosificación y entrega.



El concreto será mezclado solo para uso inmediato. Cualquier concreto que haya comenzado a endurecer o fraguar sin haber sido empleado será eliminado.

Asimismo, se eliminará todo concreto el que se le haya añadido agua posteriormente a su mezclado sin aprobación específica del Ingeniero.

Conducción y Transporte del Concreto

Con el fin de reducir el manipuleo del concreto al mínimo, la mezcladora deberá estar ubicada lo mas cerca posible del sitio donde se va a vaciar el concreto. El concreto deberá transportarse de la mezcladora a los sitios donde va a vaciarse, tan rápido como sea posible, a fin de evitar las segregaciones y pérdidas de ingredientes. El concreto deberá vaciarse en su posición final tanto como sea practicable a fin de evitar manipuleo.

VACIADO DEL CONCRETO

Generalidades

El concreto debe ser vaciado continuamente o en capas de un espesor tal que ningún concreto sea depositado sobre una capa endurecida lo suficiente, que puede causar la formación de costuras o planos de debilidad dentro de la sección.

En el caso de que una sección no pueda ser llenada en una sola operación, se ubicaran juntas de construcción de acuerdo a lo indicado en los planos o de acuerdo a las presentes especificaciones, siempre y cuando sean aprobadas por el ingeniero.

La ubicación de las juntas debe ser hecha de tal forma que el concreto depositado que esta siendo integrado al concreto fresco, este en estado plástico.

El concreto que se haya endurecido parcialmente o haya sido combinado con materiales extraños, no debe ser depositado.

La colocación del concreto en elementos soportados, no debe ser comenzada hasta que el concreto, previamente puesto en columnas y paredes, haya pasado del estado plástico al sólido. El tiempo mínimo será de 3 horas.

El concreto debe ser depositado tan pronto como sea posible en su posición final para evitar la segregación debido al deslizamiento o al re manejo.

El concreto no debe estar sujeto a ningún procedimiento que pueda causar segregación.

El concreto no se depositará directamente contra el terreno, debiendo preparar solados de concreto antes de la colocación de la armadura.

En el bombeo de concreto, los equipos propulsores deberán ser colocados en posiciones tales de evitar que se altere el concreto ya vaciado, y las tuberías de descarga deberán ser colocadas en puntos tales que eviten segregaciones del concreto en los encofrados. La



disposición del equipo y su capacidad deberán ser sometidas a la aprobación del Ingeniero Supervisor. Salvo aprobación expresa de este, no se permitirá el uso de correas transportadoras, canales de descarga u otros medios similares que hagan llegar el concreto a la estructura en forma de flujo de poco espesor, expuesto continuamente.

Consistencia del Concreto

La proporción entre agregados deberá garantizar una mezcla con un alto grado de trabajabilidad y resistencia de manera de que se acomode dentro de las esquinas y ángulos de las formas del refuerzo, por medio del método de colocación en la obra, que no permita que se produzca un exceso de agua libre en la superficie.

El concreto se deberá vibrar en todos los casos.

El asentamiento o Slump permitido según la clase de construcción y siendo el concreto vibrado es el siguiente:

CLASE DE CONSTRUCCION	ASENTAMIENTO	
	EN PULGADAS	
	MÁXIMO	MINIMO
Zapatás	4	1
Zapatás sin armar y Muros ciclópeos.	3	1
Losas, vigas,	4	1
Pantalla de estribos	4	1

Se recomienda usar los mayores Slump para los muros delgados, para concreto expuesto y zonas con excesiva armadura.

Se regirá por la Norma A.S.T.M.C. 143.

Consolidación del Concreto

La consolidación del concreto se efectuará por vibración. El concreto debe ser trabajado a la máxima densidad posible, debiendo evitarse las formaciones de bolsas de aire incluido de agregados gruesos de grumos, contra la superficie de los encofrados y de los materiales empotrados en el concreto.

La vibración deberá realizarse por medio de vibradores, accionados eléctricamente o neumáticamente. No debe utilizarse vibradores aplicados a los encofrados.

Los vibradores de inmersión de diámetro inferior a 10 cm. tendrán una frecuencia mínima de 7000 vibraciones por minuto; los vibradores de diámetro superior a 10 cm. tendrán una frecuencia mínima de 6000 vibraciones por minuto.



En la vibración de cada estrato de concreto fresco, el vibrador debe operar en posición vertical. La inmersión del vibrador será tal que permita penetrar y vibrar el espesor total del extracto y penetrar en la capa inferior del concreto fresco, pero se tendrá especial cuidado para evitar que la vibración pueda afectar el concreto que ya está en proceso de fraguado.

No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa antes de que la inferior haya sido completamente vibrada.

Cuando el piso sea vaciado mediante el sistema mecánico con vibro acabadoras, será ejecutada una vibración completamente en profundidad con sistemas normales. Se deberá espaciar en forma sistemática los puntos de inmersión del vibrador, con el objeto de asegurar que no se deje parte del concreto sin vibrar.

La duración de la vibración estará limitada al mínimo necesario para producir la consolidación satisfactoria sin causar segregación. Los vibradores no serán empleados para lograr el desplazamiento horizontal del concreto dentro de los encofrados.

La sobre vibración o el uso de vibradores para desplazar concreto dentro de los encofrados, no estará permitido

Los vibradores serán insertados y retirados en varios puntos, a distancias variables de 45cm. a 75 cm.

En cada inmersión, la duración será suficiente para consolidar el concreto, pero no tan larga que cause la segregación. Generalmente la duración estará entre los 5 y 15 segundos de tiempo.

Se mantendrá un vibrador de repuesto en la obra, durante todas las operaciones de concreto.

Juntas

En las juntas que separan dos estructuras vecinas, estas serán rellenadas con asfalto-arena, según lo indique en los planos.

Elementos Embebidos en el Concreto

Todos los manguitos, insertos, anclajes, tuberías, etc., que deben dejarse en el concreto, serán colocados y fijados firmemente en su posición definitivamente antes de iniciarse el llenado del mismo y estarán pintados con 3 manos de pintura epóxica.

Todos los subcontratistas que efectúen este trabajo, deberán recibir aviso suficiente para impedir que se encuentren trabajando al momento de iniciarse la colocación del concreto.



La ubicación de todos estos elementos se hará de acuerdo a lo indicado en los planos pertinentes y dentro de las limitaciones fijadas por los detalles estructurales adjuntos.

CURADO DEL CONCRETO

Generalidades

El curado del concreto debe iniciarse tan pronto como sea posible, el concreto debe ser protegido de secamiento prematuro, temperaturas excesivamente calientes o frías, esfuerzos mecánicos y debe ser mantenido con la menor pérdida de humedad a una temperatura relativamente constante por el periodo necesario para hidratación del cemento y endurecimiento del concreto.

Los materiales y método de cura deben estar sujetos a la aprobación del Ingeniero

Conservación de la Humedad

El concreto ya colocado tendrá que ser mantenido constantemente húmedo, ya sea por medio de frecuentes riegos o cubriéndolo con una capa suficiente de arena u otro material. Para superficies de concreto que no estén en contacto con las formas, uno de los procedimientos siguientes debe ser aplicado inmediatamente después de completado el vaciado y acabado.

Rociado continuo.

Aplicación de esteras absorbentes mantenidas continuamente húmedas.

Aplicación de arena mantenida continuamente húmeda.

Continúa aplicación de vapor (no excedente de 66°C) o spray nebuloso.

Aplicación de impermeabilizante conforme a ASTM-C-309.

Aplicación de películas impermeables. El compuesto será aprobado por el Ingeniero y deberá satisfacer los siguientes requisitos:

1. No reaccionará de manera perjudicial con el concreto.
2. Se endurecerá dentro de los 30 días siguientes a su aplicación.
3. Su índice de retención de humedad (ASTM-C-156), no deberá ser menor de 90.
4. Deberá tener color claro para controlar su distribución uniforme.

El Color Deberá Desaparecer al Cabo de 4 Horas.



La pérdida de humedad de las superficies puestas contra las formas de metal expuestas al calor por el sol, deben ser minimizadas por medio del mantenimiento de la humedad de las formas hasta que se pueda desencofrar.

El curado, de acuerdo a la sección debe ser continuo, por lo menos durante 7 días, en el caso de todos los concretos de alta resistencia inicial o fragua rápida (ASTM-C-150, tipo III), para el cual el periodo será de por lo menos 3 días.

Alternamente, si las pruebas son hechas en cilindros mantenidos adyacentes a la estructura y cuadros por los mismos métodos, las medidas de retención de humedad pueden ser determinadas cuando el esfuerzo de comprensión ha almacenado el 70% de $f'c$.

Resanes

Los defectos de las superficies, incluyendo huecos, a menos que se especifique de otra manera en los planos, deberán ser reparados inmediatamente después del encofrado.

La decisión para que los defectos superficiales dejen de ser reparados será función exclusiva del Ingeniero Supervisor, el que deberá estar presente en todas las labores de desencofrado, no pudiendo efectuarse las mismas sin su aprobación expresa.

El concreto de todas las áreas con cangrejeras y otros defectos será retirado hasta llegar al concreto sólido. Inmediatamente se procederá a humedecer la zona afectada y un área concéntrica de 15 cm. alrededor de la misma.

Tan pronto se haya absorbido el agua, se aplicara con una brocha gruesa una resina epóxica para ligar concreto nuevo con el viejo. La mezcla de resane final consistirá de las mismas proporciones de arena y cemento que la mezcla de concreto original a la que se ha añadido una cantidad de cemento blanco con el fin de mantener color, la cantidad de cemento blanco se establecerá mediante pruebas previas al inicio de la construcción.

La mezcla de resane final se tendrá preparado mientras se aplican las capas iniciales de humedecimiento y la mezcla de la consistencia cremosa y se procederá a su aplicación cuando la última haya perdido el agua superficial y muestre signos de inicio de secado.

La mezcla de resane final será consolidada firmemente y se dejará sobre saliendo ligeramente de la superficie a reparar para ser rematada y acabada finalmente una hora después de aplicado.

La zona afectada se mantendrá bajo curado permanente durante siete días. El resane de zonas de concreto expuesto o con tratamiento arquitectónico especial será decidido por el Inspector inmediatamente después de haberse desencofrado.



Ensayos y Aprobación del Concreto.

Las probetas de cada clase de concreto para ensayos a la compresión se obtendrá por lo menos una vez al día, por cada 50 cm³. de concreto, o por cada 50 m². de superficie de acuerdo a las Normas A.S.T.M.C. 39.

Cada ensayo será el resultado del promedio del cilindros de la misma muestra de concreto ensayado a los 28 días, se podrá especificar una edad menor cuando el concreto vaya a recibir su carga completa a su esfuerzo máximo.

Se considera satisfactoria una resistencia, cuando el promedio de cualquier grupo de 3 ensayos consecutivos de resistencia de especímenes curados en laboratorios, sea igual o mayor que el f'c especificada y no más del 10% de los ensayos de resistencia, tenga valores menores que la resistencia especificada.

Toda esta gama de ensayos, deberá estar avalada, por un laboratorio de reconocido prestigio.

En caso de que el concreto asumido no cumpla con los requerimientos de la obra, se deberá cambiar la proporción, lo cual deberá ser aprobado por el Ingeniero Supervisor.

Cuando el Ingeniero compruebe de que las resistencias obtenidas en el campo (curado), están por debajo de las resistencias obtenidas en laboratorio, podrá exigir al contratista el mejoramiento de los procedimientos para proteger y curar el concreto, en este caso el Ingeniero puede requerir ensayos de acuerdo con las Normas A.S.T.M.C. 42 u ordenar pruebas de carga con el concreto en duda.

El Ingeniero supervisará las pruebas necesarias de los materiales y agregados de diseños propuestos de mezcla y del concreto resultante, para verificar el cumplimiento con los requisitos técnicos de las especificaciones de la obra.

Estas pruebas incluirán lo siguiente:

- Pruebas de los materiales que se emplearán en la obra, para verificar su cumplimiento con las especificaciones.
- Verificación y pruebas de los diseños de mezcla propuestos por el Laboratorio.
- Pruebas de resistencia del concreto de acuerdo con los procedimientos descritos en Capítulo 4 Norma Técnica E-060, calidad del concreto.

El ingeniero Supervisor determinará además la frecuencia requerida para verificar lo siguiente:

- Control de las operaciones de mezclado de concreto.
- Revisión de los informes de fabricantes de cada remisión de cemento y acero de refuerzo
- Modelo de prueba de cilindros de reserva a los 7 días conforme sea necesario.

El Ingeniero Residente tendrá a su cargo las siguientes responsabilidades.

- Obtener y entregar al Ingeniero Supervisor, muestras representativas preliminares de los materiales que se propone emplear y que deberán ser probados.



- Presentar al Ingeniero Supervisor el diseño de mezcla de concreto que propone emplear y hacer una solicitud escrita para su aprobación.
- Suministrar la mano de obra necesaria para obtener y manipular las muestras en la obra.
- Indicar al Ingeniero Supervisor con suficiente anticipación las operaciones que va a efectuar, para permitir la determinación de pruebas de calidad y para la asignación de personal.
- Proveer y mantener para el empleo del Ingeniero Supervisor, facilidades adecuadas para el almacenamiento seguro y el curado correcto de los cilindros de prueba de concreto en la obra durante las primeras 24 horas, según se requiere en las especificaciones E-060.
- Llevar en registro de cada testigo fabricado, en el que constará la fecha de elaboración (inclusive la hora), edad al momento de la prueba, resultado y número de la misma.
- De acuerdo con la norma E-060, se considera satisfactoria la resistencia del concreto, si el promedio de 3 pruebas de resistencia consecutivos de testigos curado en el laboratorio que representen la resistencia específica del concreto, es igual o mayor que la resistencia especificada o sino, ningún ensayo individual de resistencia esta por debajo de la resistencia de diseño en mas de 15 Kg./cm.
- Si en la opinión del Ingeniero Supervisor, el número de pruebas es inadecuado para evaluar la resistencia del concreto, podrá solicitar un sistema diferente para obtener el número de testigos necesarios para una buena evaluación del concreto.
- Se incluirá el costo total de las pruebas en el presupuesto.
- En la eventualidad de que no se obtenga la resistencia especificada, el Ingeniero podrá pedir que se efectúe pruebas de carga de acuerdo con el Reglamento Nacional de Construcciones. De no considerarse satisfactorios los resultados de estas pruebas, se podrá ordenar la demolición parcial o total de la zona afectada.

ENCOFRADO

Generalidades

Los encofrados se usarán donde sea necesario para confinar el concreto y darle la forma de acuerdo a las dimensiones requeridas y deberán estar de acuerdo a la norma E-060.

Estos deben tener la capacidad suficiente para resistir la presión resultante de la colocación y vibrado del concreto y la suficiente rigidez para mantener las tolerancias especificadas.

El diseño e ingeniería del encofrado, así como su construcción, debe ser responsabilidad del Ingeniero Supervisor.



El encofrado será diseñado para resistir con seguridad todas las cargas impuestas por su propio peso, el peso y empuje del concreto en una sobrecarga de llenado no inferior a 200 KG/M²

La deformación máxima entre elementos y soporte debe ser menor de 1/240 de la luz entre los miembros estructurales $\leq 1/8"$, el que sea menor.

Las formas deben ser herméticas para prevenir la filtración del mortero y serán debidamente arriostradas o ligadas entre sí de manera que se mantengan en la posición y forma deseada con seguridad.

Donde sea necesario mantener las tolerancias especificadas, el encofrado debe ser bombeado para compensar las deformaciones previamente al endurecimiento del concreto. Los encofrados deben ser arriostrados contra las deflexiones laterales.

Aberturas temporales deben ser previstas en las bases de los encofrados de las columnas, paredes, y en otros puntos donde sea necesario facilitar la limpieza e inspección antes de que el concreto sea vaciado.

Accesorios de encofrado para ser parcial o totalmente encofrados en el concreto, tales como tirantes y soportes colgantes, deben ser de una calidad fabricada comercialmente.

Los tirantes de los encofrados deben ser hechos de tal manera que los terminales puedan ser removidos sin causar astilladuras en las caras de concreto después que las ligaduras hayan sido removidas.

Los tirantes para formas serán regulados en longitud y serán de tipo tal que no dejen elemento de metal alguno a más de 1 cm. de la superficie.

Las formas de madera para aberturas de las paredes deben ser construidas de tal forma que faciliten su aflojamiento; si es necesario habrá que contrarrestar el hinchamiento de las formas. El tamaño y distanciamiento o espaciado de los pies derechos y largueros deberá ser determinado por la naturaleza del trabajo y la altura del concreto a vaciarse, quedando a criterio del Ingeniero dichos tamaños espaciamientos.

Todo elemento empotrado en el concreto que atraviese partes húmedas del terreno y por debajo del nivel freático, deberá llevar elementos rompe aguas o describir una trayectoria que impida las filtraciones intersticiales, teniendo especial cuidado tanto en las tuberías de las instalaciones como en los tirantes para los encofrados, lo que necesariamente se pasaran a través de tubos PVC cuyos extremos serán taconeados e impermeabilizados, una vez desencofrados las estructuras que quedan en contacto con el suelo y por debajo del nivel freático (placas perimetrales) el taponeado se harán por ambas caras; debiendo emplearse en las caras tarrajeadas un tapón compatible con el tarrajeo.

Inmediatamente después de quitar las formas, la superficie de concreto deberá ser examinada cuidadosamente y cualquier irregularidad deberá ser tratada como lo ordene el Ingeniero Supervisor.



Las porciones de concreto con cangrejas deberán picarse en la extensión que abarquen tales defectos y el espacio rellenado o resanado con concreto ó mortero y terminado de tal manera que se obtenga una superficie de textura similar a la del concreto circundante. No se permitirá el resane burdo de tales defectos.

Desencofrado

Las formas deberán retirarse de manera que se evite la mínima deformación de la estructura. En general, las formas no deberán quitarse hasta que el concreto se haya endurecido o suficientemente para soportar con seguridad su propio peso y los pesos superpuestos que deben colocarse sobre el.

Las formas no deberán retirarse sin el permiso del Ingeniero Supervisor; en cualquier caso, estas deberán dejarse en su sitio por lo menos el tiempo contado desde la fecha del vaciado del concreto según como a continuación se especifica:

Pantalla de Estribos	:	14 Días
Elevación de alas	:	7 Días
Columna y costados de vigas	:	24 horas
Super-estructura	:	28 días
Veredas y guarderas	:	07 días

Cuando se haya aumentado la resistencia del concreto disminuido el tiempo de fraguado por diseño de mezclas o usos de aditivos, los tiempos de desencofrado podrá ser menores previa aprobación del Ingeniero Supervisor.

Tolerancias

A menos que se especifique de otro modo por el Ingeniero Supervisor, el encofrado debe ser construido de tal modo que las superficies del concreto estén de acuerdo a los límites de variación indicados en la siguiente relación de tolerancias admisibles:

La variación en las dimensiones de la sección transversal de las losas y muros, serán de 7 mm y de columnas de 7mm y 8.5 mm.

Zapatas

- Las variaciones en dimensiones en planta serán: 1.5 cm., 2.1cm.
- La excentricidad o desplazamiento: 2% del ancho de la zapata en la dirección del desplazamiento, pero no mayor de 5 cm.
- La reducción en el espesor: 5% del espesor especificado.



ENSAYOS DE CARGA

Cuando existan condiciones tales que produzcan duda acerca de la seguridad de la estructura o parte de ella o cuando el promedio de probetas ensayadas correspondientes a determinada parte de la estructura arroje una resistencia inferior a la especificada, se procederá a realizar Pruebas de Carga, de ser necesaria la prueba, estará dirigida por un Ingeniero Especializado.

El ensayo de carga no deberá hacerse hasta que la porción de la estructura que se someterá a carga, cumpla 56 días de construida, a menos que la Entidad acuerde que el ensayo sea realizado antes; pero nunca antes de los 28 días.

Cuando no sea ensayada toda la estructura, se seleccionara para el ensayo de carga la porción de la estructura que se considere que dará el mínimo margen de seguridad.

Previamente a la aplicación de la carga de ensayo, será aplicada una carga equivalente a la carga muerta de servicio de esa porción y deberá permanecer en el lugar hasta después de que se haya tomado una decisión con relación a la aceptabilidad de la estructura. La carga de ensayo no deberá aplicarse hasta que los miembros de la estructura, hayan soportado la carga muerta de servicio (peso propio) por lo menos 48 horas.

Inmediatamente antes de las aplicación de la carga de ensayo a los miembros que trabajan a flexión (incluyen vigas, losas), se harán las lecturas iniciales necesarias para las medidas de las deflexiones (y esfuerzos, si ellos se consideran necesarios) causados por la aplicación de la carga de ensayo.

Los miembros que han sido seleccionados para ser cargados, serán sometidos a una carga de ensayos superior impuesta equivalente a 0.3 veces la carga muerta de servicio mas 1.7 veces la carga viva de servicio (carga de ensayo = $0.3 D + 1.7 L$).

La carga de ensayo será aplicada a la estructura sin choque ni trepidaciones, y será proporcionada por un material de tal naturaleza que permitirá colocarla y retirarla fácilmente y que sea capaz de seguir las deformaciones del elemento de prueba.

La carga de ensayo deberá dejarse en la posición colocada durante 24 horas, tiempo durante el cual serán realizadas las lecturas de las deflexiones.

Luego será removida la carga de ensayo y se realizara lecturas adicionales de las deflexiones durante 24 horas posteriores a la remoción de la carga.



Criterios para la Evaluación del Ensayo de Carga

Si la estructura o porción de ella muestra señales de falla de acuerdo a los siguientes criterios, será desechada o se harán los cambios necesarios que garanticen sus resistencias para el tipo de carga para lo que fue diseñada.

Si la deflexión máxima "d" de una viga de concreto reforzada, excede de $L/20,000$ t. La recuperación de la deflexión dentro de las 24 horas después de remover la carga de ensayo será de por lo menos el 75% de la deflexión máxima.

Si la deflexión máxima es menor que $L/2000$ t. El requerimiento de la recuperación de la deflexión puede dejarse de tomar en cuenta.

En la determinación de la deflexión límite para un voladizo, l ". Será tomado como dos veces la distancia media desde el soporte al extremo y la deflexión se corregirá por movimiento del soporte.

La parte de la construcción que no ha llegado a recuperar el 75% de la deflexión puede ser reensayada.

El segundo ensayo de carga no será realizado hasta por lo menos 72 horas después de que sea removida la carga de ensayo en la primera prueba. La estructura no mostrara evidencia de falla durante el reensayo y la recuperación de la deflexión producida por el segundo ensayo de carga será por lo menos del 80% de la deflexión máxima ocurrida en el segundo ensayo.

Estas especificaciones complementan a las notas y detalles del Reglamento Nacional de Construcciones, al Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-99) y a las normas del A.S.T.M. correspondientes.

04.01.00 CONCRETO $f'c = 280$ kg/cm² PARA VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMA

Esta partida consiste en la colocación del concreto en las formas previamente encofradas de acuerdo a las dimensiones y niveles que se establecen en los planos, previa verificación y aprobación del Ingeniero Supervisor de Obra.

Método Constructivo: Los planos se establecerán según su clase, referida sobre la base de las siguientes condiciones:

- Resistencia a la compresión especificada $f'c$ a los 28 días
- Relación de agua / cemento máxima permisible en peso, incluyendo la humedad libre en los agregados, por requisitos de durabilidad e impermeabilidad.
- Consistencia de la mezcla de concreto, sobre la base del asentamiento máximo (Slump) permisible.



Método de medición y bases de pago: El cómputo total de concreto es igual a la suma de volúmenes de cada elemento, para tramos que se crucen se tomará la intersección una sola vez. El pago se efectuará por metro cubico (m³) de acuerdo al precio unitario, entendiéndose que dicho precio y pago constituirá la compensación total por la mano de obra, materiales, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de la partida indicada en el presupuesto.

04.02.00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMAS

Comprende el encofrado y Desencofrado de alas de acuerdo a medidas y niveles establecidos en los planos respectivos, para lo cual el Ingeniero Residente en coordinación con la Supervisión dará paso al vaciado la concreta previa verificación y aprobación por el Ingeniero Supervisor de obras.

Método constructivo: El método constructivo para el encofrado y desencofrado de las alas se ejecutará cumpliendo las especificaciones técnicas ya indicadas en el ítem Encofrado.

Método de medición y bases de pago: Metro cuadrado (m²) para el encofrado y desencofrado de viga de cimentación, el pago se efectuará de acuerdo costo unitario establecido en el análisis de costos unitarios del presupuesto de obra.

04.03.00 ACERO f'y = 4200 kg/cm² EN VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMAS

Consiste en la colocación del acero de refuerzo de acuerdo a diámetro y medidas establecidas en los planos.

Método constructivo: Se colocará el acero en las zapatas, teniendo en cuenta los diámetros indicados en los planos, y también con las recomendaciones ya anteriormente especificadas

Método de medición y bases de pago: Se medirá por kilogramo (Kg) de acero de refuerzo colocado, el pago se efectuará al precio unitario por kilogramo (Kg) de acero de refuerzo y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, herramientas y materiales necesarios.

04.04.00 CONCRETO f'c = 280 kg/cm² – LOSA, SARDINELES Y VEREDAS

Esta partida consiste en la colocación del concreto en las formas previamente encofradas de acuerdo a las dimensiones y niveles que se establecen en los planos, previa verificación y aprobación del Ingeniero Supervisor de Obra.



Método Constructivo: Los planos se establecerán según su clase, referida sobre la base de las siguientes condiciones:

- Resistencia a la compresión especificada $f'c$ a los 28 días
- Relación de agua / cemento máxima permisible en peso, incluyendo la humedad libre en los agregados, por requisitos de durabilidad e impermeabilidad.
- Consistencia de la mezcla de concreto, sobre la base del asentamiento máximo (Slump) permisible.

Método de medición y bases de pago: El cómputo total de concreto es igual a la suma de volúmenes de cada elemento, para tramos que se crucen se tomará la intersección una sola vez. El pago se efectuará por metro cubico (m³) de acuerdo al precio unitario, entendiéndose que dicho precio y pago constituirá la compensación total por la mano de obra, materiales, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de la partida indicada en el presupuesto.

04.05.00 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE LOSA

04.06.00 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE SARDINELES

04.07.00 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE VERERDAS

Comprende el encofrado y Desencofrado de alas de acuerdo a medidas y niveles establecidos en los planos respectivos, para lo cual el Ingeniero Residente en coordinación con la Supervisión dará paso al vaciado la concreta previa verificación y aprobación por el Ingeniero Supervisor de obras.

Método constructivo: El método constructivo para el encofrado y desencofrado de las alas se ejecutará cumpliendo las especificaciones técnicas ya indicadas en el ítem Encofrado.

Método de medición y bases de pago: Metro cuadrado (m²) para el encofrado y desencofrado de viga de cimentación, el pago se efectuará de acuerdo al costo unitario establecido en el análisis de costos unitarios del presupuesto de obra.

04.08.00 ACERO $f'y = 4200$ kg/cm² EN LOSA, SARDINELES Y VERERDAS

Consiste en la colocación del acero de refuerzo de acuerdo a diámetro y medidas establecidas en los planos.

Método constructivo: Se colocará el acero en las zapatas, teniendo en cuenta los diámetros indicados en los planos, y también con las recomendaciones ya anteriormente especificadas.



Método de medición y bases de pago: Se medirá por kilogramo (Kg) de acero de refuerzo colocado, el pago se efectuará al precio unitario por kilogramo (Kg) de acero de refuerzo y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, herramientas y materiales necesarios.

04.09.00 CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ESTRIBOS

04.10.00 CONCRETO $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ALETAS

Esta partida consiste en la colocación del concreto en las formas previamente encofradas de acuerdo a las dimensiones y niveles que se establecen en los planos, previa verificación y aprobación del Ingeniero Supervisor de Obra.

Método Constructivo: Los planos se establecerán según su clase, referida sobre la base de las siguientes condiciones:

- Resistencia a la compresión especificada $f'c$ a los 28 días
- Relación de agua / cemento máxima permisible en peso, incluyendo la humedad libre en los agregados, por requisitos de durabilidad e impermeabilidad.
- Consistencia de la mezcla de concreto, sobre la base del asentamiento máximo (Slump) permisible.

Método de medición y bases de pago: El cómputo total de concreto es igual a la suma de volúmenes de cada elemento, para tramos que se crucen se tomará la intersección una sola vez. El pago se efectuará por metro cubico (m^3) de acuerdo al precio unitario, entendiéndose que dicho precio y pago constituirá la compensación total por la mano de obra, materiales, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de la partida indicada en el presupuesto.

04.11.00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESTRIBOS Y ALETAS

Comprende el encofrado y Desencofrado de alas de acuerdo a medidas y niveles establecidos en los planos respectivos, para lo cual el Ingeniero Residente en coordinación con la Supervisión dará paso al vaciado del concreto previa verificación y aprobación por el Ingeniero Supervisor de obras.

Método constructivo: El método constructivo para el encofrado y desencofrado de las alas se ejecutará cumpliendo las especificaciones técnicas ya indicadas en el ítem Encofrado.



Método de medición y bases de pago: Metro cuadrado (m²) para el encofrado y desencofrado de viga de cimentación, el pago se efectuará de acuerdo costo unitario establecido en el análisis de costos unitarios del presupuesto de obra.

04.12.00 ACERO f'y = 4200 kg/cm² EN ESTRIBOS Y ALETAS

Consiste en la colocación del acero de refuerzo de acuerdo a diámetro y medidas establecidas en los planos.

Método constructivo: Se colocará el acero en las zapatas, teniendo en cuenta los diámetros indicados en los planos, y también con las recomendaciones ya anteriormente especificadas

Método de medición y bases de pago: Se medirá por kilogramo (Kg) de acero de refuerzo colocado, el pago se efectuará al precio unitario por kilogramo (Kg) de acero de refuerzo y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, herramientas y materiales necesarios.

05.00.00 DISPOSITIVOS DE APOYO

05.01.00 APOYO FIJO

Descripción: Comprende la construcción del apoyo mediante 6 barras de acero de 3/4" de diámetro, tal como se indican en los planos, dicho apoyo será ejecutado colocando las barras de acero en la cajuela del estribo derecho, para posteriormente anclarse en las vigas longitudinales del puente.

Método de Medición: El trabajo ejecutado se medirá por unidad (UND).

05.02.00 APOYO MOVIL

Descripción: Comprende la construcción del apoyo deslizante mediante 2 placas de acero de 50 x 60 x 3.80 cm, tal como se indican en los planos, dicho apoyo será ejecutado colocando entre las placas de acero una plancha de neopreno de 50 x 60 x 2.50 cm, en la cajuela del estribo izquierdo. Las placas metálicas se hallarán ancladas tanto a las vigas como a los estribos por medio de 8 pernos o bastones de acero de 3/4" en cada una de las placas metálicas, de forma como se indica en los planos respectivos.

Método de Medición. El trabajo ejecutado se medirá por unidad (UND).



06.00.00 BARANDAS

06.01.00 BARANDAS F° G° 3”

Descripción: Comprende al suministro y colocación de los tubos de fierro galvanizado de 3” de diámetro en las barandas, tal como lo estipulan los planos. Los tubos deberán ser colocados soldados al refuerzo de las columnas de barandas, previo al encofrado de las mismas.

Método de Medición: El trabajo ejecutado se medirá en metro lineal (M), de tubo colocado en las barandas.

07.00.00 TARRAJEOS

07.01.00 REVESTIMIENTO CEMENTO FROTACHADO EN LOSA

07.02.00 REVESTIMIENTO CEMENTO FROTACHADO EN VEREDA

07.03.00 TARRAJEO DE SARDINELES (MORTERO 1:5)

Enlucidos

Luego de desencofrar los diferentes elementos estructurales se aplicará una capa fina de mortero cemento arena en proporción de 1:5 con acabado pulido, la misma operación se realizará en los fondos respectivos dándole la pendiente y el nivel respectivo, espesor mínimo de 1.5 cm

Las superficies revocadas serán derechas y planas en las paredes, y con pendiente mínima del 1% (según indiquen los planos) en los pisos, y se deslizarán reglas de madera para obtener superficies planas verticales y de espesor uniforme.

Las superficies se terminarán con plancha para obtener un acabado pulido. No se admitirán ondulaciones o vacíos.

La capa de revoque se aplicará inmediatamente después del desencofrado, en el caso de las paredes, y estando aún fresco el piso.

Concreto

Cemento: Se empleará cemento Pórtland Standar, de Fabricación Nacional y que corresponda a las Normas Americanas ASTM Tipo I, el que se encontrará en perfecto estado en el momento de la utilización.

Deberá de almacenarse en construcciones apropiadas que lo protejan de la humedad y de la intemperie. El espacio de almacenaje será suficientemente amplio para permitir una ventilación conveniente.



Las rumas de las bolsas deberán de colocarse sobre un entablado, aún en el caso de que el piso del depósito sea de concreto. Los envíos de cemento se colocaran por separado, iniciándose la fecha de recepción de cada lote, de modo de prever su fácil identificación, y empleo de acuerdo al tiempo.

Agregados

Generalidades: Los agregados finos a comprarse serán de buena calidad, libre de arcilla, limos o cualquier sustancia dañina. Se deberá emplear arena limpia y lavada, de grano duro, fuerte y resistente. El agregado fino para el concreto deberá de satisfacer los requisitos de la AASHO-M-6. Los agregados gruesos estarán constituidos por piedra redondeada o chancada de grano duro y compacto, libre de polvo materia orgánica, margas u otras sustancias de carácter deletéreo en suma, el agregado grueso para el concreto deberá satisfacer los requisitos de la AASHO –M-80, acorde con las graduaciones respectivas.

Arena: Es la parte de agregado que pasa la malla N° 4 (4.76 mm) y es retenida en la malla N° 200 (0.074 mm) de graduación U.S.Estándar.

Impurezas orgánicas: Peso específico en estado saturado con superficie seca es inferior a 2.58 gr/cc. Sometidos a 5 ciclos de prueba de resistencia a la acción de sulfatos de sodio, la fracción retenida por el tamiz N° 50 haya tenido una pérdida mayor del 10 % en peso.

Agua: El agua para la mezcla y curado deberá ser limpio y no contendrá residuos de aceite, ácido, limo, materiales orgánicos, ni otras sustancias dañinas a la mezcla o a la durabilidad del acero y asimismo deberá estar exento de arcilla y lodo. La turbidez no excederá de 2000 ppm y la cantidad de sulfatos expresados en Anhídrido sulfúrico tendrá como máximo 1 gr/lt. El agua de la humedad de los agregados, deberá considerarse y se determinará de acuerdo a las Normas ASTM.

Medida y Forma de Pago: Los trabajos comprendidos en esta partida serán medidos y pagados por m².

08.00.00 OTROS

08.01.00 JUNTA DE DILATACIÓN E = 2"

Descripción: Su finalidad es disminuir los esfuerzos que se generan en la superestructura, se dejará un espacio de espesor 2" para permitir su libre movimiento por efecto de las variaciones de temperatura de los bordes. Estas juntas serán rellenadas con material asfáltico y arena en una proporción de 1:4.



Método de Medición: El trabajo ejecutado se medirá por metro cuadrado (M²), de juntas de espesor 2" rellenas adecuadamente con material asfáltico.

08.02.00 JUNTA DE DILATACIÓN ASFÁLTICA E = 1/2"

Descripción: Su finalidad es disminuir los esfuerzos de compresión en el puente de concreto, dejando un espacio entre los estribos y losa para permitir su libre movimiento por efecto del aumento de temperatura de los bordes de la junta, y tendrá 1/2" de espesor. Las juntas serán conformadas de una capa superior de 1/2" de mezcla asfáltica.

Método De Medición: La Unidad de medida será por metro lineal.

Forma de Pago: Se pagara al precio unitario por metro lineal (M), señalada en el Expediente técnico, constituyendo dicho pago, compensación total por los materiales mano de obra y equipo usado.

08.03.00 DRENAJE DE LA LOSA DEL PUENTE

08.04.00 DRENAJE DE ESTRIBOS Y ALAS

Descripción: Esta partida consiste en la colocación tubería de acuerdo a lo especificado en planos, previa verificación y aprobación del Ingeniero Supervisor de Obra.

Método Constructivo: Se colocaran antes del llenado de concreto y se las asegurara con alambre N° 16 para evitar que éstas se muevan cuando se vacíe el concreto.

Método de medición y bases de pago: El cómputo total es la longitud total de tubería instalada. El pago se efectuará por metro lineal (m) de acuerdo al precio unitario, entendiéndose que dicho precio y pago constituirá la compensación total por la mano de obra, materiales, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de la partida indicada en el presupuesto.

08.05.00 FALSO PUENTE DE MADERA ROLLIZA

La obra de la construcción del puente necesitará la construcción de un falso puente para ayudar a los encofrados de las vigas laterales y la losa como los diafragmas ya que la altura entre el puente y el lecho del río es de 6 metros lo que hace dificultoso que los pies derechos



puedan estar bien estables por la esbeltez y el peso que van a soportar, por lo que tienen que estar bien anclados y es necesario esta estructura.

Método De Construcción: Consiste en la colocación de madera como tablas listones bien arriostradas en sus bases de tal manera que todo trabaje en forma sólida y unida para evitar ciertos empujes del agua.

Medida y Forma de Pago: Los trabajos comprendidos en esta partida serán medidos y pagados por m².

09.00.00 SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA

09.01.00 SEÑAL INFORMATIVA DE PUENTE

Las señales informativas se usan para guiar al conductor a través de una ruta determinada, dirigiéndolo al lugar de su destino. Así mismo se usan para destacar lugares notables (puentes, ciudades, ríos, lugares históricos, etc.) en general cualquier información que pueda ayudar en la forma más simple y directa.

Método de construcción: Su metodología de construcción es a ambos lados debe contener el mismo mensaje. El dimensionamiento de la señal está definido en los planos del proyecto.

Método de Medición: Global, la cual abarcará la señal propiamente dicha, el poste y la cimentación. Se medirá el conjunto debidamente colocado y aprobado por el ingeniero supervisor.

10.00.00 FLETE

10.01.00 TRANSPORTE DE MATERIALES

10.02.00 MOVILIZACIÓN DE MAQUINARIAS – HERRAMIENTAS PARA LA OBRA

Descripción: Comprende el transporte de materiales de construcción, herramientas, equipos y/o combustibles para equipos que no sean previstos por causas ajenas a la obra.

Método de medición y bases de pago: Global, el pago se efectuará de acuerdo a la cantidad de material transportado.



1.3 METRADOS

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA
CAJAMARCA – CENTRO POBLADO LA PACCHA**

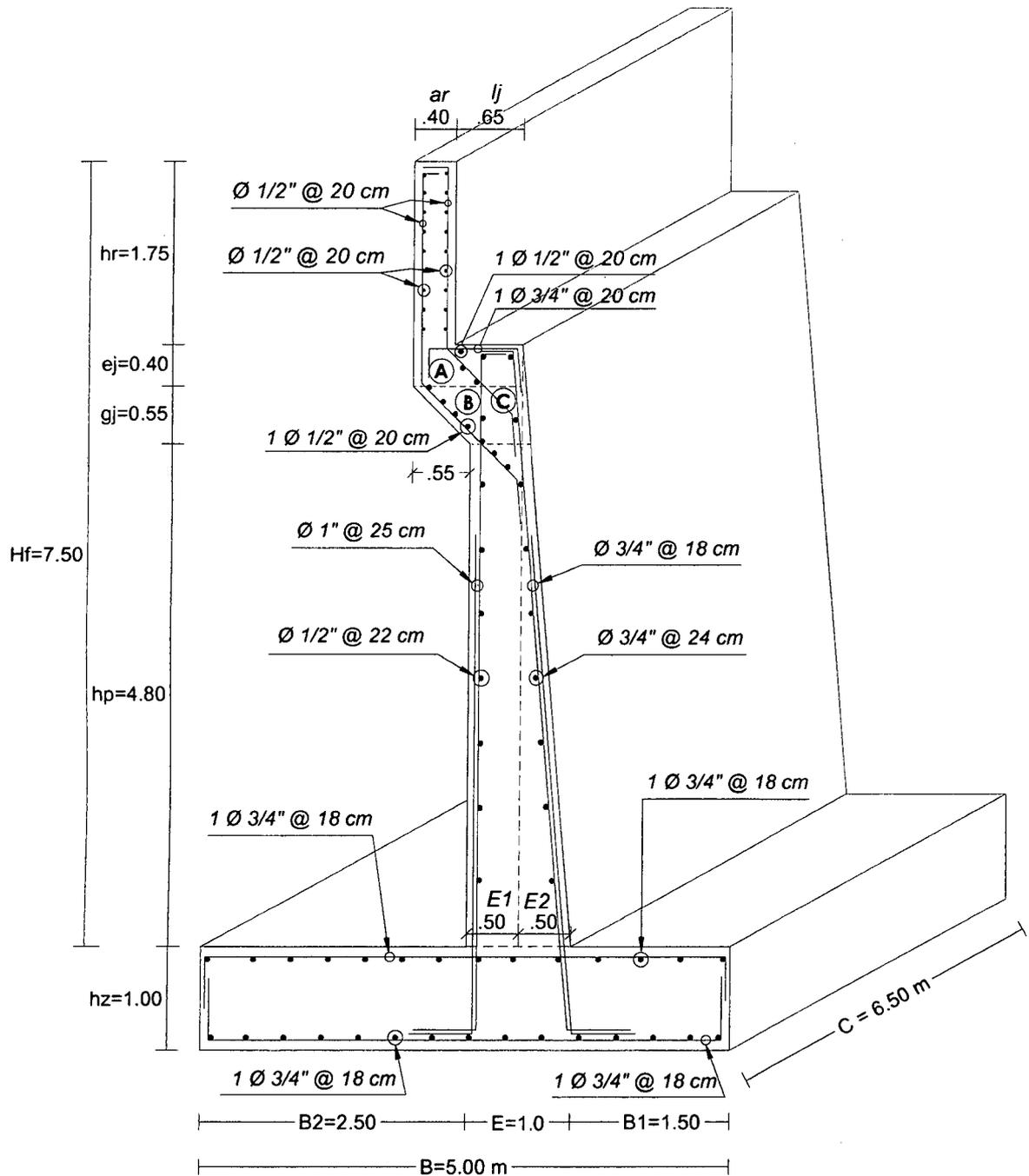
A. METRADO DE ESTRIBOS (IZQUIERDO Y DERECHO)

El metrado se realizó para los dos estribos, se consideró las dimensiones del siguiente modo: los largos son en la dirección de B y los anchos en la dirección de C. Las dimensiones indicadas de los trapecios son los de sus bases medias.

A.1 Datos

DESCRIPCION	SÍMBOLO	VALORES
Largo de cajuela	$lj =$	0.65 m
Ancho de cajuela : $aj = 2a + 2b + s$	$aj =$	5.70 m
Espesor del parapeto	$ar =$	0.40 m
Espesor parcial placa - pantalla 1	$E1 =$	0.50 m
Espesor parcial placa - pantalla 2	$E2 =$	0.50 m
Espesor inferior placa - pantalla : $E = E1 + E2$	$E =$	1.00 m
Acartelamiento - cajuela : $gj = lj + ar - E1$	$gj =$	0.55 m
Altura - parapeto : $hr = 2(e) + h(\text{viga PP})$	$hr =$	1.75 m
Profundidad del Estribo	$Hf =$	7.50 m
Espesor - cajuela	$ej =$	0.40 m
Altura total - cajuela : $hj = ej + gi$	$hj =$	0.95 m
Altura de zapata	$hz =$	1.00 m
Altura placa - pantalla	$hp =$	3.80 m
Ancho de zapata	$C =$	6.50 m
Largo de zapata	$B =$	5.00 m
Pie de zapata	$B1 =$	1.50 m
Talón de zapata	$B2 =$	2.50 m
Recubrimiento de acero en zapata	$Sz =$	0.075 m
Recub. de acero en pantalla, cajuela y parapeto	$Sx =$	0.05 m
Traslapes no indicados	$Tras =$	0.30 m

FUENTE: Elaboración propia



Acotaciones en metros.

Figura 1.3.1 Esquema del estribo



01.00.00 OBRAS PRELIMINARES

01.01.00 Limpieza manual del terreno

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	A-final m ²
Limp. Man. Terr.	5.00	6.50	-	2	65.00	65.00
Área Total (m²) =						65.00

FUENTE: Elaboración propia

01.02.00 Trazo y replanteo con topógrafo

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	A-final m ²
Trazo y replant.	5.00	6.50	-	2	65.00	65.00
Área Total (m²) =						65.00

FUENTE: Elaboración propia

02.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

02.01.00 Excavación en terreno conglomerado sumergido en agua

Se eligió el promedio de la altura de excavación en el eje de los estribos.

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	V-final m ³
Excavación	5.00	6.50	3.75	2	32.50	243.75	243.75
Volumen Total =						243.75	

FUENTE: Elaboración propia

02.06.00 Relleno con material propio

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	V-final m ³
Relleno	2.00	6.50	3.75	2	13.00	97.50	97.50
Volumen Total = Vol. A rellen x coef (1.30):						126.75	

FUENTE: Elaboración propia

02.08.00 Relleno con material de préstamo máximo de 6" (capas de 0.40m)

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	V-final m ³
Relleno	5.00	6.50	0.40	2	32.50	26.00	26.00
Volumen Total =						26.00	

FUENTE: Elaboración propia



02.09.00 Eliminación de material excedente en forma manual

Volumen a excavar x 1.25 - Volumen de relleno con mat. Propio = **177.94 m³**

03.00.00 CONCRETO SIMPLE

03.01.00 Solado para zapatas E = 8" C:H 1:8

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	A-final m ²
Solado	5.00	6.50	0.20	2	32.50	13.00	65.00
Área Total (m²) =						65.00	

FUENTE: Elaboración propia

04.00.00 CONCRETO ARMADO

04.09.00 Concreto f'c = 210 kg/cm²

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V-parcial m ³	V-final m ³
Volumen de zapata	5.00	6.50	1.00	2	32.50	65.00	65.000
Volumen de pantalla	0.50	6.50	4.80	2	3.25	31.20	31.200
Volumen de cajuela							
A	1.05	6.50	0.40	2	0.42	5.46	
B	0.78	6.50	0.55	2	0.43	5.54	
C	0.08	6.50	0.95	2	0.04	0.51	
							11.511
Volumen de parapeto	0.40	6.50	1.75	2	2.60	9.10	9.100
Volumen Total =						116.81 m³	

FUENTE: Elaboración propia

04.11.00 Encofrado y desencofrado de estribos

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²
Encofrado Zapata					
En el sentido de B	5.00		1.00 m	4	20.00
En el sentido de C		6.50	1.00	4	26.00
Total =					46.00
Encofrado de pantalla					
Pantalla anterior		6.50	4.82	2	62.64
Pantalla posterior		6.50	4.80	2	62.40
En el sentido de B	0.79		4.80	4	15.19
Total =					140.23



Encofrado de Cajuela					
Parte Anterior		6.50	0.95	2	12.40
Parte Posterior		6.50	1.18	2	15.31
En el sentido de B					
A	1.05		0.40	4	1.68
B	0.78		0.55	4	1.71
C	0.08		0.95	4	0.16
				Total =	31.25

Encofrado de Parapeto					
Parte Anterior		6.50	1.75	2	22.75
Parte Posterior		6.50	1.75	2	22.75
En el sentido de B	0.40		1.75	4	2.80
				Total =	48.30
				Área Total m² =	265.78 m²

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
 POBLADO LA PACCHA”



04.12.00 Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Zapata - Croquis	Ø pulg	long. m	@ m	N° Veces	Traslape m	Long. Tot. m	peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
							Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04
							Peso en kg de las varillas en pulg					3/8"
	3/4"	5.85	0.18	37	0.00	216.45					489.18	
	3/4"	5.85	0.18	37	0.00	216.45					489.18	
Transversal Superior 	3/4"	6.35	0.18	28	0.00	117.80					401.83	
Transversal Inferior 	3/4"	6.35	0.18	28	0.00	117.80					401.83	
TOTAL DE ACERO EN KG :											1782.01	
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:											88	

FUENTE: Elaboración Propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO
 POBLADO LA PACCHA”



PANTALLA - POSTERIOR	Ø pulg	long. m	@ m	N° Veces	Traslape m	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas en pulg				
							3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
4.42 m 0.50 m	1"	4.92	0.25	27	0.00	132.75					536.31
0.30 m 6.63 m 0.50 m	1"	7.43	0.25	27	0.00	200.48					809.92
Transv. 6.40 m	1/2"	6.40	0.22	27	0.00	172.80		176.26			
PANTALLA - ANTERIOR											
4.94 m 0.50 m	3/4"	5.44	0.24	28	0.00	152.34				344.28	
0.30 m 6.66 m 0.50 m	3/4"	7.46	0.24	28	0.00	208.90				472.12	
Transv. 6.40 m	3/4"	6.40	0.18	33	0.00	211.20				477.31	
TOTAL DE ACERO EN KG :								176.26		1293.71	1346.23
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:								20		64	38

FUENTE: Elaboración propia

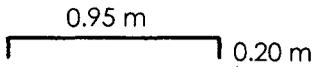
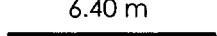


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO
 POBLADO LA PACCHA”



Cajuela	Ø pulg	long. m	@ m	N° Veces	Traslape m	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas en pulg					
							3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
							peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
0.20 m  0.20 m	3/4"	1.35	0.2	33	0.00	44.55					100.68	
Transv.  6.40 m	1/2"	6.40	0.2	6	0.00	38.40		39.17				
Transv.  6.40 m	1/2"	6.40	0.2	5	0.00	32.00		32.64				
TOTAL DE ACERO EN KG :								71.81			100.68	
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:								8			5	

FUENTE: Elaboración propia

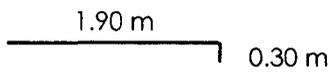
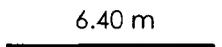
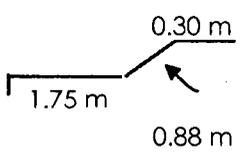
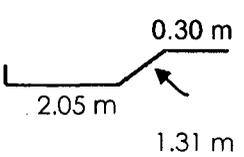
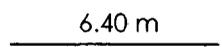


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
 POBLADO LA PACCHA"



							peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36	
							Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04	
Parapeto	Ø pulg	long. m	@ m	N° Veces	Traslape m	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas en pulg						
							3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
	1/2"	2.20	0.2	33	0.00	72.60		74.05					
Transv. 	1/2"	6.40	0.2	9	0.00	57.60		58.75					
	1/2"	3.23	0.2	33	0.00	106.59		108.72					
	1/2"	3.96	0.2	33	0.00	130.68		133.28					
Transv. 	1/2"	6.40	0.2	10	0.00	64.00		65.28					
TOTAL DE ACERO EN KG :									440.10				
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:									48				

FUENTE: Elaboración propia



Cuadro Resumen de metrado de Acero de los Estribos

ACERO EN ESTRIBOS	DIÁMETRO DEL ACERO			
	1/2 "	3/4 "	1 "	Total
Total peso acero en un estribo	688.16	3176.40	1346.23	
Peso mas desperdicio (5 %)	722.57	3335.23	1413.54	
Total varillas por Ø acero de 1 estribo	75	156	37	
Total peso más desperdicios 2 estribos (kg)	1445.14	6670.45	2827.08	10 942.68
Total varillas por Ø acero de 2 estribos	150	312	74	

FUENTE: Elaboración propia

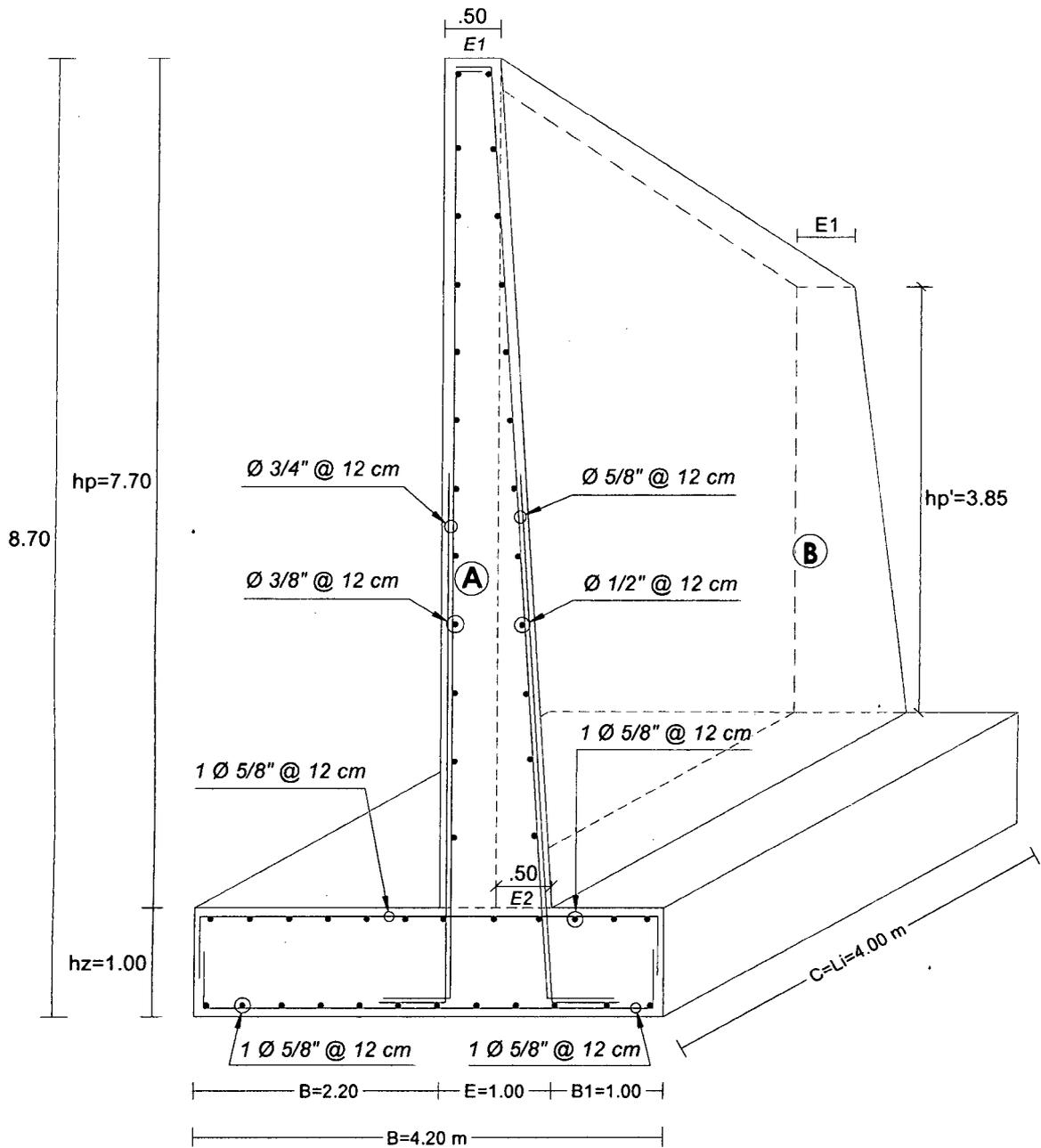
B. METRADO DE ALETAS

El metrado se realizó para cuatro aletas considerando las dimensiones del siguiente modo: los largos en la dirección B y los anchos en la dirección C. Las dimensiones indicadas de los trapecios son los de sus bases medias.

B.1 Datos

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALORES
Longitud de la aleta	C =	4.00 m
Ancho de la aleta	B =	4.20 m
Altura inicial de la aleta	hp =	7.70 m
Altura final de la aleta	hf =	3.85 m
Ancho superior de inicio de aleta	E1 =	0.50 m
Ancho superior de fin de aleta	E2 =	0.50 m
Longitud del talón	B2 =	2.20 m
Longitud del pie	B1 =	1.00 m
Recubrimiento de acero en zapata	Sz =	0.075 m
Recubrimiento de acero en pantalla	Sx =	0.05 m
Empalmes no indicados	Tras=	0.30 m

FUENTE: Elaboración propia



Acotaciones en metros.

Figura 1.3.2 Esquema de las alas del estribo.



01.00.00 OBRAS PRELIMINARES

01.02.00 Trazo y replanteo con topógrafo

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	A-final m ²
Trazo y replanteo	4.20	4.00	-	4	67.20	67.20
Área Total =						67.20

FUENTE: Elaboración propia

02.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

02.01.00 Excavación en terreno conglomerado sumergido en agua

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	V-final m ³
Excavación	4.20	4.00	6.00	4	16.80	403.20	403.20
Volumen Total =						403.20	

FUENTE: Elaboración propia

02.06.00 Relleno con material propio

En la parte delantera de las aletas (se considera altura media de las aletas hasta nivel 0.50 m sobre nivel de aguas).

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	V-final m ³
Relleno	2.00	4.00	2.10	4	8.00	67.20	67.20
Volumen Total = Vol. a rellen x coef (1.30):						87.36	

FUENTE: Elaboración propia

02.08.00 Relleno con material de préstamo máximo 6" (capas de 0.40 m)

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	V-final m ³
Relleno	4.20	4.00	0.40	4	16.80	26.88	26.88
Volumen Total =						26.88	

FUENTE: Elaboración propia

02.09.00 Eliminación de material excedente en forma manual

Volumen a excavar x 1.25 - Volumen de relleno con mat. Propio = **416.64 m³**



03.00.00 CONCRETO SIMPLE

03.01.00 Solado para zapatas E = 8" C:H 1:8

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V. Parcial m ³	A-final m ²
Relleno	4.20	4.00	0.20	4	16.80	13.44	67.20
Área Total =							67.20

FUENTE: Elaboración propia

04.00.00 CONCRETO ARMADO

04.10.00 Concreto f'c = 175 kg/cm²

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V-parcial m ³	V-final m ³
Volumen de zapata	4.20	4.00	1.00	4	16.80	67.20	67.20
Volumen de pantalla							
A		4.00	7.70	4	23.10		
B		4.00	3.85	4	11.55		
						69.30	69.30
Volumen Total =							136.50 m³

FUENTE: Elaboración propia

04.11.00 Encofrado y desencofrado de aletas

Encofrado

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²
Encofrado Zapata					
En el sentido de B	4.20		1.00 m	4	16.80
En el sentido de C		4.00	1.00	8	32.00
Total =					48.80

Encofrado de pantalla

Pantalla anterior		4.00	5.80	4	92.79
Pantalla posterior		4.00	5.78	4	92.40
Área B	0.75		3.85	4	11.55
Total =					185.19
Área Total =					233.99 m²

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
 POBLADO LA PACCHA"



04.12.00 Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Zapata - Croquis	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Traslape m	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas en pulg					
							3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
							Peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
	5/8"	5.05	0.12	33	0.00	166.65			266.64			
	5/8"	5.05	0.12	33	0.00	166.65			266.64			
Transversal Superior 	5/8"	3.85	0.12	35	0.00	134.75			215.60			
Transversal Inferior 	5/8"	3.85	0.12	35	0.00	134.75			215.60			
TOTAL DE ACERO EN KG :										964.48		
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:										67		

FUENTE: Elaboración propia

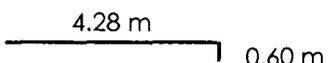
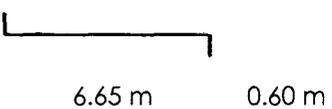
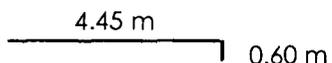
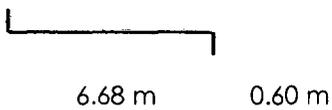


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO POBLADO LA PACCHA"



							Peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
							Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04
PANTALLA - POSTERIOR (acero en sección promedio)	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Traslape m	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas en pulg					
							3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
	3/4"	4.88	0.12	34	0.00	166.03					375.24	
	3/4"	7.55	0.12	34	0.00	256.70					580.14	
Transv. 	3/4"	3.90	0.12	64	0.00	249.60	144.77					
PANTALLA - ANTERIOR (sección prom.)												
	5/8"	5.05	0.12	34	0.00	171.79				274.86		
	5/8"	7.579	0.12	34	0.00	257.68				412.29		
Transv. 	1/2"	3.90	0.12	64	0.00	249.60		254.59				
TOTAL DE ACERO EN KG :							144.77	254.59	687.15	955.38		
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:							28	28	48	47		

**Cuadro Resumen de metrado de Acero de las Aletas**

ACERO EN ESTRIBOS	DIÁMETRO DEL ACERO				
	3/8 "	1/2 "	5/8 "	3/4 "	Total
Total peso acero en una aleta	144.77	254.59	1651.63	955.38	
Peso mas desperdicio (5%)	152.01	267.32	1734.21	1003.15	
Total varillas por Ø acero de una aleta	28	28	115	47	
Total peso más desperdicios 4 aletas (kg)	608.03	1069.29	6936.85	4012.58	12626.75
Total varillas por Ø acero de 4 aletas	112	112	460	188	

FUENTE: Elaboración propia

C. METRADO DE SUPERESTRUCTURA**C.1 Datos**

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALORES
Luz del puente	L =	20.60 m
Ancho de vía	A =	3.60 m
Longitud de vereda	c =	0.80 m
Número de vigas laterales		2.00
Ancho de viga lateral	bw =	0.70 m
Peralte de vigas laterales	f =	1.45 m
Espesor de losa	t =	0.25 m
	g =	0.20 m
	n =	0.05 m
Espesor del asfalto	e =	0.05 m
Separación vigas	S =	2.90 m
	a =	0.70 m
	i =	0.70 m
	u =	0.10 m
	z =	0.05 m
Barandas	p =	0.15 m
	q =	0.50 m
Número de vigas diafragmas		5.00
Ancho vigas diafragmas	ad =	0.30 m
Peralte vigas diafragmas	hd =	1.10 m
Recubrimiento en losa		0.0508 m
Recubrimiento en sardinel		0.03 m
Recubrimiento en vigas		0.05 m

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
POBLADO LA PACCHA"

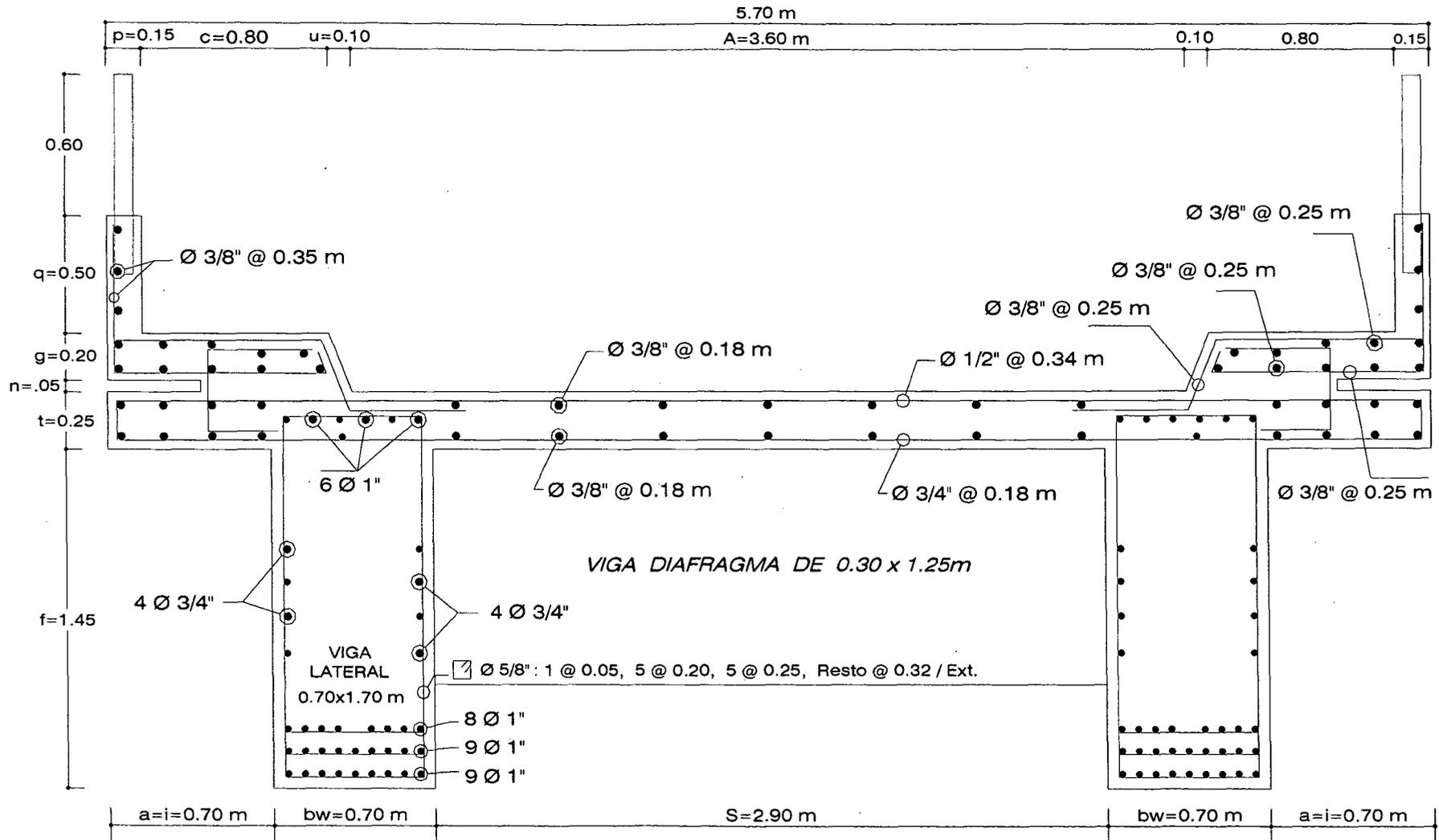


Figura 1.3.3 Esquema de la superestructura



04.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

04.01.00 Concreto f'c = 280 kg/cm² (Losa, vigas, vereda, sardinel)

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²	V-parcial m ³
Volumen de losa	20.60	5.70	0.25	1		29.36
Volumen de vigas laterales	20.60	0.70	1.45	2		41.82
Volumen de vigas diafragma	2.90	0.30	1.25	5		4.79
Volumen de rectángulo (vereda)	20.60	0.70	0.20	2		5.77
Volumen de trapecio (vereda)	20.60	0.15	0.25	2	0.03	1.29
Volumen de sardinel	20.60	0.15	0.50	2		3.09

Volumen Total = **86.10 m³**

FUENTE: Elaboración propia

04.02.00 Encofrado y desencofrado de vigas laterales y vigas diafragma

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²
Encofrado de vigas					
Vigas laterales (f)	20.60	0.70	1.45	2	148.32
Vigas diafragma (bw)	20.60	0.30	1.25	4	206.00
				Total =	354.32

FUENTE: Elaboración propia

04.05.00 Encofrado y desencofrado de losa (puente)

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²
Losa (s)	20.60	2.90		1	59.74
Losa volado (a)	20.60	0.70		2	28.84
Encofrado lateral (t+n)	20.60		0.30	2	12.36
				Total =	100.94

FUENTE: Elaboración propia

04.06.00 Encofrado y desencofrado de vereda y guardería

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m ²
Encofrado de vereda					
Encofrado lateral (g)	20.60		0.20	2	8.24
Parte baja (i)	20.60	0.70		2	28.84
Encof. parte interna	20.60		0.30	2	12.36
				Total =	49.44

Encofrado de sardinel

Encofrado lateral (q)	20.60		0.50	4	41.20
				Total =	41.20

Área Total = 90.64 m²

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
 POBLADO LA PACCHA"



04.08.00 Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Losa - Croquis	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas				
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
						Peso/var				
	1/2"	5.90	0.34	61	359.61		366.80			
	3/4"	5.90	0.18	115	677.95				1532.16	
	3/8"	2.32	0.25	166	384.60	223.07				
	3/8"	2.41	0.25	166	400.02	232.01				
PESO DE ACERO EN KG :						455.08	366.80		1532.16	
VARILLAS DE ACERO:						88	40		76	

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO
 POBLADO LA PACCHA"



Losa - Croquis	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas				
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
						Peso/var				
	3/8"	21.50	0.18	23	494.43	286.77				
	3/8"	21.50	0.18	23	494.43	286.77				
	3/8"	2.30	0.18	23	52.83	30.64				
	3/8"	2.30	0.18	69	158.70	92.05				
PESO DE ACERO EN KG :						696.22				
VARILLAS DE ACERO:						133				
TOTAL PESO DE ACERO EN KG :						1147.34	366.80		1532.16	
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:						220	40		76	

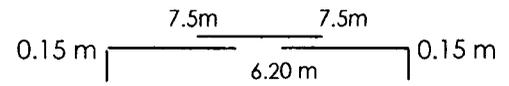
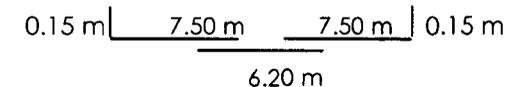
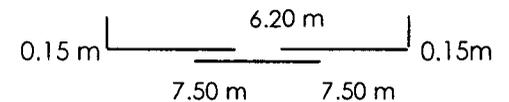
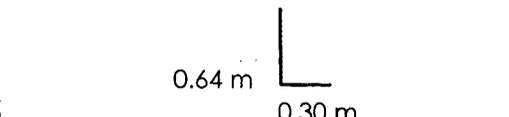


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO POBLADO LA PACCHA"



						Peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
						Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04
EN VEREDA	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas					
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
	3/8"	21.50	0.25	8	171.97	99.75					
	3/8"	21.50	0.25	6	128.98	73.78					
TOTAL PESO DE ACERO EN KG :						173.5					
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:						34					
EN SARDINEL											
	3/8"	21.20	0.35	4	84.80	49.18					
	3/8"	1.34	0.35	120	160.80	93.26					
TOTAL PESO DE ACERO EN KG :						142.40					
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:						28					

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA"



Vigas Laterales (02)	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas					
						Peso/var	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
						Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
Parte Superior 	1"	24.10		12	289.20					1168.37	
Parte Lateral 	3/4"	21.20		16	339.20				766.59		
Parte Baja - 1ra capa 	1"	24.10		18	433.80					1752.55	
Parte Baja - 2da y 3ra capa 	1"	21.20		34	720.80					2912.03	
Separadores 	1"	0.60	0.50	168	100.80					407.23	
Estribos 	5/8"	6.20		97	600.16			960.26			
TOTAL PESO DE ACERO EN KG :								960.26	766.59	6240.18	
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:								67	38	172	

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO
 POBLADO LA PACCHA”



Vigas Diafragma (05)	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	Long. Tot. m	Peso en kg de las varillas				
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Parte Superior 	3/4"	5.78		20	115.60				261.26	
Parte Lateral 	5/8"	4.18		20	83.60			133.76		
Parte Baja 	3/4"	5.78		20	115.60				261.26	
Estribos 	3/8"	4.14	0.20	115	476.10	276.14				
TOTAL PESO DE ACERO EN KG :						276.14		133.76	522.51	
TOTAL DE VARILLAS DE ACERO:						53		10	26	

FUENTE: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO
POBLADO LA PACCHA"



CUADRO RESUMEN DE ACERO SUPERESTRUCTURA						TOTAL
DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO DEL ACERO (KG. VARILLAS)					
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
Losa	1,123.07	366.80		1,532.16		3173.13
Vereda	173.50					182.20
Sardinel	142.40					149.57
Vigas Laterales			960.30	766.60	6240.20	8365.38
Vigas Diafragma	286.80		133.80	522.50		990.24
Sub Total en kg.	1725.85	366.80	1094.02	2821.27	6240.18	12860.52
Desperdicios (*)	51.78	18.34	76.58	225.70	624.02	
Total en kg.	1777.62	385.14	1170.60	3046.97	6864.20	
Sub Total en varillas	340.54	41.95	81.29	149.80	188.78	
Redondeando varillas	349	42	81	150	189	
TOTAL FINAL EN KG.	1821.78	385.56	1166.40	3051.00	6872.04	13296.78

% Desperdicios (*)	3%	5%	7%	8%	10%
--------------------	----	----	----	----	-----

FUENTE: Elaboración propia



05.00.00 DISPOSITIVOS DE APOYO

05.01.00 Construcción del apoyo fijo

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	PARCIAL	TOTAL m
Anclaje de viga y estribo de 3/4" <div style="display: flex; align-items: center; margin-left: 20px;"> 0.25 m </div>	6	1.25	7.50	7.50

FUENTE: Elaboración propia

05.02.00 Construcción del apoyo móvil

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	PARCIAL	TOTAL	Unidad
Anclaje de viga y estribo de 3/4" <div style="display: flex; align-items: center; margin-left: 20px;"> 1.50m </div>	8	1.50	12.0	12.0	m
Apoyos de neopreno (50x60x2.5cm)	4			4	unid.
Placa de acero (50 x 60 x 3.8cm)	8			8	unid.
Anclaje de viga y estribo de 5/8" cada 0.90 m. <div style="display: flex; align-items: center; margin-left: 20px;"> 0.10 m </div>	16	0.35	5.60	5.60	m
Perfil de 90° de 0.1m de lado e=3/8"	2	3.60	7.20	7.20	m
Placa de 7" x 3/8"	1	3.60	3.60	3.60	m

FUENTE: Elaboración propia

06.00.00 BARANDAS

06.01.00 Barandas de F° G° c/ pasamanos y parantes de 3"

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ALTO m	PARCIAL
Baranda de Fierro Galvanizado 3"				
Parantes	44		0.60	26.40
Pasamanos	2	20.60		41.20
TOTAL (m) =				67.60

FUENTE: Elaboración propia



07.00.00 TARRAJEOS

07.00.00 Tarrajeo frotachado 1:4 (En losa, vereda y guardera)

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ANCHO m	ALTO m	PARCIAL	TOTAL m ²
Tarrajeo e = 1 cm		20.60	1	8.3	170.98	170.98
Losa	1			3.6		74.16
Vereda	2			0.7		28.84
Sardinel	2			0.6		24.72

FUENTE: Elaboración propia

08.00.00 OTROS

08.01.00 Junta de dilatación e = 1"

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ANCHO m	ALTO m	PARCIAL
Junta entre estribos y alas	4			7.50	30.00
Juntas entre vigas y estribos	2		0.70	1.45	2.03
Juntas entre losa y estribos	2	3.60		0.25	1.80
TOTAL (m2) =					33.83

FUENTE: Elaboración propia

08.02.00 Drenaje de la losa del puente

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ALTO m	PARCIAL
Tubería PVC SAL 3" Drenaje losa x 3 m	16	-	0.50	8.00
TOTAL (ml) =				8.00

FUENTE: Elaboración propia

08.03.00 Drenaje de estribos y aletas

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ALTO m	PARCIAL
Tubería PVC SAL 4" Drenaje estribos	8	2.00	-	16.00
TOTAL (ml) =				16.00

FUENTE: Elaboración propia

08.04.00 Falso puente

DESCRIPCIÓN	Nº	TOTAL
Falso puente	1	1 unidad

FUENTE: Elaboración propia



09.00.00 SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA

09.01.00 Señalización informativa del puente

DESCRIPCIÓN	Nº	TOTAL
Señal informativa	1	1 unidad

FUENTE: Elaboración propia

10.00.00 FLETE

10.01.00 Transporte de materiales: 1 GLB.

10.02.00 Movilización de maquinaria, equipo y herramientas: 1 GLB.

RESUMEN DE METRADOS

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Item	Descripción	Und.	Metrado
01.00	OBRAS PRELIMINARES		
01.01	Limpieza de terreno manual	m2	65.00
01.02	Trazo y replanteo con topografo	m2	132.20
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01	Excavacion en terreno rocoso	m3	258.78
02.02	Excavacion en suelo con gran boloneria	m3	258.78
02.03	Excavacion bajo agua en suelo gravoso	m3	129.39
02.04	Corte en terreno suelto rendimiento=460 m3/dia	m3	701.40
02.05	Corte en roca suelta rendimiento=250 m3/dia	m3	1,016.33
02.06	Relleno niv. y comp. en fund. c/mat. propio	m3	214.11
02.07	Relleno y compactacion conformacion accesos	m3	634.65
02.08	Colocacion de afirmado en accesos	m3	687.53
02.09	Eliminacion de material excedente hacia accesos	m3	2,288.75
03.00	OBRAS DE CONCRETO CICLOPEO		
03.01	Solado para zapatas E= 8" C:H 1:8	m2	132.20
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
04.01	Concreto f'c=280 kg/cm2 - vigas laterales y diafragmas	m3	46.60
04.02	Encofrado y desencofrado vigas laterales y diafragmas	m2	354.32
04.03	Acero fy = 4200 kg/cm2 en vigas laterales y diafragmas	kg	9,355.62
04.04	Concreto f'c=280 kg/cm2 - losa , sardinel , veredas	m3	86.10
04.05	Encofrado y desencofrado en losa	m2	100.94
04.06	Encofrado y desencofrado en sardineles	m2	41.20
04.07	Encofrado y desencofrado de veredas	m2	49.44
04.08	Acero fy = 4,200 kg/cm2 en losa, sardinel y vereda	kg	3,941.16
04.09	Concreto f'c=210 kg/cm2, para estribos	m3	116.82
04.10	Concreto f'c=175 kg/cm2, para aletas	m3	136.51
04.11	Encofrado y desencofrado de estribos y alas	m2	499.77
04.12	Acero fy = 4,200 kg/cm2 en estribos y aletas	kg	23,569.43
05.00	DISPOSITIVOS DE APOYO		
05.01	Construccion de apoyo fijo	und	2.00
05.02	Construccion de apoyo móvil	und	2.00

RESUMEN DE METRADOS

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Item	Descripción	Und.	Metrado
06.00	BARANDAS		
06.01	Baranda de F° G° - pasamano + parante	m	67.60
07.00	TARRAJEOS		
07.01	Revest. cemento frotachado en losa	m2	74.16
07.02	Revest. cemento frotachado en vereda	m2	28.84
07.03	Tarrajeo de sardineles (mortero 1:5)	m2	24.72
08.00	OTROS		
08.01	Junta de dilatacion E=2"	m2	33.83
08.02	Junta de dilatación asfáltica E = 1/2"	m	20.00
08.03	Drenaje de losa del puente	m	8.00
08.04	Drenaje de estribos y alas	m	16.00
08.05	Falso puente de madera rolliza	m2	114.00
09.00	SEÑALIZACION INFORMATIVA		
09.01	Señal informativa de puente	GLB	1.00
10.00	FLETE		
10.01	Transporte de materiales	GLB	1.00
10.02	Movilizacion de maquinarias-herramientas para la obra	GLB	1.00

1.4 PRESUPUESTO

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Costo al 02/06/2014

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01.00	OBRAS PRELIMINARES				753.47
01.01	Limpieza de terreno manual	m2	65.00	3.07	199.55
01.02	Trazo y replanteo con topografo	m2	132.20	4.19	553.92
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				107,281.68
02.01	Excavacion en terreno rocoso	m3	258.78	8.18	2,116.82
02.02	Excavacion en suelo con gran boloneria	m3	258.78	43.07	11,145.65
02.03	Excavacion bajo agua en suelo gravoso	m3	129.39	24.14	3,123.47
02.04	Corte en terreno suelto rendimiento=460 m3/dia	m3	701.40	3.25	2,279.55
02.05	Corte en roca suelta rendimiento=250 m3/dia	m3	1,016.33	6.52	6,626.47
02.06	Relleno niv. y comp. en fund. c/mat. propio	m3	214.11	13.01	2,785.57
02.07	Relleno y compactacion conformacion accesos	m3	634.65	13.39	8,497.96
02.08	Colocacion de afirmado en accesos	m3	687.53	42.82	29,440.03
02.09	Eliminacion de material excedente hacia accesos	m3	2,288.75	18.03	41,266.16
03.00	OBRAS DE CONCRETO CICLOPEO				4,070.44
03.01	Solado para zapatas E= 8" C:H 1:8	m2	132.20	35.79	4,070.44
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				415,537.13
04.01	Concreto f'c=280 kg/cm2 - vigas laterales y diafragmas	m3	46.60	489.59	21,814.89
04.02	Encofrado y desencofrado vigas laterales y diafragmas	m2	354.32	59.69	21,149.36
04.03	Acero fy = 4200 kg/cm2 en vigas laterales y diafragmas	kg	9,335.62	5.75	53,794.82
04.04	Concreto f'c=280 kg/cm2 - losa , sardinel , veredas	m3	86.10	489.59	42,153.70
04.05	Encofrado y desencofrado en losa	m2	100.94	41.39	4,177.91
04.06	Encofrado y desencofrado en sardineles	m2	41.20	25.42	1,047.30
04.07	Encofrado y desencofrado de veredas	m2	49.44	23.35	1,154.42
04.08	Acero fy = 4,200 kg/cm2 en losa, sardinel y vereda	kg	3,941.16	5.75	22,661.67
04.09	Concreto f'c=210 kg/cm2, para estribos	m3	116.82	386.36	45,134.58
04.10	Concreto f'c=175 kg/cm2, para aletas	m3	136.51	386.36	52,742.00
04.11	Encofrado y desencofrado de estribos y alas	m2	499.77	39.11	19,546.00
04.12	Acero fy = 4,200 kg/cm2 en estribos y aletas	kg	23,569.43	5.48	129,160.48
05.00	DISPOSITIVOS DE APOYO				1,306.02
05.01	Construccion de apoyo fijo	und	2.00	159.85	319.70
05.02	Construccion de apoyo móvil	und	2.00	493.16	986.32
06.00	BARANDAS				5,324.85
06.01	Baranda de F° G° - pasamano + parante	m	67.60	78.77	5,324.85
07.00	TARRAJEOS				2,678.49

1.4 PRESUPUESTO

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Costo al **02/06/2014**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
07.01	Revest. cemento frotachado en losa	m2	74.16	21.08	1,563.29
07.02	Revest. cemento frotachado en vereda	m2	28.84	21.08	607.95
07.03	Tarrajeo de sardineles (mortero 1:5)	m2	24.72	20.52	507.25
08.00	OTROS				18,367.46
08.01	Junta de dilatacion E=2"	m2	33.83	16.82	569.02
08.02	Junta de dilatación asfáltica E = 1/2"	m	20.00	13.46	269.20
08.03	Drenaje de losa del puente	m	8.00	9.62	76.96
08.04	Drenaje de estribos y alas	m	16.00	9.62	153.92
08.05	Falso puente de madera rolliza	m2	114.00	151.74	17,298.36
09.00	SEÑALIZACION INFORMATIVA				250.00
09.01	Señal informativa de puente	GLB	1.00	250.00	250.00
10.00	FLETE				1,893.76
10.01	Transporte de materiales	GLB	1.00	1,000.00	1,000.00
10.02	Movilizacion de maquinarias-herramientas para la obra	GLB	1.00	893.76	893.76
	COSTO DIRECTO				557,463.30
	GASTOS GENERALES (8.8492 %)				49,331.04
	UTILIDAD (10.0000% C.D.)				55,746.33
	SUB TOTAL				662,540.67
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (IGV 18 %)				119,257.32
	PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA				781,797.99

SON : SETECIENTOS OCHENTIUN MIL SETECIENTOS NOVENTISIETE Y 99/100 NUEVOS SOLES

1.5 PRESUPUESTO POR RECURSOS

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Costo al **02/06/2014**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Mano de Obra	Material	Equipo	Parcial S/.
01.00	OBRAS PRELIMINARES				526.90	103.38	122.33	753.47
01.01	Limpieza de terreno manual	m2	65.00	3.07	189.77		9.49	199.55
01.02	Trazo y replanteo con topografo	m2	132.20	4.19	337.13	103.38	112.84	553.92
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				73,650.62	22,566.32	11,066.13	107,281.68
02.01	Excavacion en terreno rocoso	m3	258.78	8.18	841.53	517.56	756.66	2,116.82
02.02	Excavacion en suelo con gran boloneria	m3	258.78	43.07	9,750.67		1,396.88	11,145.65
02.03	Excavacion bajo agua en suelo gravoso	m3	129.39	24.14	2,666.47		456.82	3,123.47
02.04	Corte en terreno suelto rendimiento=460 m3/dia	m3	701.40	3.25	383.83		1,891.05	2,279.55
02.05	Corte en roca suelta rendimiento=250 m3/dia	m3	1,016.33	6.52	1,942.74	1,422.86	3,261.71	6,626.47
02.06	Relleno niv. y comp. en fund. c/mat. propio	m3	214.11	13.01	2,614.67		171.11	2,785.57
02.07	Relleno y compactacion conformacion accesos	m3	634.65	13.39	7,750.24		747.27	8,497.96
02.08	Colocacion de afirmado en accesos	m3	687.53	42.82	8,395.99	20,625.90	419.74	29,440.03
02.09	Eliminacion de material excedente hacia accesos	m3	2,288.75	18.03	39,304.48		1,964.89	41,266.16
03.00	OBRAS DE CONCRETO CICLOPEO				1,406.52	2,364.79	299.28	4,070.44
03.01	Solado para zapatas E= 8" C:H 1:8	m2	132.20	35.20	1,406.52	2,364.79	299.28	4,070.44
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				93,892.56	313,449.54	8,211.73	415,537.13
04.01	Concreto f'c=280 kg/cm2 - vigas laterales y diafragmas	m3	46.60	448.59	4,009.46	18,034.20	771.32	22,814.89
04.02	Encofrado y desencofrado en vigas laterales y diafragmas	m2	354.32	59.69	7,464.72	13,464.16	223.86	21,149.36
04.03	Acero fy = 4200 kg/cm2 en vigas laterales y diafragmas	kg	9,355.62	5.75	11,825.50	41,351.84	594.08	53,794.82
04.04	Concreto f'c=280 kg/cm2 - losa , sardinel , veredas	m3	86.10	489.59	7,408.04	33,320.70	1,425.13	42,153.70
04.05	Encofrado y desencofrado en losa	m2	100.94	41.39	2,126.58	1,988.52	63.77	4,177.91

1.5 PRESUPUESTO POR RECURSOS

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Costo al **02/06/2014**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Mano de Obra	Material	Equipo	Parcial S/.
04.06	Encofrado y desencofrado en sardineles	m2	41.20	25.42	619.24	409.52	18.58	1047.30
04.07	Encofrado y desencofrado de veredas	m2	49.44	23.35	781.15	350.04	23.43	1,154.42
04.08	Acero fy = 4,200 kg/cm2 en losa, sardinel y vereda	kg	3,941.16	5.75	4,981.63	17,419.93	250.26	22,661.67
04.09	Concreto f'c=210 kg/cm2, para Estribos	m3	116.82	386.36	8,971.78	34,637.13	1,526.13	45,134.58
04.10	Concreto f'c=175 kg/cm2, para aletas	m3	136.51	386.36	10,483.97	40,475.22	1,783.37	52,742.00
04.11	Encofrado y desencofrado de estribos y alas	m2	499.77	39.11	11,387.08	7,821.40	341.54	19,546.00
04.12	Acero fy = 4,200 kg/cm2 en estribos y aletas	kg	23,569.43	5.48	23,833.41	104,176.88	1,190.26	129,160.48
05.00	DISPOSITIVOS DE APOYO				412.99	872.36	20.65	1,306.02
05.01	Construccion de apoyo fijo	und	2.00	159.85	183.55	126.96	9.18	319.70
05.02	Construccion de apoyo móvil	und	2.00	493.16	229.44	745.40	11.47	986.32
06.00	BARANDAS				1,028.61	3,920.13	375.72	5,324.85
06.01	Baranda de F° G° - Pasamano + Parante	m	67.60	78.77	1,028.61	3,920.13	375.72	5,324.85
07.00	TARRAJEOS				1,612.16	1,010.94	55.83	2,678.49
07.01	Revest. Cemento frotachado en losa	m2	74.16	21.08	891.70	645.22	26.74	1,563.29
07.02	Revest. Cemento frotachado en vereda	m2	28.84	21.08	346.77	250.92	10.40	607.95
07.03	Tarrajeo de sardineles (mortero 1:5)	m2	24.72	20.52	373.69	114.80	18.69	507.25
08.00	OTROS				4,934.51	13,278.53	155.28	18,367.46
08.01	Junta de dilatacion E=2"	m2	33.83	16.82	271.22	284.17	13.57	569.02
08.02	Junta de dilatación asfáltica E = 1/2"	m	20.00	13.46	212.24	50.68	6.37	269.20
08.03	Drenaje de losa del puente	m	8.00	9.62	30.54	44.88	1.53	76.96
08.04	Drenaje de estribos y alas	m	16.00	9.62	61.08	89.76	3.06	153.92

1.5 PRESUPUESTO POR RECURSOS

Proyecto: **Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**

Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Costo al **02/06/2014**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Mano de Obra	Material	Equipo	Parcial S/.
08.05	Falso puente de madera rolliza	m2	114.00	151.74	4,359.43	12,809.04	130.75	17,298.36
09.00	SEÑALIZACION INFORMATIVA					250.00		250.00
09.01	Señal informativa de puente	GLB	1.00	250.00		250.00		250.00
10.00	FLETE				412.16	1,000.00	481.60	1,893.76
10.01	Transporte de materiales	GLB	1.00	1,000.00		1,000.00		1,000.00
10.02	Movilizacion de maquinarias-herramientas para la obra	GLB	1.00	893.76	412.16		481.60	893.76
	COSTO DIRECTO							557,463.30
	GASTOS GENERALES (8.8492 %)							49,331.04
	UTILIDAD (10.0000% C.D.)							55,746.33
	SUB TOTAL							662,540.67
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (IGV 19 %)							119,257.32
	PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA							781,797.99

SON : SETECIENTOS OCHENTIUN MIL SETECIENTOS NOVENTISIETE Y 99/100 NUEVOS SOLES

ANÁLISIS DE CALCULO DE PORCENTAJE DE LEYES SOCIALES

VIGENCIA JUNIO DEL 2013 HASTA MAYO DEL 2014

1. SALARIO DOMINICAL

Día feriado	Nº días sin trab.	Sal. Domin.	Días Trab.	Incidencia %
1 Enero (Año nuevo)	1	1	5	20.00
3 Marzo (Carnaval)	1	1	5	20.00
17 , 18 Abril (Jueves y viernes Santo)	2	1	4	25.00
1 Mayo (Día del Trabajador)	1	1	5	20.00
19 Junio (Corpus Cristi)	1	1	5	20.00
29 Junio (San Pedro y San Pablo)	1	1	5	20.00
28 , 29 Julio (Fiestas Patrias)	2	1	4	25.00
30 Agosto (Santa Rosa)	0	0	6	0.00
8 Octubre (Batalla de Angamos)	1	1	5	20.00
25 Octubre (Día Construcción Civil)	0	0	6	0.00
1 Noviembre (Todos los Santos)	1	1	5	20.00
8 Diciembre (Inmaculada Concepción)	1	1	5	20.00
25 Diciembre (Navidad)	1	1	5	20.00
TOTAL	13	11		230.00

Semanas del año 2014:	52		
Semanas sin feriado:	52 - 11 =	41	
Días de Trabajo:	6		
Días con salario dominical:	1		
Incidencia de una semana normal:	1 x 100 / 6	=	16.67
Incidencia de semanas sin feriados:	41 x 16.67	=	683.47
Total de incidencia dominical			913.47

Incidencia promedio	17.57 %
----------------------------	----------------

2. VACACIONES RECORD

Incidencia en 260 días laborados , de 30 días de vacaciones

30 *100/260 =	11.54 %
----------------------	----------------

3. GRATIFICACIONES POR FIESTAS PATRIAS Y NAVIDAD

40 jornales por fiestas patrias y 40 jornales por Navidad

Días del año 2014: 365

Días de trabajo: 365 - 13 - 52 = 300

(40 + 40) * 100 /365 =	26.76 %
-------------------------------	----------------

4. JORNALES POR FERIADOS NO LABORABLES

Días de año 2010:	365
Días feriados	13
Domingos	52
Días laborados	300

Incidencia por feriados no laborados	4.33 %
---------------------------------------------	---------------

5. ASIGNACION ESCOLAR

03 hijos promedio por trabajador, asignación 30 jornales por hijo

(3 x 30) x 100 / 300	30.00 %
-----------------------------	----------------

CALCULO DEL COSTO HORA HOMBRE PARA EDIFICACION JUNIO DEL 2013 HASTA MAYO DEL 2014 CAJAMARCA

ITEM	DESCRIPCION	%	% LS y BS aplicable	
			REG. BASICO	BUC
1.00	PORCENTAJES ESTABLECIDOS		27.00	12.00
1.01	Indemnización			
	Por tiempo de servicios		12.00	
	Por participación de utilidades		3.00	
1.02	Seguro social obligatorio de accid. de Trabajo y enferm. profesionales			
	Asistenciales		1.30	1.30
	Económicas		1.70	1.70
1.03	Régimen de Prestación de salud		9.00	9.00
1.04	Sistema Nacional de Pensiones		0.00	
10.5	Impuesto extraordinario de Solidaridad		0.00	

2.00	PORCENTAJES DEDUCIDOS		90.11	
2.01	Salario Dominical		17.57	
2.02	Vacaciones Record		11.54	
2.03	Gratificación Fiestas Patrias y Navidad		26.67	
2.04	Jornales Feriados no laborables		4.33	
2.05	Asignación escolar (promedio 3 hijos)	**	30.00	

** Caso de no tener hijos = cero

3.00	REGIMEN DE PRESTACION DE SALUD		8.11	
3.01	Sobre salario dominical	9	1.58	
3.02	Sobre vacaciones record	9	1.04	
3.03	Sobre Gratificaciones de fiestas Patrias y Navidad	9	2.40	
3.04	Sobre jornales por feriados no laborables	9	0.39	
3.05	Sobre asignación escolar	9	2.70	

4.00	SEGURO SOCIAL OBLIGATORIO DE ACCIDENTES DE TRABAJO		2.70	
4.01	Sobre salario dominical	3	0.53	
4.02	Sobre vacaciones record	3	0.35	
4.03	Sobre Gratificaciones de fiestas Patrias y Navidad	3	0.80	
4.04	Sobre jornales por feriados no laborables	3	0.13	
4.05	Sobre asignación escolar	3	0.90	

TOTAL LEYES SOCIALES		127.92	12.00	
-----------------------------	--	---------------	--------------	--

CALCULO COSTO HORA HOMBRE (Considerando 3 hijos)

CONCEPTO	%	OPERARIO	OFICIAL	PEON
Jornal básico		52.10	44.1	39.4
Leyes Sociales sobre jornal básico	127.92	66.65	56.41	50.40
Bonificación unificada		16.67	13.23	11.82
Leyes Sociales sobre BUC	12.00	2.00	1.59	1.42
Movilidad		0.00	0.00	0.00
Overol (120/300.35)		0.00	0.00	0.00
TOTAL DIARIO		137.42	115.33	103.04
COSTO H-H S/.	(8 horas)	17.18	14.42	12.88

FUENTE: Elaboración propia

FÓRMULA POLINÓMICA - AGRUPAMIENTO PRELIMINAR

Presupuesto: **Construcción Del Puente Carrozable Carretera**

Cajamarca – Centro Poblado la Paccha

Fecha presupuesto: **02/06/2014**

Moneda: **Nuevos Soles**

Indice	Descripción	% Inicio	% Saldo	Agrupamiento
02	ACERO DE CONSTRUCCION LISO	0.363	0.000	
03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO	24.963	24.963	
04	AGREGADO FINO	2.467	0.000	
05	AGREGADO GRUESO	2.292	7.885	+ 04 + 84 + 54 + 49 + 32 + 02 + 65 + 48
13	ASFALTO	0.007	0.007	
21	CEMENTO PORTLAND TIPO I	15.119	15.119	
30	DOLAR (GENERAL PONDERADO)	0.218	8.742	+ 83 + 85 + 43
32	FLETE TERRESTRE	0.153	0.000	
39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR	15.860	15.860	
43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.	5.346	0.000	
47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES	27.237	27.237	
48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL	0.533	0.000	
49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO	1.443	0.000	
54	PINTURA LATEX	0.056	0.000	
56	PLANCHA DE ACERO LAC	0.024	0.024	
60	PLANCHA DE POLIURETANO	0.044	0.044	
65	TUBERÍA DE ACERO NEGRO Y/O GALVANIZADO	0.523	0.000	
72	TUBERÍA DE PVC PARA AGUA	0.020	0.020	
81	FULMINANTE COMÚN	0.013	0.013	
82	EXPLOSIVOS	0.048	0.048	
83	AFIRMADO	3.157	0.000	
84	INSUMOS	0.055	0.000	
85	NEOPRENE	0.021	0.000	
86	COSTO GLOBAL	0.038	0.038	
28	DINAMITA	0.049	0.000	
Total		100.000	100.000	

FÓRMULA POLINÓMICA

Presupuesto: **Construcción Del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**
 Subpresupuesto: **Construcción Del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**
 Fecha Presupuesto: **02/06/2014**
 Moneda: **Nuevos Soles**
 Ubicación Geográfica: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

$$K = 0.273*(MOr / MOo) + 0.079*(AGr / AGo) + 0.251*(ACr / ACo) + 0.151*(Cr / Co) + 0.087*(Dr / Do) + 0.159*(Ir / Io)$$

Monomio	Factor	(%)	Símbolo	Índice	Descripción
1	0.273	100.000	MO	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
2	0.079	100.000	AG	05	AGREGADO GRUESO
3	0.251	100.000	AC	03	ACERO DE CONSTRUCCIÓN CORRUGADO
4	0.151	100.000	C	21	CEMENTEO PORTLAND TIPO I
5	0.087	100.000	D	30	DÓLAR (GENERAL PONDERADO)
6	0.159	100.000	I	39	ÍNDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto:	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA					
Lugar:	Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA				Fecha presupuesto:	02/06/2014
Partida:	01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m2		3.07
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	0.1000	0.02000	17.18	0.34
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.20000	12.88	2.58
						2.92
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	2.92	0.15
						0.15
Partida:	01.02	TRAZO Y REPLANTEO CON TOPOGRAFO				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m2		4.19
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101030000	TOPOGRAFO	hh	0.6250	0.0500	18.86	0.94
0101010004	OFICIAL	hh	0.5000	0.0400	14.42	0.58
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0800	12.88	1.03
						2.55
	Materiales					
0231040002	ESTACA DE MADERA	p2		0.0200	0.50	0.01
0240020001	PINTURA ESMALTE	gln		0.0080	96.50	0.77
						0.78
	Equipos					
0301000020	NIVEL TOPOGRÁFICO	hm		0.0600	5.80	0.35
0301000022	ESTACIÓN TOTAL	hm		0.0600	6.30	0.38
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.55	0.13
						0.86
Partida:	02.01	EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO				
Rendimiento:	m3/DIA	MO. 60.0000	EQ. 60.0000	Costo unitario directo por : m3		8.18
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.13333	17.18	2.29
0101010004	OFICIAL	hh	0.5000	0.06667	14.42	0.96
						3.25
	Materiales					
0227000008	GUIA LENTA	m		0.50000	0.95	0.48
0227020012	FULMINANTE COMÚN # 6 DE 35 mm	und		0.50000	0.65	0.33
0228000023	EXPLOSIVO SEMEXA 60	kg		0.12000	10.00	1.20
						2.01
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	3.25	0.16
03011400060003	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM	hm	0.2500	0.03333	81.50	2.71
0349060010	MARTILLO NEUMATICO 29 KG C/BARRENO-ACCS	hm	0.0375	0.00500	9.50	0.05
						2.92
Partida:	02.02	EXCAVACION EN SUELO CON GRAN BOLONERIA				
Rendimiento:	m3/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m3		43.07
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.57143	14.42	8.24
0101010005	PEON	hh	4.0000	2.28571	12.88	29.44
						37.68
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	37.68	1.88
03010400030005	MOTOBOMBA 10 HP 4"	hm	0.1120	0.06400	12.50	0.80
03011400060003	COMPRESORA NEUMATICA 250 - 330 PCM – 87 HP	hm	0.0583	0.03333	81.50	2.71
						5.39

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto: **CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA**
 Lugar: **Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA** Fecha presupuesto: **02/06/2014**

Partida: **02.03 EXCAVACION BAJO AGUA EN SUELO GRAVOSO**
 Rendimiento: **m3/DIA MO. 5.0000 EQ. 5.0000 Costo unitario directo por : m3 24.14**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010005	PEON	hh	1.0000	1.60000	12.88	20.61
						20.61
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	20.61	1.03
03010400030005	MOTOBOMBA 4"(10 HP)	hm	0.1250	0.20000	12.50	2.50
						3.53

Partida: **02.04 CORTE EN TERRENO SUELTO RENDIMIENTO=460 M3/DIA**
 Rendimiento: **m3/DIA MO. 460.0000 EQ. 460.0000 Costo unitario directo por : m3 3.25**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010005	PEON	hh	2.0010	0.03480	12.88	0.45
01010100020005	CAPATAZ "B"	hh	0.2013	0.00350	15.07	0.05
01010300080001	CONTROLADOR OFICIAL	hh	0.2013	0.00350	13.22	0.05
						0.55
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	0.55	0.02
03011800020001	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0005	0.01740	154.00	2.68
						2.70

Partida: **02.05 CORTE EN ROCA SUELTA RENDIMIENTO=250 M3/DIA**
 Rendimiento: **m3/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : m3 6.52**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.06400	12.88	0.82
01010100020005	CAPATAZ "B"	hh	0.5000	0.01600	15.07	0.24
0101010007	PERFORISTA OFICIAL	hh	2.0000	0.06400	13.22	0.85
						1.91
Materiales						
0290230060	BARRENO 5' X 1/8"	und		0.00400	350.00	1.40
						1.40
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	1.91	0.06
03011400060003	COMPRESORA NEUMATICA 250 - 330 PCM - 87 HP	hm	1.0000	0.03200	81.50	2.61
03011400020006	MARTILLO NEUMATICO DE 25 Kg.	hm	2.0000	0.06400	8.50	0.54
						3.21

Partida: **02.06 RELLENO NIV. Y COMP. EN FUND. C/MAT. PROPIO**
 Rendimiento: **m3/DIA MO. 36.0000 EQ. 36.0000 Costo unitario directo por : m3 13.01**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.2000	0.04444	17.18	0.76
0101010005	PEON	hh	4.0000	0.88889	12.88	11.45
						12.21
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	12.21	0.61
0301100007	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	hm	0.1000	0.02222	8.50	0.19
						0.80

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto: **CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA**
 Lugar: **Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA** Fecha presupuesto: **02/06/2014**

Partida: **02.07 RELLENO Y COMPACTACION CONFORMACION ACCESOS**

Rendimiento: **m3/DIA** MO. **36.0000** EQ. **36.0000** Costo unitario directo por : m3 **13.39**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.2000	0.04444	17.18	0.76
0101010005	PEON	hh	4.0000	0.88889	12.88	11.45
12.21						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	12.21	0.61
0301100007	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	hm	0.3000	0.06667	8.50	0.57
1.18						

Partida: **02.08 COLOCACION DE AFIRMADO EN ACCESOS**

Rendimiento: **m3/DIA** MO. **36.0000** EQ. **36.0000** Costo unitario directo por : m3 **42.82**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.2000	0.04444	17.18	0.76
0101010005	PEON	hh	4.0000	0.88889	12.88	11.45
12.21						
Materiales						
0271050139	AFIRMADO	m3		1.20000	25.00	30.00
30.00						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	12.21	0.61
0.61						

Partida: **02.09 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HACIA ACCESOS**

Rendimiento: **m3/DIA** MO. **12.0000** EQ. **12.0000** Costo unitario directo por : m3 **18.03**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010005	PEON	hh	2.0000	1.33333	12.88	17.17
17.17						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	17.17	0.86
0.86						

Partida: **03.01 SOLADO PARA ZAPATAS E= 8" C:H 1:8**

Rendimiento: **m2/DIA** MO. **125.0000** EQ. **125.0000** Costo unitario directo por : m2 **30.79**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.12800	17.18	2.20
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.12800	14.42	1.85
0101010005	PEON	hh	8.0000	0.51200	12.88	6.59
10.64						
Materiales						
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.60000	23.00	13.80
0207030001	HORMIGON	m3		0.14600	28.00	4.09
17.89						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	10.64	0.53
03012900030004	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.6500	0.10560	16.40	1.73
2.26						

Partida: **04.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMAS**

Rendimiento: **m3/DIA** MO. **16.0000** EQ. **16.0000** Costo unitario directo por : m3 **489.59**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	3.0000	1.50000	17.18	25.77
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	1.50000	14.42	21.63

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto:		CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA						
Lugar:		Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA			Fecha presupuesto:		02/06/2014	
0101010005	PEON	hh	6.0000	3.00000	12.88	38.64	86.04	
Materiales								
02070100010003	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	m3		0.80000	60.00	48.00		
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.50000	80.00	40.00		
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.00000	23.00	299.00	387.00	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	86.04	4.30		
0301290004	MEZCLADORA DE CONCR. T. TROMPO 8 HP, 9 -11P3	hm	1.5000	0.75000	11.00	8.25		
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	1.0000	0.50000	8.00	4.00	16.55	
<hr/>								
Partida:	04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMAS						
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		59.69		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.66667	17.18	11.45		
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.66667	14.42	9.61	21.06	
Materiales								
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.10000	4.00	0.40		
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.15000	4.00	0.60		
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.10000	4.00	0.40		
0231000002	MADERA EUCALIPTO	p2		12.20000	3.00	36.60	38.00	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	21.06	0.63	0.63	
<hr/>								
Partida:	04.03	ACERO Fy = 4200 Kg/cm2 EN VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMAS						
Rendimiento:	kg/DIA	MO. 200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por : kg		5.75		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.04000	17.18	0.69		
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.04000	14.42	0.58	1.27	
Materiales								
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.02500	4.00	0.10		
0204030001	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.08000	4.00	4.32	4.42	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	1.27	0.06	0.06	
<hr/>								
Partida:	04.04	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 - LOSA , SARDINEL , VEREDAS						
Rendimiento:	m3/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m3		489.59		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	3.0000	1.50000	17.18	25.77		
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	1.50000	14.42	21.63		
0101010005	PEON	hh	6.0000	3.00000	12.88	38.64	86.04	
Materiales								
02070100010003	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	m3		0.80000	60.00	48.00		
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.50000	80.00	40.00		
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.00000	23.00	299.00	387.00	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	86.04	4.30		
0301290004	MEZCLADORA DE CONCR. T. TROMPO 8 HP, 9 -11P3	hm	1.5000	0.75000	11.00	8.25		
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	1.0000	0.50000	8.00	4.00	16.55	

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA
 Lugar: Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA Fecha presupuesto: 02/06/2014

Partida: 04.05 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA

Rendimiento: m2/DIA MO. 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m2 41.39

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.66667	17.18	11.45
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.66667	14.42	9.61
21.06						
Materiales						
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.10000	4.00	0.40
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.15000	4.00	0.60
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.10000	4.00	0.40
0231000002	MADERA EUCALIPTO	p2		6.10000	3.00	18.30
19.70						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	21.06	0.63
0.63						

Partida: 04.06 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SARDINELES

Rendimiento: m2/DIA MO. 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por : m2 25.42

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.50000	17.18	8.59
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.50000	12.88	6.44
15.03						
Materiales						
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.08000	4.00	0.32
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.20000	4.00	0.80
0231000002	MADERA EUCALIPTO	p2		2.94000	3.00	8.82
9.94						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	15.03	0.45
0.45						

Partida: 04.07 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDAS

Rendimiento: m2/DIA MO. 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por : m2 23.35

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.50000	17.18	8.59
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.50000	14.42	7.21
15.80						
Materiales						
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.10000	4.00	0.40
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.20000	4.00	0.80
0231000002	MADERA EUCALIPTO	p2		1.96000	3.00	5.88
7.08						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	15.80	0.47
0.47						

Partida: 04.08 ACERO Fy = 4,200 Kg/cm2 EN LOSA, SARDINEL Y VEREDA

Rendimiento: kg/DIA MO. 200.0000 EQ. 200.0000 Costo unitario directo por : kg 5.75

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.04000	17.18	0.69
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.04000	14.42	0.58
1.27						
Materiales						
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.02500	4.00	0.10

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto:		CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA				
Lugar:		Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA			Fecha presupuesto: 02/06/2014	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.08000	4.00	4.32
						4.42
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	1.27	0.06
						0.06
<hr/>						
Partida:	04.09	CONCRETO F'C=210 KG/CM2, PARA ESTRIBOS				
Rendimiento:	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		386.36
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.80000	17.18	13.74
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.80000	14.42	11.54
0101010005	PEON	hh	10.0000	4.00000	12.88	51.52
						76.80
Materiales						
02070100010003	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	m3		0.53000	60.00	31.80
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.52000	80.00	41.60
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.70000	23.00	223.10
						296.50
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	76.80	2.30
03012900030004	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3 M (18 HP)	hm	1.0000	0.40000	16.40	6.56
03012900010006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.40000	10.50	4.20
						13.06
<hr/>						
Partida:	04.10	CONCRETO F'C=175 KG/CM2, PARA ALETAS				
Rendimiento:	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		386.36
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.80000	17.18	13.74
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.80000	14.42	11.54
0101010005	PEON	hh	10.0000	4.00000	12.88	51.52
						76.80
Materiales						
02070100010003	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	m3		0.53000	60.00	31.80
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.52000	80.00	41.60
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.70000	23.00	223.10
						296.50
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	76.80	2.30
03012900030004	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.40000	16.40	6.56
03012900010006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.40000	10.50	4.20
						13.06
<hr/>						
Partida:	04.11	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRIBOS Y ALAS				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		39.11
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.66667	17.18	11.45
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.66667	14.42	9.61
0101010005	PEON	hh	0.2000	0.13333	12.88	1.72
						22.78
Materiales						
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.10000	4.00	0.40
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.15000	4.00	0.60
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.10000	4.00	0.40
0231000002	MADERA EUCALIPTO	p2		4.75000	3.00	14.25
						15.65
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	22.78	0.68
						0.68

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto:	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA					
Lugar:	Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA				Fecha presupuesto:	02/06/2014
Partida:	04.12	ACERO Fy = 4,200 Kg/cm2 EN ESTRIBOS Y ALETAS				
Rendimiento:	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		5.48
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.03200	17.18	0.55
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.03200	14.42	0.46
						1.01
	Materiales					
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.02500	4.00	0.10
0204030001	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.08000	4.00	4.32
						4.42
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	1.01	0.05
						0.05
Partida:	05.01	CONSTRUCCION DE APOYO FIJO				
Rendimiento:	und/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por : und		159.85
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	1.60000	17.18	27.49
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	1.60000	14.42	23.07
0101010005	PEON	hh	2.0000	3.20000	12.88	41.22
						91.78
	Materiales					
0204030001	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		15.87000	4.00	63.48
						63.48
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	91.78	4.59
						4.59
Partida:	05.02	CONSTRUCCION DE APOYO MÓVIL				
Rendimiento:	und/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : und		493.16
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	2.00000	17.18	34.36
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	2.00000	14.42	28.84
0101010005	PEON	hh	2.0000	4.00000	12.88	51.52
						114.72
	Materiales					
02460700010004	PERNOS DE ANCLAJE 3/4" X 0.50 M	und		8.00000	28.00	224.00
0201050006	NEOPRENE	m2		0.20000	346.00	69.20
0204180008	PLANCHAS ACERO LAC DE 1/4"	m2		0.30000	265.00	79.50
						372.70
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	114.72	5.74
						5.74
Partida:	06.01	BARANDA DE F° G° - PASAMANO + PARANTE				
Rendimiento:	m/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m		78.77
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.40000	17.18	6.87
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.40000	14.42	5.77
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.20000	12.88	2.58
						15.22
	Materiales					
0255080015	SOLDADURA "CELLOCORD A.P."	kg		0.25000	14.00	3.50

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA						
Lugar: Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA						
Fecha presupuesto: 02/06/2014						
0240020001	PINTURA ESMALTE	gln		0.02000	96.50	1.93
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.02000	98.00	1.96
0272010088	TUBO Fo.GALV. DE 3" x 6.40m	m		2.75000	18.40	50.60
						57.99
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	15.22	0.76
0301330008	EQUIPO DE SOLDAR	hm	0.6500	0.26000	18.45	4.80
						5.56
<hr/>						
Partida:	07.01	REVEST. CEMENTO FROTACHADO EN LOSA				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m2		21.08
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.40000	17.18	6.87
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.40000	12.88	5.15
						12.02
	Materiales					
02070200010001	ARENA FINA	m3		0.03200	70.00	2.24
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.28000	23.00	6.44
0272040053	REGLA DE MADERA	p2		0.01700	1.20	0.02
						8.70
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	10.81	0.32
						0.32
<hr/>						
Partida:	07.02	REVEST. CEMENTO FROTACHADO EN VEREDA				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m2		21.08
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.40000	17.18	6.87
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.40000	12.88	5.15
						12.02
	Materiales					
02070200010001	ARENA FINA	m3		0.03200	70.00	2.24
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.28000	23.00	6.44
0272040053	REGLA DE MADERA	p2		0.01700	1.20	0.02
						8.70
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	12.02	0.36
						0.36
<hr/>						
Partida:	07.03	TARRAJEO DE SARDINELES (MORTERO 1:5)				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m2		20.52
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.64000	17.18	11.00
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.32000	12.88	4.12
						15.12
	Materiales					
02070200010001	ARENA FINA	m3		0.02000	70.00	1.40
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.14000	23.00	3.22
0272040053	REGLA DE MADERA	p2		0.02000	1.20	0.02
						4.64
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	15.12	0.76
						0.76
<hr/>						
Partida:	08.01	JUNTA DE DILACION E=2"				
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m2		16.82
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.26667	17.18	4.58

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto:		CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA						
Lugar:		Cajamarca - Cajamarca - CAJAMARCA				Fecha presupuesto:	02/06/2014	
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.26667	12.88	3.44	8.02	
Materiales								
0239300001	TECNOPORT E= 1PLG	m2		2.10000	4.00	8.40	8.40	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	8.02	0.40	0.40	
<hr/>								
Partida:	08.02	JUNTA DE DILATACIÓN ASFÁLTICA E = 1/2"						
Rendimiento:	m/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m		13.46		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.20000	14.42	2.88		
0101010005	PEON	hh	3.0000	0.60000	12.88	7.73	10.61	
Materiales								
02070200010001	ARENA FINA	m3		0.00200	70.00	0.14		
02010500010001	ASFALTO RC-250	gln		0.13300	18.00	2.39	2.53	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	10.61	0.32	0.32	
<hr/>								
Partida:	08.03	DRENAJE DE LOSA DEL PUENTE						
Rendimiento:	m/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m		9.62		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	0.22222	17.18	3.82	3.82	
Materiales								
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.03000	4.00	0.12		
02050700020024	TUBERIA PVC SAL 3"	m		1.03000	5.30	5.49	5.61	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	3.82	0.19	0.19	
<hr/>								
Partida:	08.04	DRENAJE DE ESTRIBOS Y ALAS						
Rendimiento:	m/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m		9.62		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	0.22222	17.18	3.82	3.82	
Materiales								
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.03000	4.00	0.12		
02050700020025	TUBERIA PVC SAL 4"	m		1.03000	5.33	5.49	5.61	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00000	3.82	0.19	0.19	
<hr/>								
Partida:	08.05	FALSO PUENTE DE MADERA ROLLIZA						
Rendimiento:	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		151.74		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.66667	17.18	11.45		
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.66667	14.42	9.61		
0101010005	PEON	hh	2.0000	1.33333	12.88	17.17	38.23	
Materiales								
02041200010009	CLAVOS PARA MADERA C/C 5"	kg		0.40000	6.50	2.60		
							314	

1.7 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto:	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA					
Lugar:	Cajamarca – Cajamarca – CAJAMARCA				Fecha presupuesto:	02/06/2014
0204010008	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.40000	4.00	1.60
0231120002	MADERA ROLLIZA D=2"	m		4.50000	1.50	6.75
0231000002	MADERA EUCALIPTO	p2		28.31000	3.00	84.93
0231010003	MAD. TRONCO EUCAL. D=6", L=1m	m		4.12000	4.00	16.48
						112.36
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	38.23	1.15
						1.15
Partida:	09.01	SEÑAL INFORMATIVA DE PUENTE				
Rendimiento:	GLB/DIA	MO. 1.00000	EQ. 1.00000	Costo unitario directo por : GLB		250.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0201010022	COSTO GLOBAL	GLB		250.00000	1.00	250.00
						250.00
Partida:	10.01	TRANSPORTE DE MATERIALES				
Rendimiento:	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000⁺	Costo unitario directo por : GLB		1,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0201010023	FLETE TERRESTRE	GLB		1.00000	1,000.00	1,000.00
						1,000.00
Partida:	10.02	MOVILIZACION DE MAQUINARIAS-HERRAMIENTAS PARA LA OBRA				
Rendimiento:	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB		893.76
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010005	PEON	hh	4.0000	32.00000	12.88	412.16
						412.16
	Equipos					
0301220009	CAMION VOLQUETE 4x2 140-210 HP 6 M3.	hm	1.0000	8.00000	60.20	481.60
						481.60

DISEÑO DEL PIE DE PRESUPUESTO

Presupuesto: Construcción Del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha

Descripción	Variable	Macro	Omitir polinómica
COSTO DIRECTO	nDirecto	nDirecto	No
GASTOS GENERALES	GG	GGP*nDirecto	No
UTILIDAD (10% C.D.)	UTI	0.1*nDirecto	No
		-----	No
SUB TOTAL	ST	nDirecto+GG+UTI	No
I.G.V (18%)	IGV	0.18*ST	Si
		-----	No
PRESUPUESTO TOTAL	P_T	ST+IGV	No

GASTOS GENERALES

Presupuesto: **Construcción Del Puente Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**
 Fecha **02/06/2014**
 Moneda **01 NUEVOS SOLES**

GASTOS VARIABLES**49,000.00****PERSONAL PROFESIONAL Y AUXILIAR**

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
01009	Planillero	mes	1.00	100.00	3.00	1,500.00	4,500.00
01011	Asistente de Calidad	mes	1.00	100.00	4.00	2,500.00	10,000.00
01012	Ingeniero Residente	mes	1.00	100.00	4.00	4,500.00	18,000.00

Subtotal**32,500.00****PERSONAL TECNICO**

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
02001	Maestro General	mes	1.00	100.00	3.00	2,500.00	7,500.00

Subtotal**7,500.00****ALQUILER DE EQUIPO MENOR**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
03007	Camioneta Cabina simple 2 ton	mes	1.00	3.00	3,000.00	9,000.00

Subtotal**9,000.00****GASTOS FIJOS****331.27****TRIBUTOS**

Código	Descripción	% Tasa De	Parcial
09001	SENCICO	0.05 SUBTOTAL (662,540.67)	331.27

Subtotal**331.27****Total gastos generales****49,331.27**

PRECIOS Y CANTIDADES DE RECURSOS REQUERIDOS POR TIPO

Obra: **Construcción Del Puesto Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**
 Fecha: **01/06/2014**
 Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
0101030000	Topografo	hh	6.6100	18.86	124.66
0101010003	Operario	hh	2,672.3900	17.18	45,911.72
0101010004	Oficial	hh	2,650.8300	14.42	38,224.92
0101010005	Peon	hh	7,177.1200	12.88	92,441.31
01010100020005	Capataz "B"	hh	18.7200	15.07	282.05
01010300080001	Controlador Oficial	hh	2.4500	13.22	32.45
0101010007	Perforista Oficial	hh	65.0500	13.22	859.90
					177,877.01
MATERIALES					
02041200010005	Clavos Para Madera C/C 3"	kg	103.7400	4.00	414.97
02041200010007	Clavos Para Madera C/C 4"	kg	143.2500	4.00	573.02
02041200010009	Clavos Para Madera C/C 5"	kg	45.60000	6.50	296.40
02040100020001	Alambre Negro N°16	kg	921.6600	4.00	3,686.62
0204010008	Alambre Negro N°8	kg	159.9500	4.00	639.80
02460700010004	Pernos De Anclaje 3/4" x 0.50 m	und	16.00000	28.00	448.00
0204030001	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2 Grado 60	kg	39,847.2500	4.00	159,388.99
02070200010001	Arena Fina	m3	3.8300	70.00	268.13
02070100010003	Piedra Chancada DE 3/4"	m3	240.4200	60.00	14,425.49
0271050139	Afirmado	m3	825.0400	25.00	20,625.90
02070200010002	Arena Gruesa	m3	198.0800	80.00	15,846.53
02010500010001	Asfalto RC-250	gln	2.6600	18.00	47.88
0213010001	Cemento Portland TIPO I (42.5KG)	BOL	4,294.0200	23.00	98,762.50
0267050009	Guia Lenta	m	129.3900	0.95	122.92
0255100007	Fulminante Comun # 6 DE 35 mm	und	129.3900	0.65	84.10
02903200090039	Explosivo SEMEXA 60	kg	31.0500	10.00	310.54
0201050006	Neoprene	m2	0.40000	346.00	138.40
0290230060	Barreno 5' X 1/8"	und	4.0700	350.00	1,422.85
0255080015	Soldadura "CELLOCORD A.P."	kg	16.90000	14.00	236.60
0201010023	Flete Terrestre	GLB	1.00000	1,000.00	1,000.00
0207030001	Hormigon	m3	19.3000	28.00	540.43
0210040005	Tecnoport E= 1PLG	m2	71.0400	4.00	284.17
0231120002	Madera Rolliza D=2"	m	513.00000	1.50	769.50
0272040053	Regla de Madera	p2	2.2500	1.20	2.69
0231040002	Estaca de Madera	p2	2.6400	0.50	1.32
0231000002	Madera Eucalipto	p2	10,757.7200	3.00	32,273.15

PRECIOS Y CANTIDADES DE RECURSOS REQUERIDOS POR TIPO

Obra: **Construcción Del Punte Carrozable Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha**
 Fecha: **01/06/2014**
 Lugar: **Cajamarca - Cajamarca - Cajamarca**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0231010003	Mad. Tronco Eucal. D=6", L=1m	m	469.6800	4.00	1,878.72
0240020001	Pintura Esmalte	gln	2.4100	96.50	232.53
0240070001	Pintura Anticorrosiva	gln	1.3500	98.00	132.50
0204180008	Planchas Acero LAC DE 1/4"	m2	0.60000	265.00	159.00
0272010088	Tubo Fo.Galv. DE 3" x 6.40m	m	185.9000	18.40	3,420.56
0201010022	Costo Global	GLB	250.0000	1.00	250.00
02050700020025	Tuberia PVC SAL 4"	m	16.4800	5.33	87.84
02050700020024	Tuberia PVC SAL 3"	m	8.24000	5.33	43.92
					358,815.97

EQUIPOS

0301000020	Nivel Topográfico	hm	7.9300	5.80	46.01
0301000022	Estación Total	hm	7.9300	6.30	49.97
03012900030004	Mezcladora Concreto Tambor 11 P3-18 HP	hm	115.2900	16.40	1,890.79
0301290004	Mezcladora de Concr. T. Trompo 8 HP, 9 -11P3	hm	99.5300	11.00	1,094.78
0301220009	Camion Volquete 4x2 140-210 HP 6 M3.	hm	8.0000	60.20	481.60
03010400030005	Motobomba 10 HP 4"	hm	42.4400	12.50	530.50
0301330008	Equipo de Soldar	hm	17.5800	18.45	324.48
03011400060003	Compresora Neumatica 87 HP 250-330 PCM	hm	49.7600	81.50	4,055.23
0301100007	Compactador Vibr. Tipo Plancha 4 HP	hm	47.0800	8.50	400.22
03011800020001	Tractor de Orugas DE 190-240 HP	hm	12.2000	154.00	1,879.48
03011400020006	Martillo Neumatico DE 25 Kg.	hm	65.0500	8.50	552.88
03011400020005	Martillo Neumatico 29 KG C/Barreno-ACCS	hm	1.2900	9.50	12.29
03012900010005	Vibrador de Concreto 4 HP 1.35"	hm	66.3500	8.00	537.80
03012900010006	Vibrador de Concreto 4 HP 2.40"	hm	101.3300	10.50	1,063.99
					12,912.82

Total S/. **549,605.80**



1.7 CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO FINANCIERO

- Cronograma de Avance Físico Financiero.

1.8 PLANOS

- **PLANO N° 01:** PLANO DE LOCALIZACIÓN.
- **PLANO N° 02:** PLANO DE UBICACIÓN.
- **PLANO N° 03:** PLANTA, PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES.
- **PLANO N° 04:** SUPERESTRUCTURA – ACERO EN LOSA Y VEREDAS – BARANDAS.
- **PLANO N° 05:** SUPERESTRUCTURA – ACERO EN VIGAS LATERALES Y DIAFRAGMAS – DRENAJE EN LOSA – DISPOSITIVOS DE APOYO.
- **PLANO N° 06:** SUBESTRUCTURA – ACERO EN ESTRIBOS Y ALETAS – DRENAJE EN ESTRIBOS.
- **PLANO N° 07:** FALSO PUENTE.
- **PLANO N° 08:** DELIMITACIÓN DE CUENCA.
- **PLANO N° 09:** GEOLOGÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO.
- **PLANO N° 10:** - NIVEL DE RIESGO POR SEDIMENTACIÓN.
- RAMPA DE ENTRADA Y SALIDA.
- **PLANO N° 11:** UBICACIÓN DE CANTERA.



4.1 ANEXOS – ESTUDIOS PRELIMINARES

Tabla 4.28 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
1	776282.48	9205347.31	2747.74
2	776296.95	9205321.08	2748.63
3	776293.52	9205349.31	2748.22
4	776302.18	9205319.07	2748.33
5	776314.21	9205314.20	2748.26
6	776323.03	9205311.78	2747.75
7	776332.42	9205311.58	2747.10
8	776331.91	9205342.22	2747.42
9	776338.58	9205312.12	2745.66
10	776353.17	9205303.52	2745.77
11	776374.32	9205305.58	2745.05
12	776384.11	9205306.29	2743.94
13	776397.25	9205308.37	2743.47
14	776401.21	9205309.11	2741.75
15	776403.09	9205313.12	2741.02
16	776410.21	9205312.93	2740.75
17	776413.95	9205304.92	2741.03
18	776418.21	9205309.36	2740.11
19	776428.17	9205307.15	2742.13
20	776434.34	9205310.71	2739.04
21	776446.44	9205310.00	2737.75
22	776440.39	9205309.49	2737.96
23	776443.75	9205304.98	2738.48
24	776460.03	9205310.51	2736.64
25	776467.24	9205311.00	2736.54
26	776443.62	9205313.32	2735.42
27	776437.64	9205314.13	2735.72
28	776428.77	9205314.35	2736.15
29	776418.88	9205314.64	2737.09
30	776408.39	9205315.74	2737.74

FUENTE: Elaboración Propia

VAN...



... VIENEN

Tabla 4.29 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
31	776403.12	9205316.31	2738.44
32	776397.55	9205317.09	2738.75
33	776392.47	9205312.03	2739.57
34	776386.21	9205310.86	2739.71
35	776373.15	9205307.88	2741.32
36	776369.40	9205307.17	2741.57
37	776361.98	9205306.93	2742.33
38	776354.31	9205306.71	2742.78
39	776334.63	9205313.37	2743.40
40	776327.42	9205311.88	2743.50
41	776321.80	9205313.44	2744.07
42	776313.24	9205317.04	2744.24
43	776303.45	9205320.31	2744.74
44	776297.29	9205322.67	2745.11
45	776289.30	9205324.93	2745.36
46	776286.99	9205333.31	2744.22
47	776292.68	9205331.14	2744.04
48	776302.67	9205328.34	2743.82
49	776309.45	9205325.98	2743.81
50	776320.47	9205323.69	2742.82
51	776326.84	9205321.12	2741.71
52	776338.21	9205317.93	2741.37
53	776354.95	9205315.67	2741.05
54	776366.00	9205315.98	2740.25
55	776374.00	9205316.17	2739.93
56	776384.27	9205316.41	2739.47
57	776390.41	9205316.81	2739.21
58	776402.01	9205318.65	2738.06
59	776407.92	9205317.44	2737.64
60	776418.10	9205317.07	2737.00
61	776424.52	9205316.20	2736.46
62	776433.61	9205316.09	2735.84
63	776440.35	9205315.32	2735.48
64	776415.47	9205304.81	2741.13
65	776408.53	9205306.03	2740.93

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
66	776419.40	9205295.45	2742.17
67	776411.33	9205301.57	2741.22
68	776416.49	9205291.57	2742.16
69	776424.04	9205286.15	2742.56
70	776420.50	9205282.78	2742.58
71	776430.09	9205275.12	2742.82
72	776426.46	9205273.17	2742.91
73	776439.09	9205266.00	2743.25
74	776435.37	9205264.16	2743.20
75	776445.41	9205255.68	2743.65
76	776438.93	9205258.71	2743.47
77	776444.39	9205246.89	2743.98
78	776441.00	9205253.03	2743.66
79	776443.53	9205237.83	2744.38
80	776439.74	9205245.89	2744.10
81	776427.99	9205269.19	2743.30
82	776428.59	9205280.30	2742.29
83	776402.22	9205304.70	2742.18
84	776395.17	9205293.14	2743.82
85	776393.88	9205299.59	2743.94
86	776383.26	9205294.65	2744.67
87	776388.72	9205272.63	2744.50
88	776379.31	9205287.43	2744.98
89	776380.38	9205267.42	2746.54
90	776372.45	9205281.83	2744.86
91	776369.83	9205267.45	2747.70
92	776367.01	9205276.19	2745.26
93	776363.31	9205272.75	2746.52
94	776363.21	9205261.06	2750.43
95	776359.33	9205276.64	2746.21
96	776353.82	9205263.22	2751.43
97	776354.58	9205278.20	2746.40
98	776341.26	9205260.01	2752.56
99	776346.20	9205279.98	2746.95
100	776335.40	9205251.16	2753.78

FUENTE: Elaboración Propia

VAN...



... VIENEN

Tabla 4.30 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
101	776337.93	9205282.88	2747.19
102	776352.56	9205234.99	2754.53
103	776332.16	9205284.47	2747.68
104	776365.77	9205222.43	2754.58
105	776315.22	9205258.25	2752.86
106	776307.11	9205266.86	2751.63
107	776308.96	9205308.74	2748.29
108	776305.79	9205307.53	2748.40
109	776305.68	9205307.44	2748.38
110	776299.01	9205307.45	2748.61
111	776298.68	9205347.57	2745.89
112	776328.83	9205340.39	2744.15
113	776342.00	9205337.81	2745.17
114	776287.88	9205346.21	2746.40
115	776356.45	9205328.53	2745.40
116	776366.51	9205329.01	2744.94
117	776377.84	9205329.26	2745.21
118	776360.75	9205338.11	2745.28
119	776385.64	9205329.57	2744.54
120	776394.11	9205327.45	2743.86
121	776405.27	9205327.62	2743.53
122	776370.74	9205350.16	2745.74
123	776411.87	9205325.85	2741.43
124	776411.88	9205325.93	2741.45
125	776406.21	9205326.38	2741.65
126	776413.09	9205336.44	2742.30
127	776408.15	9205331.95	2742.37
128	776408.59	9205339.41	2742.62
129	776413.71	9205345.04	2742.77
130	776408.84	9205345.47	2742.78
131	776408.89	9205345.47	2742.78
132	776415.13	9205353.40	2742.76
133	776409.31	9205351.35	2742.83
134	776415.53	9205361.66	2742.69
135	776416.59	9205369.79	2742.41

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
136	776410.61	9205365.57	2742.68
137	776418.16	9205377.80	2742.42
138	776411.68	9205376.12	2742.54
139	776420.28	9205388.53	2742.16
140	776412.39	9205384.25	2742.43
141	776413.87	9205391.68	2742.58
142	776424.57	9205400.18	2741.60
143	776418.66	9205395.04	2742.15
144	776422.47	9205398.25	2741.84
145	776426.62	9205402.09	2741.42
146	776408.22	9205344.00	2744.03
147	776407.72	9205338.87	2743.89
148	776407.43	9205334.43	2743.94
149	776388.94	9205341.15	2744.04
150	776380.71	9205348.74	2744.55
151	776379.85	9205354.27	2744.60
152	776370.52	9205350.22	2745.73
153	776362.02	9205359.13	2746.00
154	776371.02	9205368.40	2744.92
155	776348.05	9205369.00	2746.20
156	776354.43	9205382.72	2745.04
157	776345.20	9205376.51	2745.76
158	776345.18	9205376.55	2745.76
159	776341.57	9205387.49	2745.45
160	776385.60	9205367.68	2744.10
161	776389.91	9205377.97	2743.69
162	776321.22	9205333.83	2743.48
163	776348.59	9205326.15	2742.72
164	776334.43	9205331.26	2743.73
165	776355.06	9205325.68	2742.23
166	776362.49	9205324.44	2741.93
167	776369.92	9205323.95	2741.12
168	776381.78	9205321.81	2739.51
169	776375.35	9205323.21	2740.00
170	776392.93	9205321.79	2738.41

FUENTE: Elaboración Propia

VAN...



... VIENEN

Tabla 4.31 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
171	776387.72	9205321.47	2739.23
172	776400.41	9205324.59	2738.17
173	776407.24	9205319.80	2737.55
174	776415.10	9205320.91	2736.95
175	776416.35	9205323.87	2737.16
176	776422.61	9205322.60	2737.39
177	776428.87	9205322.00	2736.72
178	776436.64	9205321.85	2736.85
179	776446.05	9205321.13	2736.00
180	776453.38	9205320.41	2734.98
181	776462.76	9205319.80	2734.51
182	776468.79	9205319.85	2734.22
183	776477.02	9205321.09	2734.26
184	776483.00	9205319.46	2733.82
185	776491.35	9205320.04	2733.42
186	776492.95	9205314.63	2733.47
187	776495.68	9205320.10	2733.36
188	776497.23	9205314.60	2733.30
189	776511.10	9205321.74	2732.57
190	776506.63	9205314.85	2732.64
191	776511.34	9205315.18	2732.46
192	776506.81	9205324.24	2736.03
193	776514.40	9205312.24	2736.07
194	776493.53	9205321.89	2737.38
195	776508.57	9205310.78	2736.41
196	776482.00	9205324.27	2736.62
197	776497.26	9205311.86	2737.12
198	776493.25	9205311.54	2737.09
199	776485.25	9205309.66	2736.69
200	776467.29	9205323.10	2737.11
201	776457.78	9205323.17	2737.43
202	776452.50	9205323.61	2738.24
203	776470.85	9205309.91	2736.40
204	776465.77	9205311.26	2736.10
205	776457.73	9205310.48	2736.28

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
206	776439.62	9205326.44	2740.59
207	776436.13	9205316.00	2735.29
208	776443.83	9205316.08	2734.82
209	776434.39	9205326.67	2740.64
210	776453.34	9205316.35	2734.42
211	776464.91	9205315.99	2734.06
212	776478.76	9205316.07	2733.61
213	776491.97	9205316.87	2733.09
214	776503.83	9205317.66	2732.81
215	776409.96	9205325.36	2741.37
216	776486.89	9205313.14	2733.44
217	776470.90	9205312.54	2733.99
218	776457.98	9205312.75	2734.34
219	776442.93	9205313.52	2735.06
220	776433.11	9205313.86	2736.08
221	776379.00	9205291.00	2744.00
222	776379.00	9205291.00	2744.00
223	776379.00	9205291.00	2744.00
224	776379.00	9205291.00	2744.00
225	776400.00	9205331.00	2746.00
226	776400.00	9205331.00	2745.22
227	776410.71	9205311.45	2741.16
228	776410.71	9205311.45	2740.79
229	776378.86	9205290.74	2744.78
230	776410.71	9205311.45	2741.16
231	776433.07	9205342.17	2744.74
232	776378.78	9205290.86	2744.37
233	776435.97	9205409.62	2740.72
234	776434.96	9205408.71	2741.00
235	776432.17	9205406.27	2741.00
236	776430.27	9205404.50	2741.03
237	776428.58	9205402.97	2741.18
238	776424.06	9205398.91	2741.55
239	776422.97	9205397.93	2741.62
240	776421.73	9205396.77	2741.70

FUENTE: Elaboración Propia

VAN...



... VIENEN

Tabla 4.32 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
241	776420.64	9205395.63	2741.78
242	776419.57	9205394.46	2742.00
243	776417.61	9205392.00	2742.03
244	776415.98	9205398.29	2742.10
245	776415.22	9205387.43	2742.04
246	776413.70	9205383.40	2742.15
247	776413.70	9205380.38	2742.26
248	776412.31	9205376.97	2742.31
249	776411.57	9205367.69	2742.32
250	776410.50	9205356.46	2742.53
251	776409.72	9205348.36	2742.56
252	776408.76	9205338.29	2742.25
253	776407.92	9205329.63	2741.75
254	776407.58	9205325.90	2741.50
255	776407.39	9205323.90	2740.00
256	776407.04	9205320.35	2737.34
257	776406.76	9205317.41	2737.45
258	776406.58	9205314.69	2739.00
259	776406.26	9205312.21	2741.00
260	776405.61	9205305.45	2741.01
261	776405.78	9205300.93	2741.49
262	776407.66	9205294.76	2742.01
263	776417.67	9205281.22	2742.43
264	776424.80	9205272.06	2742.69
265	776434.90	9205259.09	2743.16
266	776438.50	9205253.84	2743.39
267	776440.23	9205249.00	2743.63
268	776440.63	9205240.22	2744.06
269	776440.34	9205230.80	2744.65
270	776440.27	9205228.41	2744.86
271	776442.14	9205230.74	2744.68
272	776442.43	9205240.16	2744.10
273	776442.26	9205248.05	2743.74
274	776440.95	9205252.72	2743.48
275	776439.08	9205256.55	2743.38

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
276	776436.32	9205260.19	2743.19
277	776428.34	9205270.41	2743.00
278	776419.09	9205282.33	2742.47
279	776411.61	9205291.93	2742.34
280	776408.04	9205298.87	2741.69
281	776407.38	9205302.92	2741.44
282	776407.74	9205308.90	2740.80
283	776408.28	9205314.44	2739.00
284	776408.92	9205321.16	2738.00
285	776409.54	9205326.15	2741.50
286	776409.92	9205331.59	2741.96
287	776410.55	9205338.12	2742.28
288	776411.51	9205348.19	2742.60
289	776412.29	9205356.29	2742.56
290	776413.00	9205363.67	2742.49
291	776413.91	9205373.24	2742.28
292	776414.71	9205380.00	2742.25
293	776416.42	9205385.68	2742.11
294	776420.08	9205392.13	2741.95
295	776425.27	9205397.57	2741.59
296	776431.48	9205403.16	2741.07
297	776436.17	9205407.37	2740.93
298	776438.38	9205406.95	2740.72
299	776432.68	9205401.82	2741.03
300	776426.47	9205396.24	2741.55
301	776423.30	9205393.20	2741.78
302	776420.80	9205389.86	2742.12
303	776418.98	9205386.89	2742.33
304	776416.78	9205381.02	2742.19
305	776415.70	9205373.07	2742.24
306	776414.79	9205363.50	2742.45
307	776413.69	9205352.09	2742.56
308	776412.71	9205341.80	2742.45
309	776411.92	9205333.58	2742.11
310	776411.28	9205326.89	2741.60

FUENTE: Elaboración Propia

VAN...



... VIENEN

Tabla 4.33 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
311	776410.84	9205321.92	2738.50
312	776410.20	9205315.57	2737.50
313	776409.84	9205311.86	2740.88
314	776409.34	9205305.63	2741.05
315	776409.21	9205302.53	2741.43
316	776409.58	9205300.14	2741.55
317	776411.40	9205295.34	2742.11
318	776413.03	9205293.04	2742.30
319	776419.33	9205284.95	2742.47
320	776427.64	9205274.27	2742.69
321	776432.23	9205268.38	2743.03
322	776437.74	9205261.30	2743.16
323	776441.74	9205255.42	2743.39
324	776443.35	9205251.26	2743.55
325	776444.28	9205246.68	2743.79
326	776444.24	9205240.11	2744.26
327	776443.94	9205230.69	2744.65
328	776444.24	9205228.29	2744.81
329	776437.46	9205404.77	2741.01
330	776442.02	9205384.43	2740.16
331	776447.99	9205385.83	2739.89
332	776451.25	9205373.49	2739.41
333	776473.34	9205380.93	2738.30
334	776464.29	9205411.53	2739.38
335	776475.16	9205406.50	2738.90
336	776478.57	9205394.96	2738.55
337	776505.91	9205404.20	2737.87
338	776500.79	9205414.09	2738.30
339	776480.80	9205387.43	2738.36
340	776524.25	9205401.40	2737.31
341	776529.48	9205385.13	2736.40
342	776531.76	9205377.98	2736.01
343	776487.47	9205364.88	2737.46
344	776490.08	9205356.05	2737.17
345	776534.55	9205369.21	2735.62

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
346	776476.97	9205368.66	2737.39
347	776480.35	9205357.23	2737.48
348	776484.27	9205343.99	2737.13
349	776487.45	9205333.25	2736.75
350	776467.17	9205327.25	2737.26
351	776463.99	9205338.00	2737.75
352	776460.07	9205351.23	2738.37
353	776455.66	9205362.36	2738.87
354	776442.10	9205352.10	2739.50
355	776438.50	9205360.55	2740.00
356	776412.62	9205333.55	2742.21
357	776397.03	9205334.43	2745.50
358	776397.27	9205338.79	2745.00
359	776370.52	9205338.11	2745.38
360	776360.75	9205350.22	2745.72
361	776371.47	9205392.62	2743.85
362	776375.08	9205381.68	2744.21
363	776336.84	9205356.05	2746.73
364	776317.24	9205348.41	2746.50
365	776317.16	9205357.26	2746.00
366	776442.09	9205306.03	2738.51
367	776442.09	9205300.88	2739.12
368	776453.41	9205306.03	2737.68
369	776455.91	9205294.42	2738.91
370	776449.56	9205290.00	2739.75
371	776450.77	9205288.26	2739.87
372	776462.74	9205287.82	2739.25
373	776462.97	9205294.16	2738.61
374	776433.82	9205272.29	2742.88
375	776445.39	9205279.85	2741.25
376	776441.53	9205288.34	2745.11
377	776508.99	9205289.60	2738.39
378	776415.00	9205280.28	2739.00
379	776422.84	9205271.24	2743.25
380	776429.65	9205264.22	2743.50

FUENTE: Elaboración Propia

VAN...



... VIENEN

Tabla 4.34 Levantamiento topográfico

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
381	776420.08	9205255.98	2744.31
382	776413.51	9205263.45	2744.13
383	776430.52	9205263.35	2743.52
384	776436.08	9205255.79	2743.70
385	776425.59	9205239.53	2745.88
386	776416.58	9205247.65	2745.63
387	776410.99	9205253.87	2745.14
388	776403.36	9205262.72	2744.64
389	776395.54	9205255.97	2746.61
390	776403.18	9205247.13	2747.18
391	776392.36	9205253.55	2747.39
392	776406.37	9205238.80	2748.00
393	776398.34	9205231.10	2749.95
394	776384.40	9205245.81	2749.24
395	776488.74	9205451.64	2738.50
396	776524.81	9205411.32	2737.50
397	776445.05	9205442.54	2739.50
398	776422.02	9205438.69	2740.00
399	776442.89	9205422.45	2739.80
400	776444.72	9205411.58	2740.00
401	776427.91	9205429.61	2740.50
402	776435.89	9205418.64	2740.40
403	776402.20	9205428.29	2741.50
404	776418.27	9205422.52	2741.25
405	776404.42	9205413.58	2741.75
406	776552.02	9205323.73	2733.00
407	776452.02	9205315.71	2733.00
408	776545.52	9205312.71	2736.00
409	776513.29	9205315.36	2732.30
410	776504.56	9205319.93	2732.60
411	776501.51	9205315.55	2733.50
412	776483.86	9205316.39	2733.50
413	776484.19	9205313.46	2734.00
414	776473.77	9205317.74	2734.00
415	776473.54	9205314.64	2734.00
416	776465.32	9205313.71	2734.50

PUNTO	COORDENADAS		
	ESTE	NORTE	COTA
417	776448.65	9205313.81	2735.50
418	776415.32	9205316.47	2737.50
419	776405.47	9205317.09	2737.80
420	776404.87	9205319.64	2737.80
421	776403.45	9205318.38	2737.80
422	776402.82	9205320.20	2738.40
423	776369.51	9205302.62	2743.70
424	776512.56	9205269.57	2740.00
425	776510.87	9205225.01	2742.50
426	776496.61	9205197.59	2745.00
427	776439.07	9205186.01	2747.50
428	776439.85	9205211.01	2747.25
429	776443.17	9205210.87	2746.13
430	776443.44	9205220.01	2745.45
431	776439.87	9205221.59	2746.10
432	776443.44	9205227.64	2744.87
433	776440.06	9205235.69	2744.90
434	776312.97	9205253.20	2755.00
435	776341.70	9205237.78	2754.50
436	776398.57	9205186.28	2750.00
437	776412.17	9205327.58	2741.50
438	776409.69	9205307.56	2741.00
439	776459.97	9205426.12	2739.47
440	776455.65	9205440.72	2739.42
441	776473.74	9205411.30	2739.13
442	776499.41	9205418.89	2738.33
443	776494.92	9205339.70	2736.69
444	776502.37	9205331.11	2736.25
445	776513.50	9205328.78	2735.79
446	776547.63	9205329.26	2733.50
447	776545.20	9205324.38	2733.50
448	776512.88	9205323.60	2735.51
449	776503.13	9205325.22	2736.18
450	776493.66	9205330.05	2736.48
451	776501.89	9205300.60	2737.81
452	776498.21	9205298.83	2737.87

FUENTE: Elaboración Propia



Tabla 4.35 Control de Tránsito Vehicular en la Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha

FECHA	HORA	CAMIONETAS Y AUTOS	COMBIS Y CAMIONES	TOTAL VEH/DIA.
Lunes 07/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	11	4	15
Martes 08/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	7	2	9
Miércoles 09/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	6	2	8
Jueves 10/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	6	2	8
Viernes 11/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	9	3	12
Sábado 12/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	8	5	13
Domingo 13/10/2013	8:00 am - 4:00 pm	8	6	14
TOTAL		55	24	79
PROMEDIO/DIA		8	3	11

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 4.36 Control de Tránsito Peatonal en la Carretera Cajamarca – Centro Poblado la Paccha

FECHA	HORA	VARONES	MUJERES	TOTAL PERSONA/DIA
Lunes 07/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	68	55	123
Martes 08/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	52	42	94
Miércoles 09/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	48	42	90
Jueves 10/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	43	43	86
Viernes 11/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	52	53	105
Sábado 12/10/2013	8:00 am - 5:00 pm	51	50	101
Domingo 13/10/2013	8:00 am - 4:00 pm	54	49	103
TOTAL		375	334	709
PROMEDIO/DIA		53	48	101

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 4.38 Matriz Cromática: "Construcción del Puente Carrozable Carretera Cajamarca - Centro Poblado la Paccha"

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL			FASE	CONSTRUCCIÓN					OPERACIÓN		
			I M P A C T O A M B I E N T A L	a) Trabajos Preliminares (limpieza de terreno manual, Trazo, nivelación y replanteo)	b) Movimiento de tierras (Excav.niv. Fondos, refíne, perf comp)	c) Eliminación de material excedente	d) Acopio de material	e) Obras de concreto armado (coloc. Acero, encof. y desencf.)	a) Ocupación espacial	b) Mantenimiento de la estructura	
FACTORES AMBIENTALES AFECTADOS											
M E D I O F Í S I C O	I N E R T E	Aire	Calidad de aire								
			Polvos y humos								
			Nivel de ruido								
		Suelo	Relieve y topografía								
			Contaminación								
			Capacidad agrológica								
		Agua	Aguas Superficiales								
			Procesos	Drenaje superficial							
		Compactación									
	B I Ó T I C O	Flora	Cubierta vegetal								
			Cultivos								
		Fauna	Diversidad de especies								
			Hábitats faunísticos								
		Procesos	Movilidad de especies								
			Pautas de comportamiento								
	P E P A R T L C U	Paisaje intrínseco	Calidad paisajística								
			Potencial de vistas								
		Intervisibilidad	Incidencia visual								
M S E C O N O M I C O	P O B L A N C	Estructura de ocupación	Empleo								
			Estilos de vida								
	Sector de actividad	Salud y seguridad									
		Calidad de vida									

	COMPATIBLE		SEVERO
	MODERADO		CRITICO

4.3 PROCEDIMIENTO DE ENTRADA DE DATOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN EL PROGRAMA BRIDGE 2014 V-16.0.2

Abrimos el programa **CSiBridge 2014**, luego vamos al ícono , ubicado en la parte superior izquierda de la ventana **Window1**, Click en **New**; en la ventana **New Model** Click en **Black**, previamente habiendo configurado las unidades **Tonf, m, C**.

Creado la nueva interfaz de diseño, vamos a la sección **Home**, luego Click en **Bridge Wizard**, que desplegará la ventana **Bridge Modeler Wizard**, que es la herramienta mediante la cual procederemos a ingresar los datos básicos para el diseño.

Primero habrá que definir la línea base del puente, para ello en la sección **Summary Table** Click en **2.- Layout Line**, y procedemos a definir sus propiedades con el ícono **Define/Show Layout Lines...**, ahora, en la ventana **Define Bridge Layout Line** adicionamos una nueva línea con **Add New Line...** y configuramos los siguientes valores para el puente viga de **21.20 m** en el ítem **End Station (m)**

Bridge Layout Line Data	
Bridge Layout Line Name	Puente La Paccha
Coordinate System	GLOBAL
Shift Layout Line	Modify Layout Line Stations...
Un's	Tonf, m, C
Coordinates of Initial Station	
Global X	0.
Global Y	0.
Global Z	0.
Initial and End Station Data	
Initial Station (m)	0.
Initial Bearing	N900000E
Initial Grade in Percent	0.
End Station (m)	21.2
Horizontal Layout Data	
Define Horizontal Layout Data... Quick Start...	
Define Layout Data	
Define Vertical Layout Data... Quick Start...	
Plan View (X-Y Projection)	Station
North	Bearing
	Radius
	Grade
	X
	Y
	Z
	-0.3986
Developed Elevation View Along Layout Line	
	Refresh Plot
OK Cancel	

Aceptamos el cuadro de diálogo anterior con **Ok > Ok**. Luego introduciremos los datos del material en el ítem **3.1.- Materials**, Click en **Define/Show Material Properties...**, y Click en **Add New Material...** de la ventana **Define Materials** para crear elementos estructurales de concreto armado y cuya resistencia de diseño es de **280 kg/cm²**; en la ventana **Add Material Property** la definimos de la forma como se muestra en la figura de la página siguiente:



Add Material Property

Region: United States
Material Type: Concrete
Standard: Customary
Grade: f'c 4000 psi

OK Cancel

En donde la calidad del concreto (Grade) **f'c 4000 psi** es el valor que más se aproxima a **280 kg/cm² (281.228 Kg/cm²)** el cual modificaremos después, luego Click en Ok. Luego, al valor f'c 4000Psi-2 lo modificaremos dando Click en la opción: **Modify/Show Material...**, y definimos las opciones, valores y propiedades que se muestran en la figura del costado; luego Ok > Ok.

Ahora, vamos a definir el tipo de sección transversal del puente, Click en el ítem 4.1.- **Deck Sections > Define/Show Deck Sections...** y agregamos una nueva sección haciendo Click en **Add New Section...**; en la ventana emergente **Select Bridge Deck Section Type** escogemos la sección

Material Property Data

General Data
Material Name and Display Color: 280 kg/cm³
Material Type: Concrete
Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass
Weight per Unit Volume: 2.4
Mass per Unit Volume: 0.2447
Units: Tonl, m, C

Isotropic Property Data
Modulus of Elasticity, E: 2844200
Poisson's Ratio, U: 0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
Shear Modulus, G: 1185083.3

Other Properties for Concrete Materials
Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 28000
 Lightweight Concrete
Shear Strength Reduction Factor: []

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

tipo: **Tee Beam** por tratarse de un puente tipo viga - losa, en donde las vigas actúan conjuntamente con la losa del puente en una sección compuesta tipo T, lo definimos como **STP La Paccha** y configuramos los valores que se muestran en la página siguiente, acorde con la geometría de la sección transversal del puente obtenida a partir del predimensionamiento de los elementos estructurales.



Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section is Legal Show Section Details...

Girder Output
 Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties Units
 Materials: Frame Sects... Tonf, m, C

OK Cancel

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	STP La Pascha
Slab Material Property	280 kg/cm ²
Girder Material Property	280 kg/cm ²
Number of Interior Girders	0
Total Width	5.7
Total Depth	1.7
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Models)	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.25
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
f3 Horizontal Dimension	0.
f4 Horizontal Dimension	0.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.
f2 Vertical Dimension	0.

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section is Legal Show Section Details...

Girder Output
 Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties Units
 Materials: Frame Sects... Tonf, m, C

OK Cancel

Section Data

Item	Value
I3 Vertical Dimension	0
I4 Vertical Dimension	0
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	1.45
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0.
Exterior Girder Thickness Above Flare (t3)	0.7
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.7
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0.7
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.25
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0.7
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.25
Live Load Curb Locations	
Distance To Inside Edge of Left Live Load Curb	0.
Distance To Inside Edge of Right Live Load Curb	0.
Distance To Centerline of Median Live Load Curb	0.
Width of Median Live Load Curb	0.

Aceptamos el resto de opciones por defecto haciendo Click en **Ok > Ok**.

Ahora, definiremos los datos de las vigas diafragmas (05) que tiene el puente acorde con el predimensionamiento realizado; vamos al ítem **4.2.- Diaphragms > Define/Show Diaphragms...** y agregamos la nueva configuración de vigas diafragmas dando Click en **Add New Diaphragms**; luego, en la ventana emergente: Bridge Diaphragm Property configuramos los siguientes valores (En donde **Diaphragm Thickness** es el valor del ancho de las vigas diafragma)

Click en **Ok > Ok** para aceptar los parámetros.

También deberemos definir previamente los apoyos del puente (Uno fijo y uno móvil), el cual lo encontramos en el ítem **4.6.- Abutments > Define/Show Abutments...** y agregamos apoyo por apoyo con la opción **Add New Bridge Abutment...**; ahora, en la ventana Bridge Abutment Data nombramos como **Fijo** a la sub-sección "Bridge Abutment Name" y con un valor de **Fixed** para la sub-sección "Foundation Spring Property", luego **Ok** para aceptar.

De igual forma agregamos el apoyo móvil para el otro extremo del puente, renombrándolo como **Movil** y con el valor de **Pinned** para las sub-secciones aplicadas en el párrafo anterior; finalmente **Ok > Ok**.

Ahora, habrá que definir la ubicación de los objetos de apoyo creados anteriormente con respecto a los extremos del puente, para ello Click en el ítem **Bridge Object Definition > Define/Show Bridge Object** y agregamos una nueva definición de objetos dando Click en **Add New Bridge Object...**; en la ventana Bridge Object Data renombramos como **Definición Puente La Paccha** a la sub-sección "Bridge Object Name", luego, nos ubicamos en la sección Modify/Show Assignments y seleccionamos **Abutments > Modify/Show...**; en la ventana Bridge Object Abutment Assignments nos ubicamos en la primera pestaña **Start Abutment** y seleccionamos la opción **Fijo** al valor de la sub-sección "Abutment Property" en *Substructure Assignment*, de igual forma asignamos como **Movil** a la misma sub-sección pero de la segunda pestaña **End Abutment**; luego Click en **Ok** para aceptar los cambios. También, se definirá la ubicación de cada viga diafragma, en la sección Modify/Show Assignments seleccionamos **In-Span Cross Diaphragm > Modify/Show...**, opción que despliega la ventana Bridge Object In-Span Cross Diaphragm Assignments y agregamos las distancias de cada viga



diagrama (Del inicio al centro de luz de las mismas), con la opción **Add** definiendo las distancias en la sub-sección "Distance", quedando luego definidos las siguientes ubicaciones tal como se muestran en la siguiente figura:

The dialog box titled "Bridge Object In-Span Cross-Diaphragm Assignments" shows the configuration for bridge object BOBJ1. The units are set to "Tonf. m, C". The "In-Span Cross-Diaphragm Definition" table lists five entries, with the last one selected. The table columns are Span, Diaphragm Property, Distance, Bearing, and Location.

Span	Diaphragm Property	Distance	Bearing	Location
Span To End Abutmen	VD La Paccha	21.05	Default	All Spaces
Span To End Abutment	VD La Paccha	0.15	Default	All Spaces
Span To End Abutment	VD La Paccha	5.375	Default	All Spaces
Span To End Abutment	VD La Paccha	10.6	Default	All Spaces
Span To End Abutment	VD La Paccha	15.825	Default	All Spaces
Span To End Abutment	VD La Paccha	21.05	Default	All Spaces

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel.

Aceptamos todas las ventanas dando Click en **Ok > Ok > Ok**. Seguidamente definiremos el tipo de actualización de vínculo de modelo, para ello Click en el ítem **8.- Update Linked Model > Update Linked Model...** y lo configuramos con los valores y opciones que se muestran:

The dialog box titled "Update Bridge Structural Model" shows the configuration for updating the structural model. The "Bridge Object" is "Definición Puente La Paccha" and the "Action" is "Update Linked Model". The "Structural Model Options" section has "Update as Area Object Model" selected, with a "Preferred Maximum Submesh Size" of 102. The "Discretization Information" section has "Maximum Segment Length for Deck Spans" set to 1, "Maximum Segment Length for Bent Cap Beams" set to 3, and "Maximum Segment Length for Bent Columns" set to 3.

Buttons: OK, Cancel.

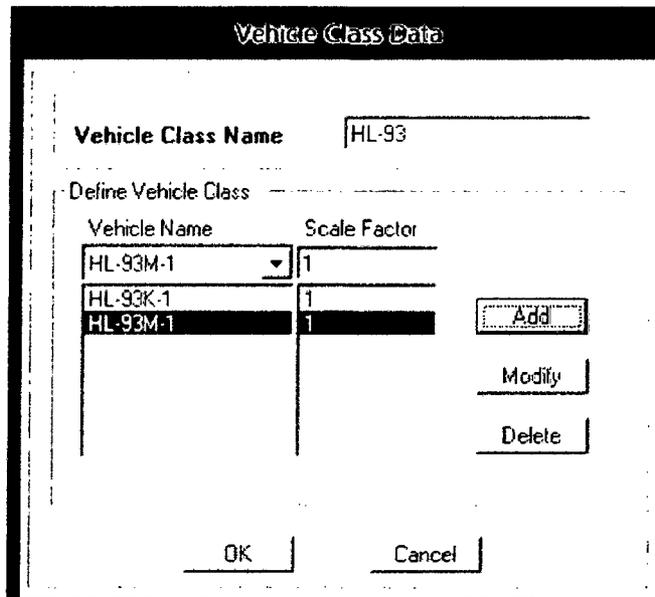
Click en **Ok** para aceptar las opciones.

Vamos a definir la ubicación de las cargas de carril a lo largo del puente dando Click en el ítem **9.1.- Lanes > Define/Show Lanes...** y adicionamos una línea de carril (carga al centro del puente) dando Click en **Add New Lane Defined From Layout Line...**; luego, en la ventana Bridge Lane Data adicionamos las cargas de carril a lo largo de todo el puente adicionando el ancho de influencia de carril, que es igual al ancho efectivo del puente (3.60 m.), menos la separación mínima del neumático exterior al bordillo del puente (0.30 m.) por ambos lados, aplicado justo al centro del eje del puente (Centerline Offset 0.00 m.) con el ícono **Add** de la sección "Lane Data", quedando configurados los siguientes valores:

Click en **Ok > Ok** para aceptar las opciones y valores.

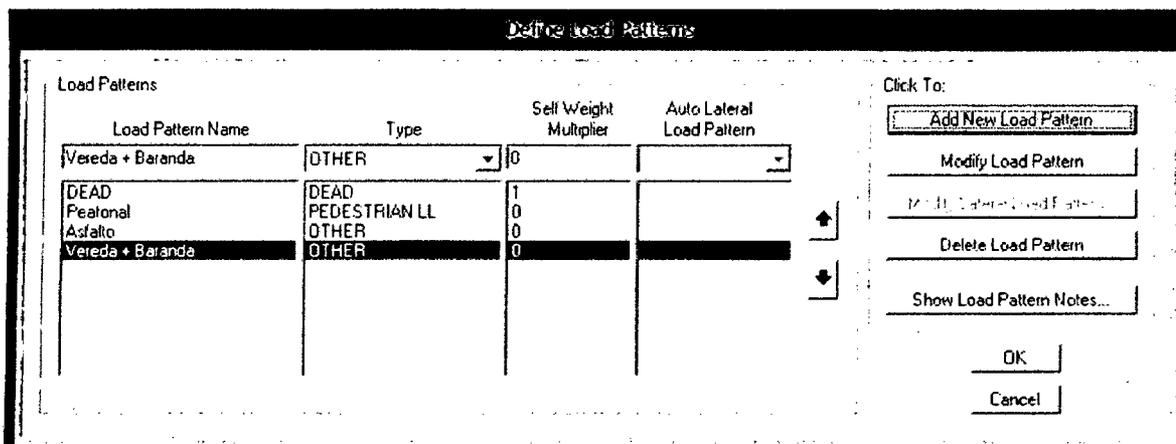
Ahora, definiremos los tipos de vehículos de diseño que considera el método LRFD para el diseño de puentes viga – losa, dando Click en el ítem **9.2.- Vehicles > Define/Show Vehicles...** y agregamos dos clases de vehículos de diseño: El **HL-93K** y el **HL-93M** con la opción **Add Vehicle...** que despliega la ventana Vehicle Data y buscamos ambos vehículos por separado en la sub-sección "Vehicle Type" de la sección "Data Definition" que viene cargado por defecto con los factores dinámicos de impacto de **33%** para los dos casos, para luego aceptar con **Ok** ambos valores escogidos.

También deberemos definir la clase de vehículo (HL-93), Click en el ítem **9.3.- Vehicle Classes > Define/Show Vehicle Classes > Define Vehicle Classes** y asignamos la combinación **HL-93K** con el **HL-93M** como **HL-93** adicionando ambos vehículos con la opción **Add** luego de seleccionarlos en la sub-sección "Vehicle Name", quedando la ventana Vehicle Classes Data configurada tal como se muestra al costado derecho:



Click en **Ok > Ok** para guardar los cambios efectuados.

Antes de finalizar con la entrada de datos de diseño, definiremos las cargas de distribución especial (Carga muerta por defecto, Peatonal, Asfalto y Vereda + Baranda) dando Click en el ítem **11.- Load Pattern Definition > Define/Show Load Pattern...** que despliega la ventana Define Load Pattern y añadimos todas las cargas de diseño mencionadas con el ícono **Add New Load Pattern** de la sección "Click To:" con los valores y opciones que se muestran a continuación.



Aceptamos las opciones y valores configurados con **Ok**.

Finalmente, definiremos el tipo de cargas de diseño, dando Click en el ítem **12.1.- Load Cases > Define/Show Load Cases**, luego, adicionamos la combinación **Move_1** (Combinación de cargas móvil para una franja de carril a lo largo del puente) dando Click en **Add New Load Case...** y definimos los valores que se muestran en la imagen de la página siguiente en la ventana Load Case Data – Moving Load, para ello, habremos modificado previamente los factores de reducción para un carril de **1.00** a **1.20** y adicionado el vehículo **HL-93** con la opción **Add** de la sección "Loads Applied" a la sección "Lanes Loaded for Assignment 1"



Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Stiffness to Use:
 Zero Initial Conditions - Unstressed State

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Multilane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1.2"/>

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="HL-93"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="All"/>

Lanes Loaded for Assignment 1:

List of Lane Definitions:

Selected Lane Definitions:

Mass Source:

Aceptamos las configuraciones de ventana anterior con **Ok**, luego, tendremos la siguiente combinación de cargas:

Define Load Cases

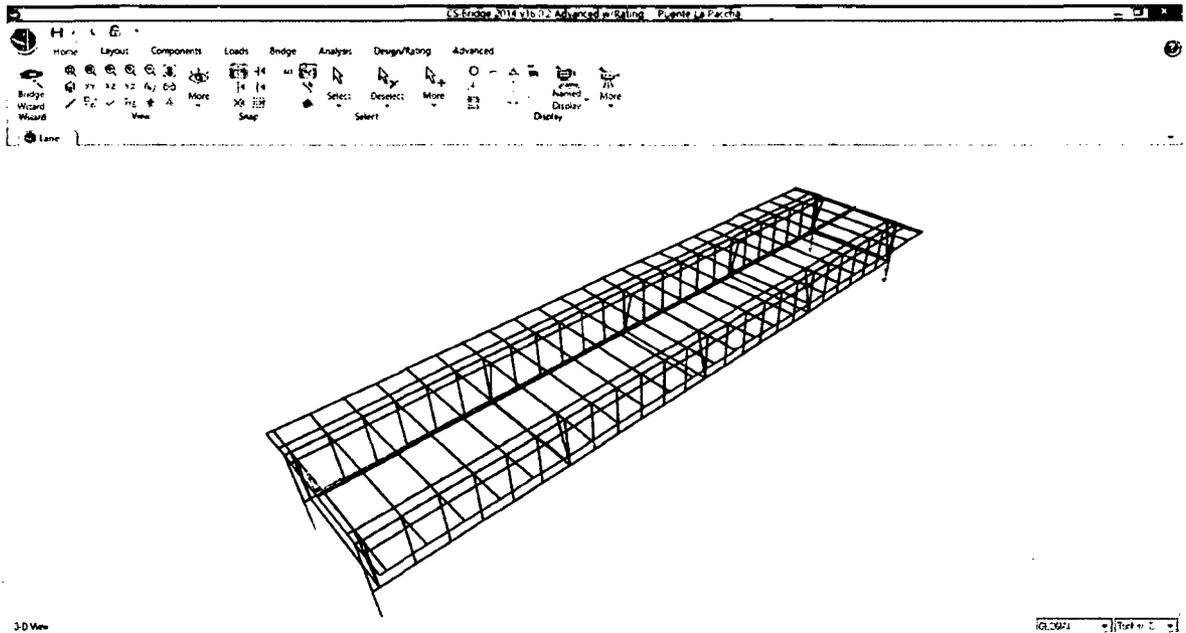
Load Cases:

Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
Peatonal	Linear Static
Asfalto	Linear Static
Vereda + Baranda	Linear Static
Move_1	Moving Load

Click to:

- Display Load Cases -

Teniendo todos los datos de diseño configurados procedemos a cerrar el administrador de entrada de datos del puente dando Click en **Ok > Close Wizard**, para finalmente observar la siguiente configuración del puente:



Ahora tendremos que introducir las cargas, para ello, debemos configurar la forma de



visualización del modelo, vamos al ícono de los botones de grupo **Home** y seleccionamos **Set 2D View**, ahora en la ventana **Set 2D View** seleccionamos el plano **X-Y Plane** y a una altura en **Z** igual a **-0.10**, luego Click en **Ok**, acción que pondrá la vista del modelo del puente tal como se muestra en la siguiente figura:

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + A615Gr60

Confinement Bars (Ties) + A615Gr60

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top 0.03

Bottom 0.03

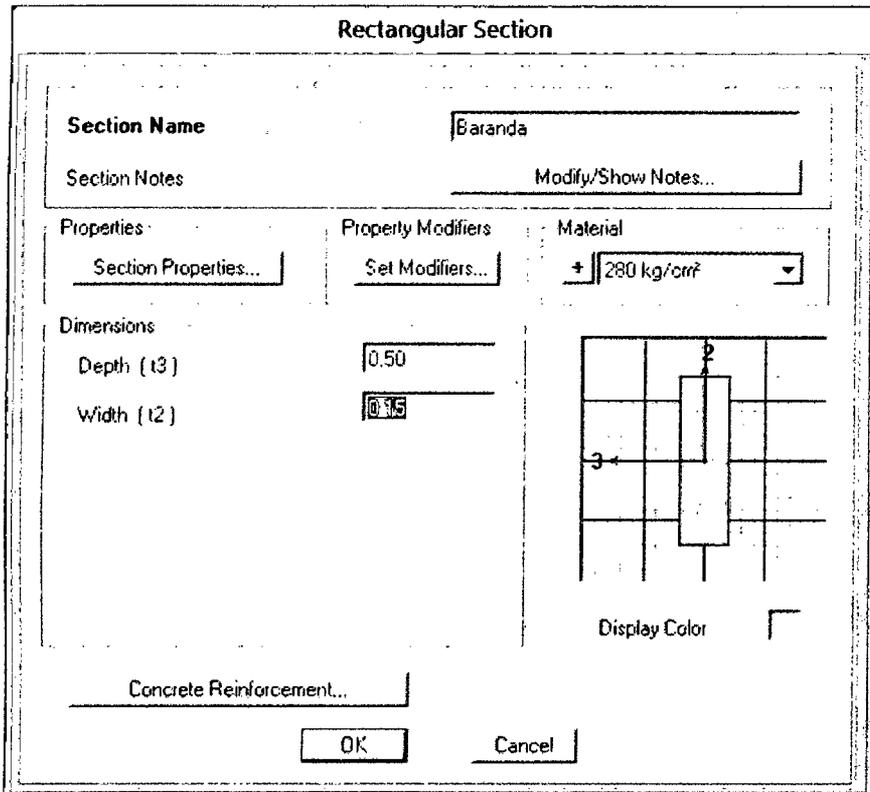
Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

OK Cancel

Luego, haremos uso de un elemento **Frame** para modelar el peso que transmite la baranda + la vereda, para ello, vamos a los Botones de grupo > **Components** > **Type** > **Frame Properties**, luego en la sección

Properties - Frame Click en  (**New**); en la ventana Add Frame Section Property seleccionamos **Concrete** para el valor de la subsección "Frame Section Property Type" y escogemos la sección tipo **Rectangular**; luego, en la ventana emergente: Rectangular Section Click en **Concrete Reinforcement...** para elegir una sección tipo viga (el estilo por defecto que tiene configurado el programa es del tipo columna) haciendo Click en **Beam (M3 Design Only)** y definiendo el resto de estilos, valores y opciones tal como se muestra en la figura del costado derecho:



Luego de aceptar los cambios con **Ok**, definimos los valores y opciones que se muestran en la figura del costado izquierdo:

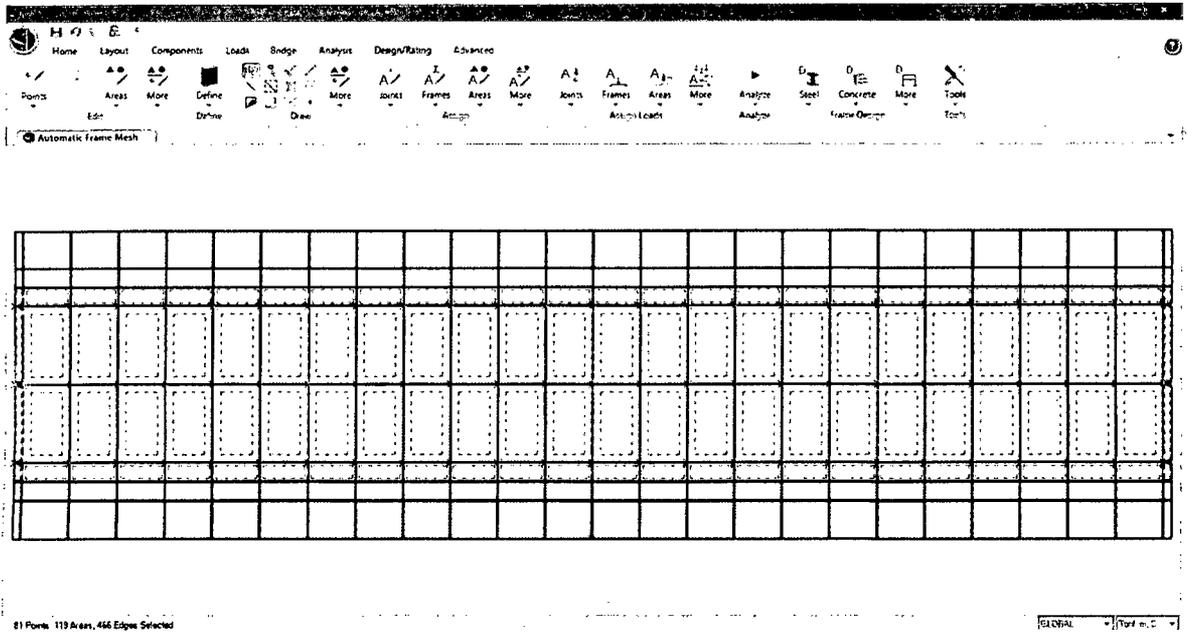
Antes de aceptar todos los cambios guardados, también se tendrá que considerar que el peso coeficiente de peso propio será aplicado desde otra perspectiva, es así, que Click en **Set Modifiers...** y digitamos el valor de **0** para la opción

Weight de la ventana Frame Property/Stiffness Modification Factors, finalmente **Ok > Ok**.

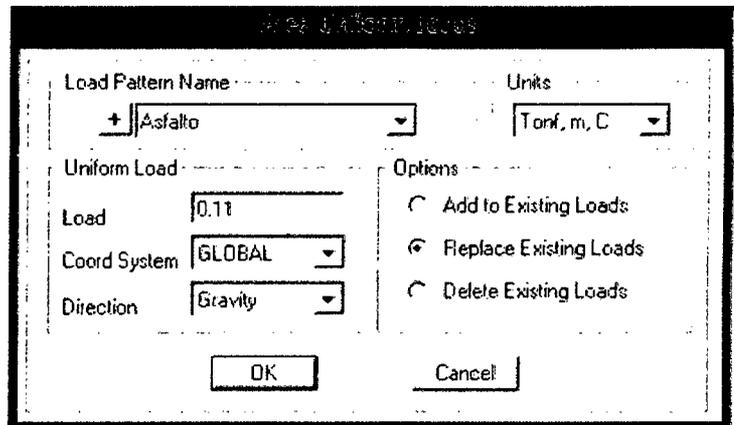
Ahora, para insertar los elementos **Frame** recientemente creados vamos a los Botones de Grupo > **Advanced** > **Draw** > **Draw Frame/Cable/Tendon** y plasmamos los elementos **Frame: Baranda** a lo largo de los dos lados del puente dando Click en cada punto de unión; luego, cerramos la ventana Properties of Object.

Luego, hacemos Click en los dos elementos **Frame** insertados, aún estado ubicados en la sección **Advanced** de los Botones de grupo > **Assign** > **Frames** > **Automatic Frame Mesh** > **Ok**.

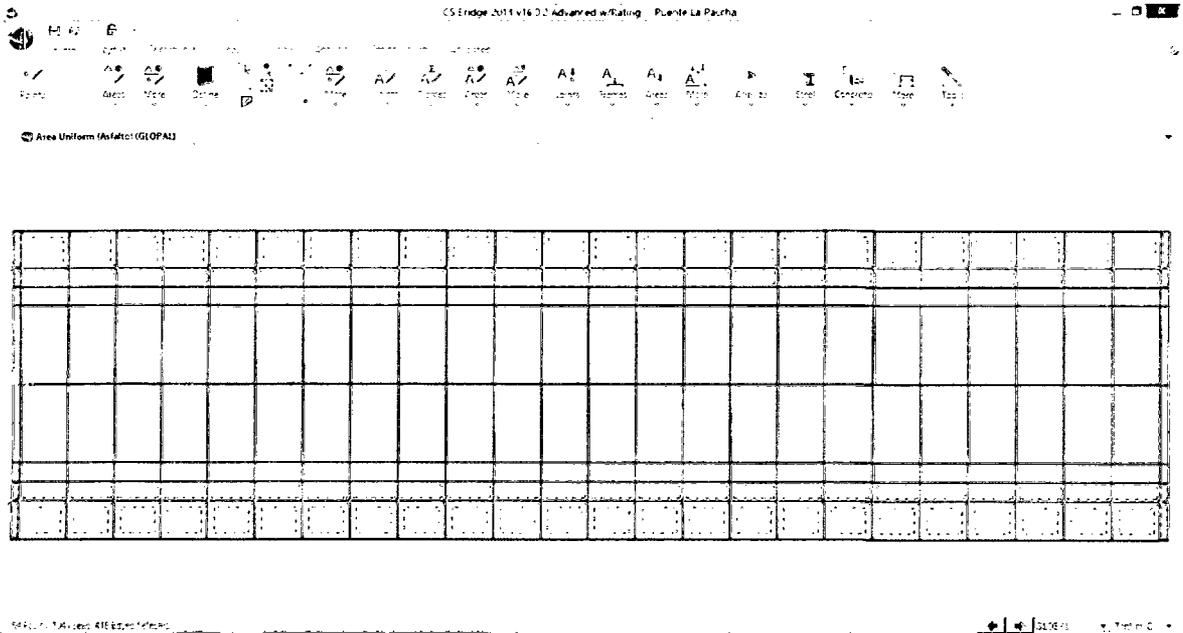
También se deberá introducir los datos de la carga del asfalto, para ello seleccionamos las áreas de contacto con el mismo tal como se muestra en la figura:



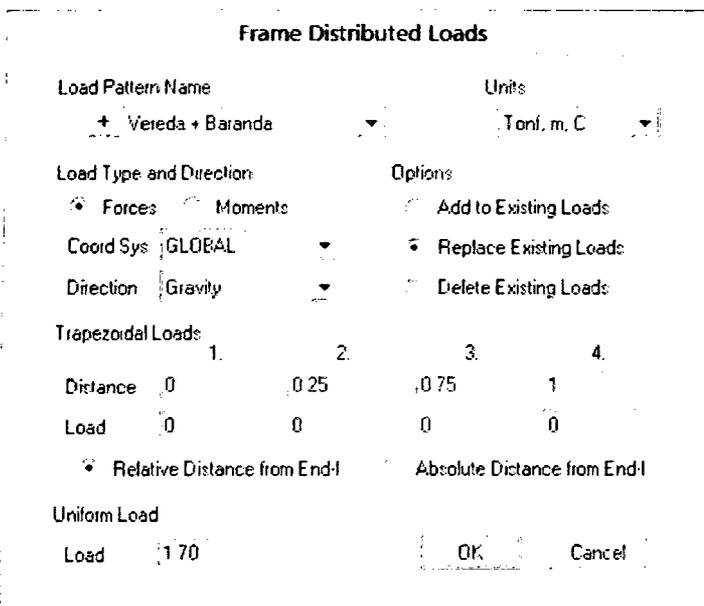
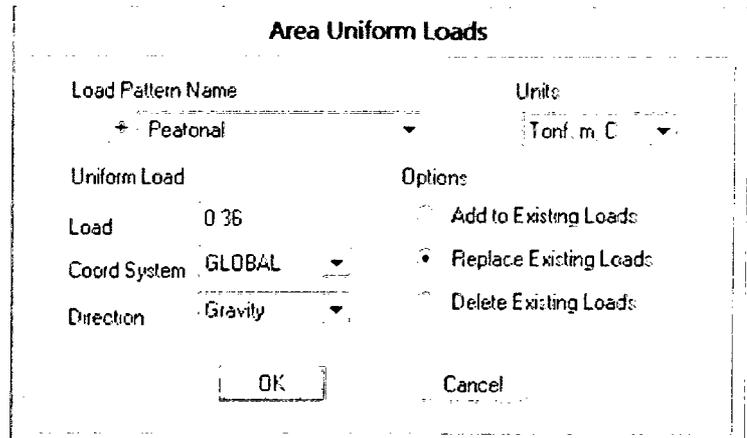
Aún ubicados en los Botones de grupo: **Advanced**, vamos a la sección **Assign Loads > Areas > Uniform (Shell)** y asignamos los siguientes valores y opciones a la ventana (Load: 0.11 Ton/m², es valor obtenido del metrado de cargas) Area Uniform Loads tal como se muestra en la figura del costado derecho; aceptamos los cambios con **Ok**.



También habrá que introducir las cargas que se transmiten a la vereda, para ello seleccionamos las áreas respectivas en contacto con la vereda tal como se muestra en la figura de la página siguiente:



El proceso de entrada de datos para las cargas peatonales en la vereda son similares para la asignación de las cargas por asfalto, así, vamos con **Advanced > Assign Loads > Areas > Uniform (Shell)** y definimos los valores que se muestran en la imagen del costado derecho; aceptamos los cambios con **Ok**.



Finalmente, también definiremos las cargas en los elementos Frame, para ello debemos seleccionarlos, luego en los Botones de grupo > **Advanced > Assign Loads > Frames > Distributed** y configuramos los siguientes valores y opciones tal como se muestran en la imagen del costado izquierdo; aceptamos los cambios con **Ok**.

Teniendo todos los datos de diseño consignados, habrá que definir como último punto las combinaciones de cargas de

diseño para ello, vamos a los Botones de grupo > **Design/Rating > New** y definimos dos tipos de combinaciones de cargas, la primera será la combinación de cargas sin afectarlos por los



factores de amplificación: Combinación de **Servicio** y cuyos valores se muestran en la siguiente imagen (Añadir cada carga seleccionándola en el ítem **Load Case Name** y agregando con el ícono **Add**); Click en **Ok** para aceptar.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): Servicio

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Vereda + Baranda	Linear Static	1
DEAD	Linear Static	1
Peatonal	Linear Static	1
Asfalto	Linear Static	1
Vereda + Baranda	Linear Static	1

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

De manera similar, definimos la combinación de cargas: **Resistencia** (para las combinaciones de cargas completas y que son afectadas por los factores de amplificación); **Design/Rating > New** y cuyos valores, opciones y configuración se muestran en la siguiente imagen:

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): Resistencia

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

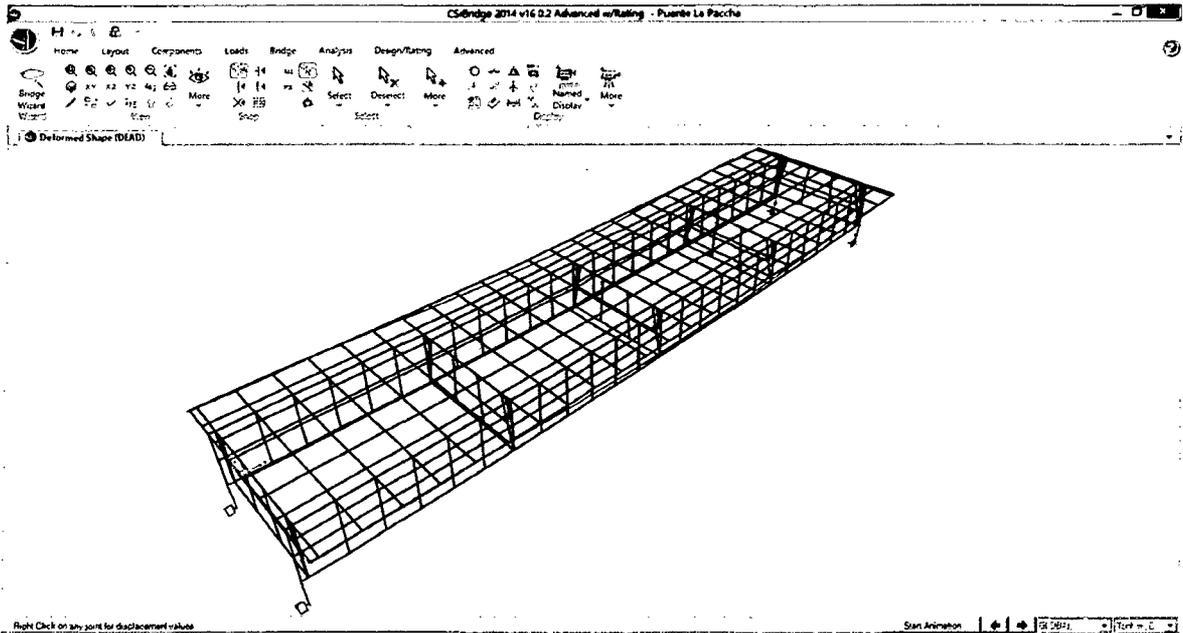
Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Move_1	Moving Load	1.75
DEAD	Linear Static	1.25
Vereda + Baranda	Linear Static	1.25
Asfalto	Linear Static	1.50
Peatonal	Linear Static	1.75
Move_1	Moving Load	1.75

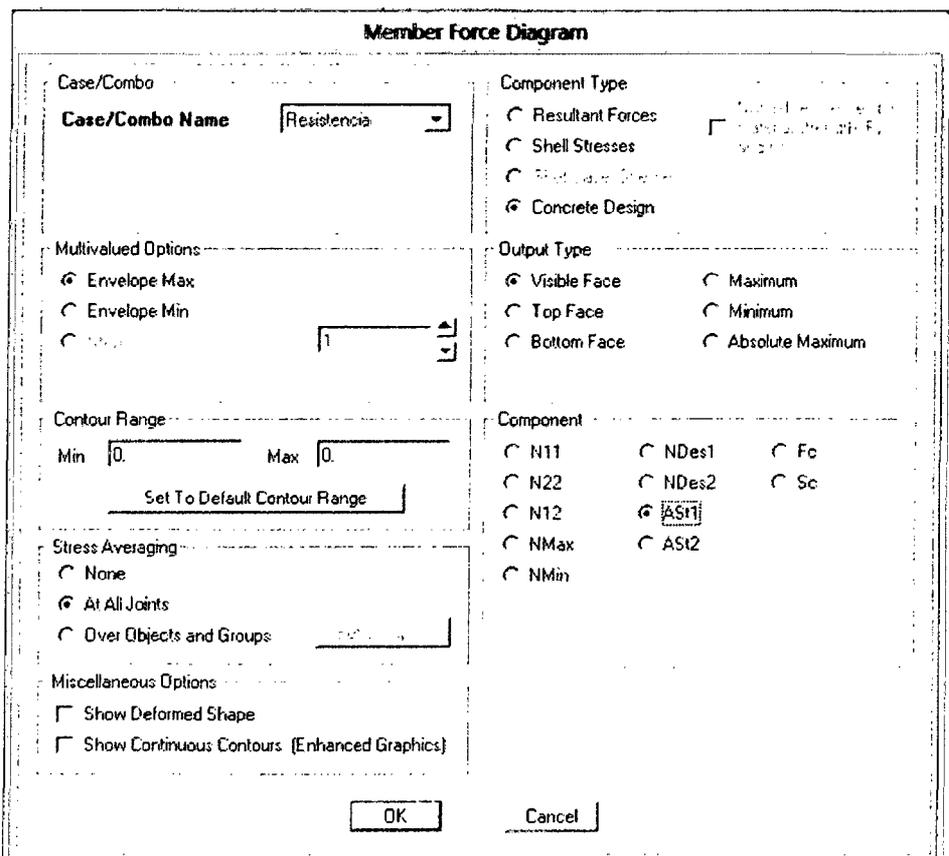
Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Finalmente habrá que ejecutar el análisis estructural, para ello nos ubicamos en los Botones de grupo > **Analysis** > **Analyze** > **Run Analysis** > **Run Now**. Luego que se termina de ejecutar el análisis y poner en una vista en 3D observamos la deformada del puente, tal como se muestra a continuación:

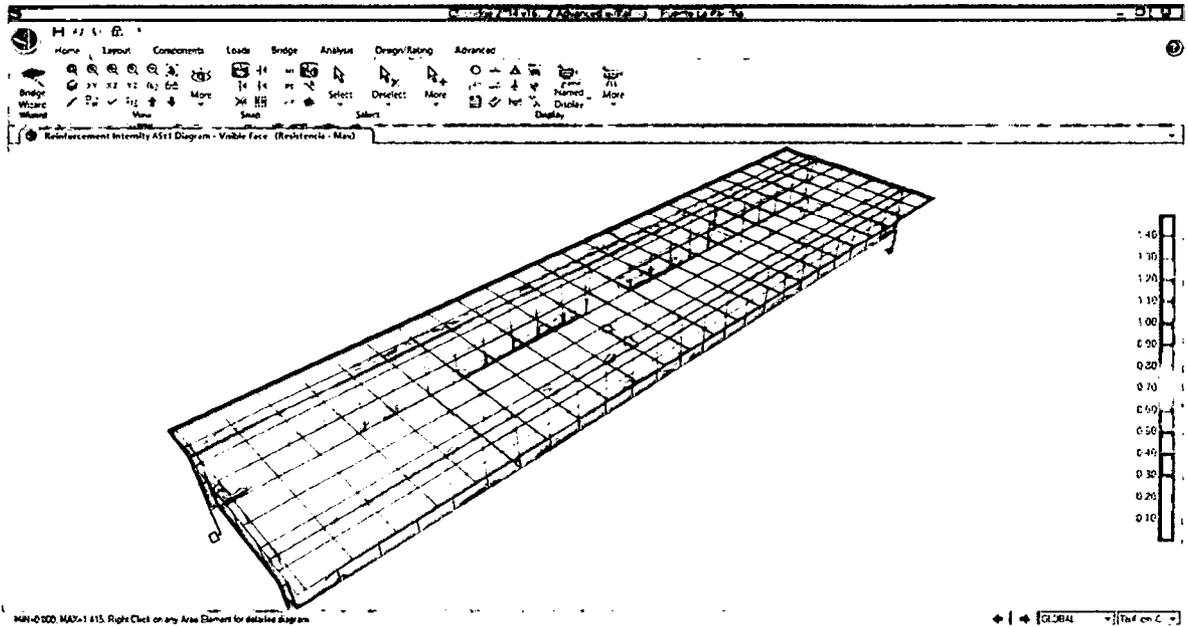


PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE ACERO EN EL PROGRAMA

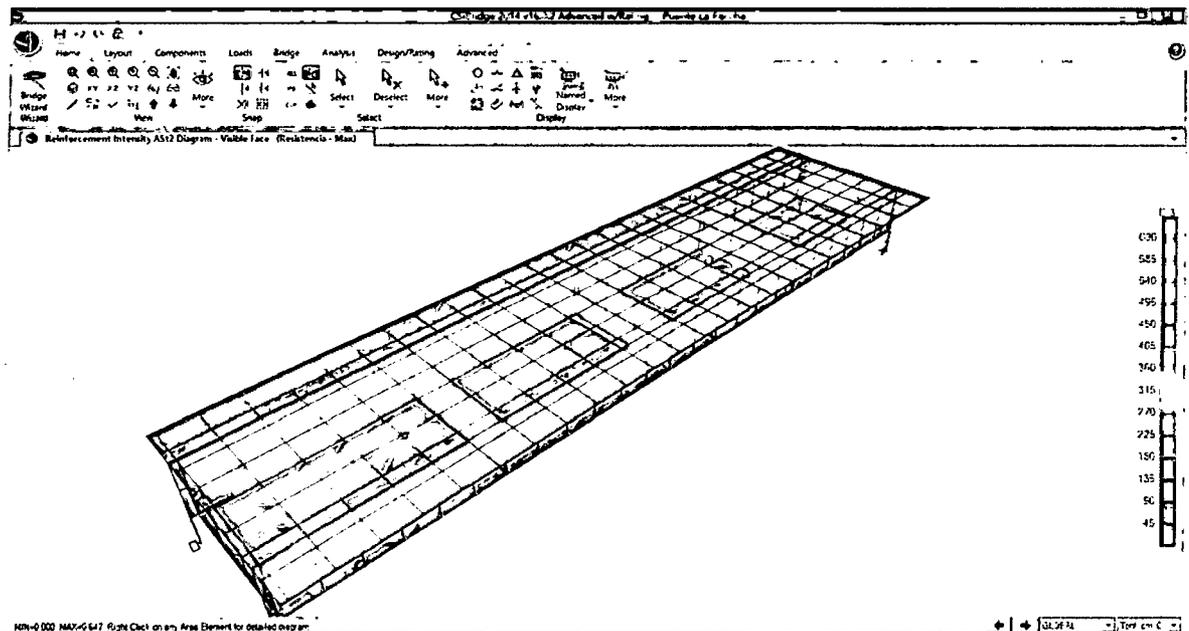
Como los elementos principales: Losa, vigas principales y vigas diafragma se han definido a partir de la plantilla preestablecida por el programa, el cálculo de las áreas de acero no implica muchos procedimientos, ya que, este se ejecuta conjuntamente luego de correr el análisis del programa, así



tenemos que: Vamos a los Botones de grupo > **Home** > **Display** > **Show Shell Force/Stress Plots** (**Shift+F7**) () y configuramos las opciones y valores que se muestran en la imagen de la página anterior y en donde **Ast1** es la configuración para el acero longitudinal; luego **Ok** para visualizar, quedando de la siguiente forma luego de cambiar las unidades a **Tonf, cm, C**.



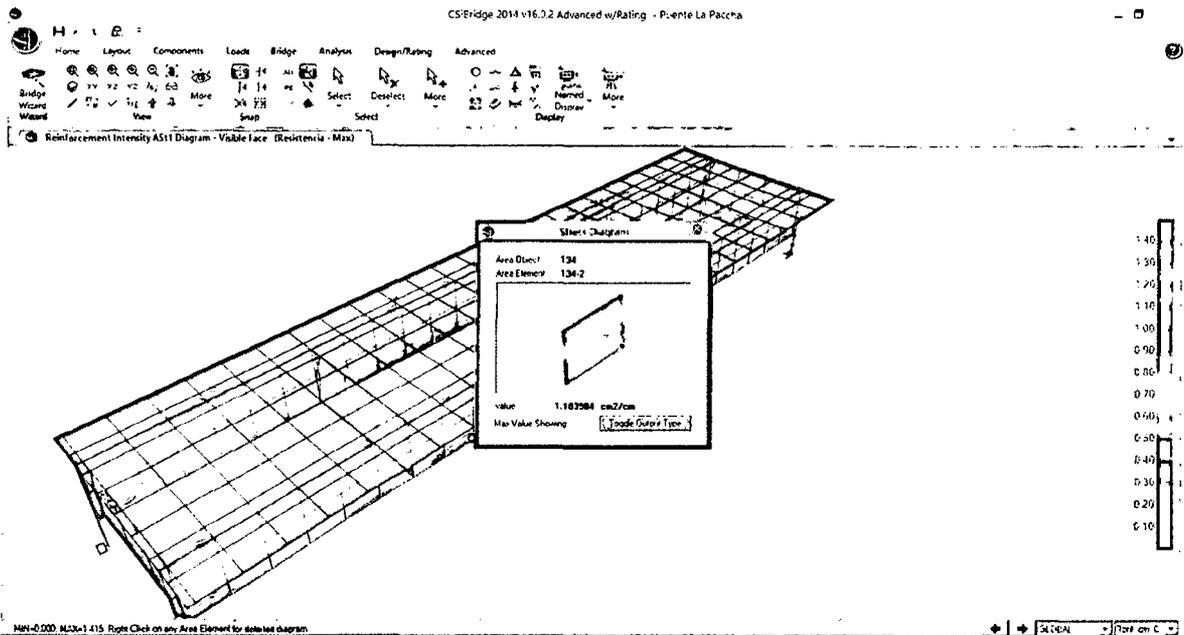
De igual forma graficamos las áreas de transversal seleccionando **Ast2** en lugar que **Ast1** luego de seguir el mismo proceso anterior, quedando visualizado de la siguiente forma:



Luego, para saber exactamente las áreas de acero en una sección determinada solo bastará seleccionar el elemento de área (Shell) y Click Derecho, que desplegará la ventana Stress Diagram que nos ofrece la interfaz de que al desplazar el cursor sobre el elemento, nos dará el área de acero exacta tal como se muestra en la imagen de la página siguiente,

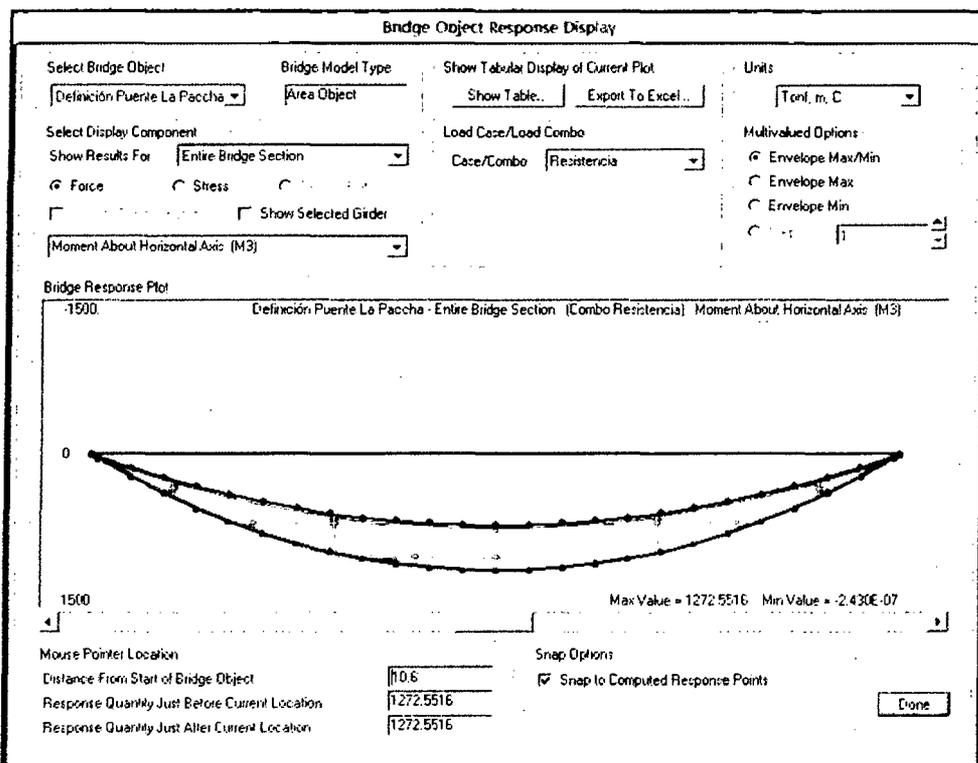


pudiendo luego uniformizar dichos valores acorde con las necesidades del diseño, traslapes, longitudes de anclaje, etc.



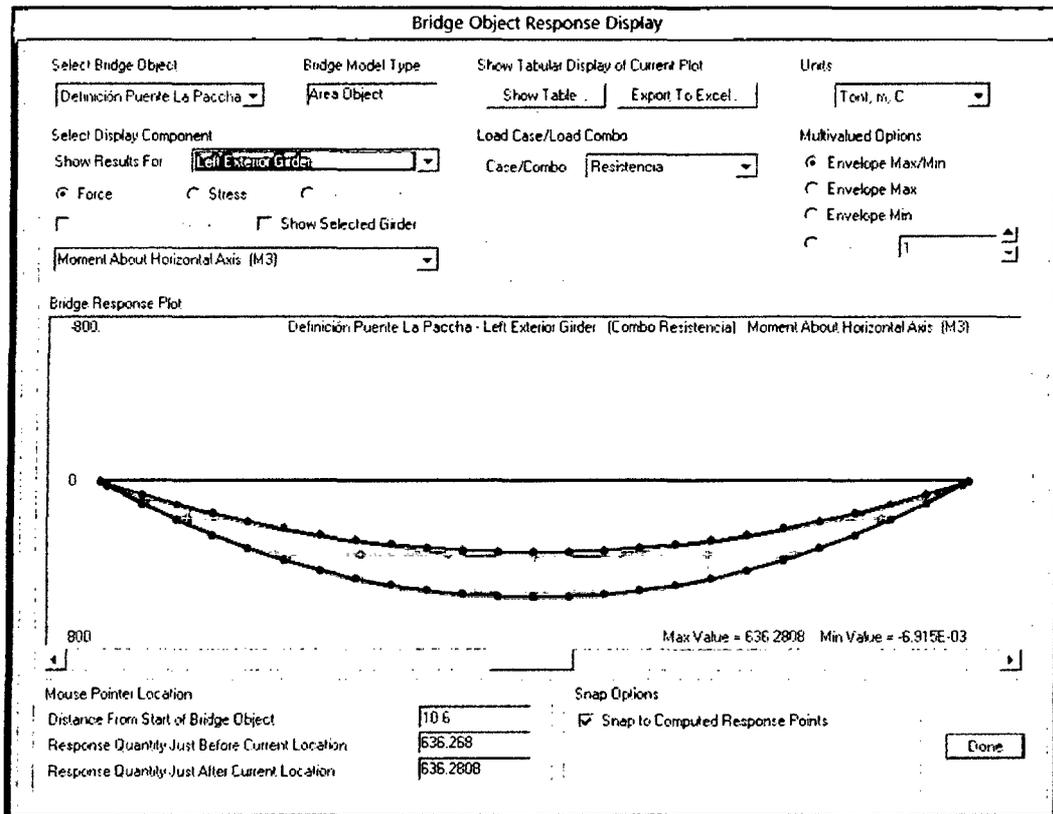
RESUMEN DE COMPARACIÓN DE ESFUERZOS

Para obtener los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales vamos a los Botones de grupo > **Home** > **Display** > **Show Bridge Superstructure Forces/Stresses (F10)** () y configuramos los siguientes valores para la un Momento máximo a lo largo de toda la estructura.

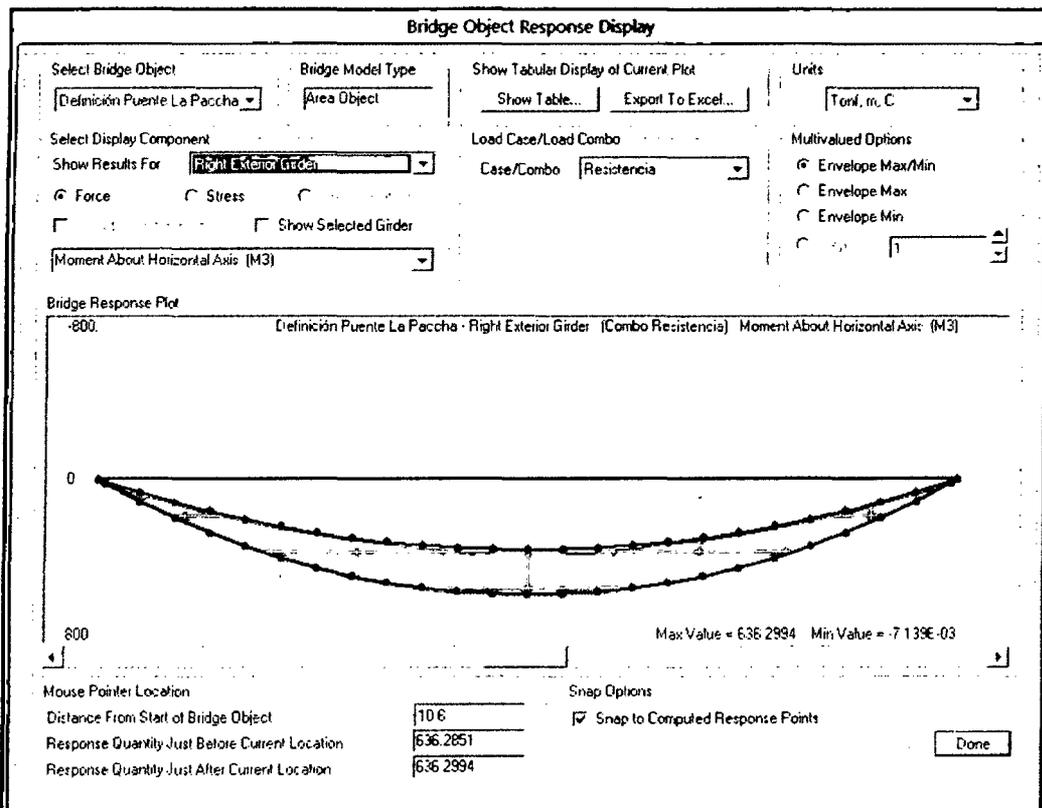




Momento máximo para la viga principal izquierda:

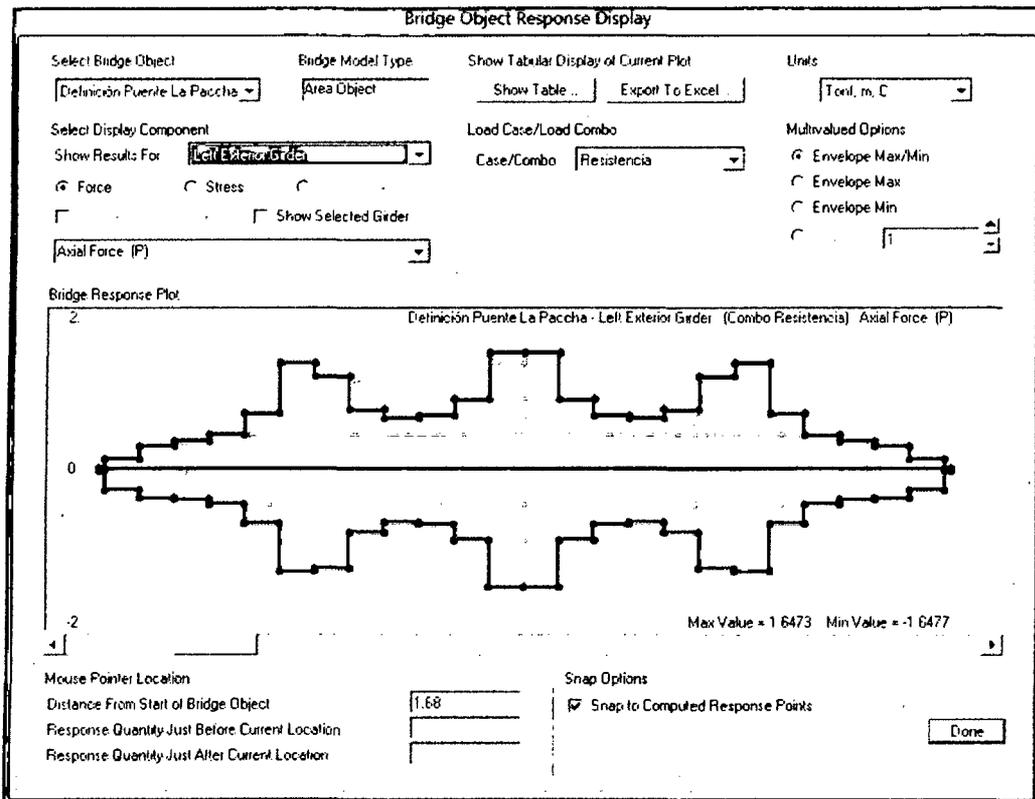


Momento máximo para la viga principal derecha:

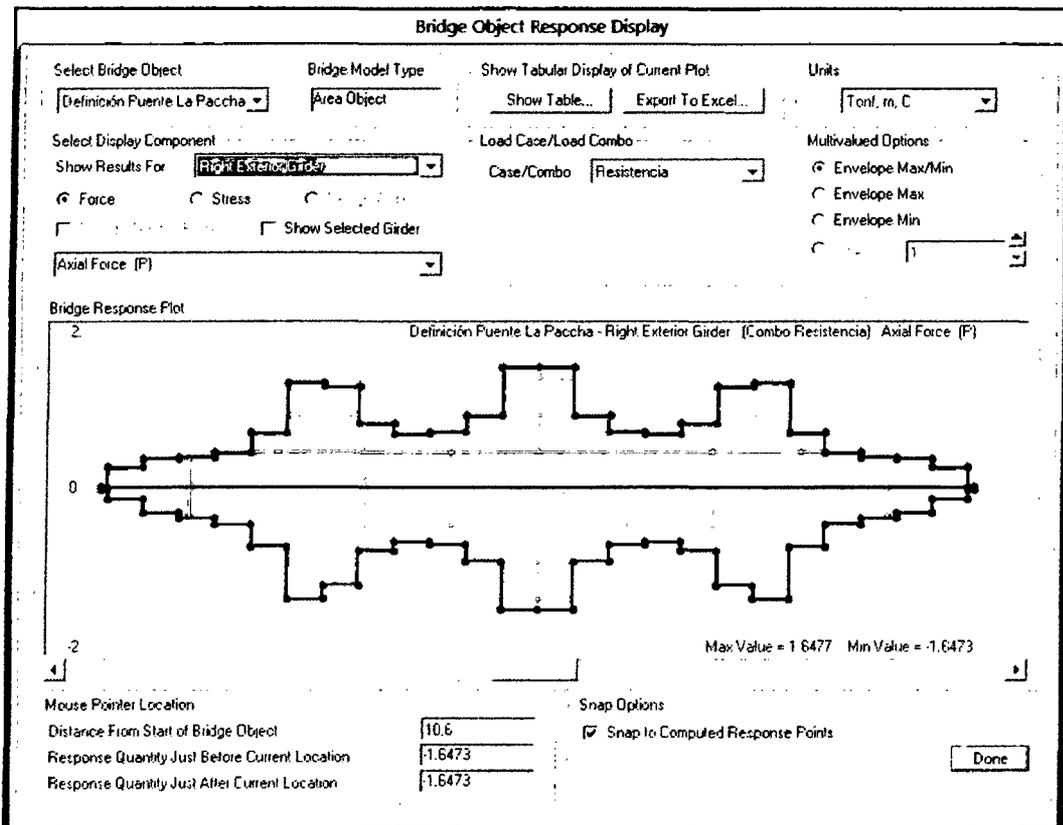




Fuerzas axiales en la viga principal izquierda:

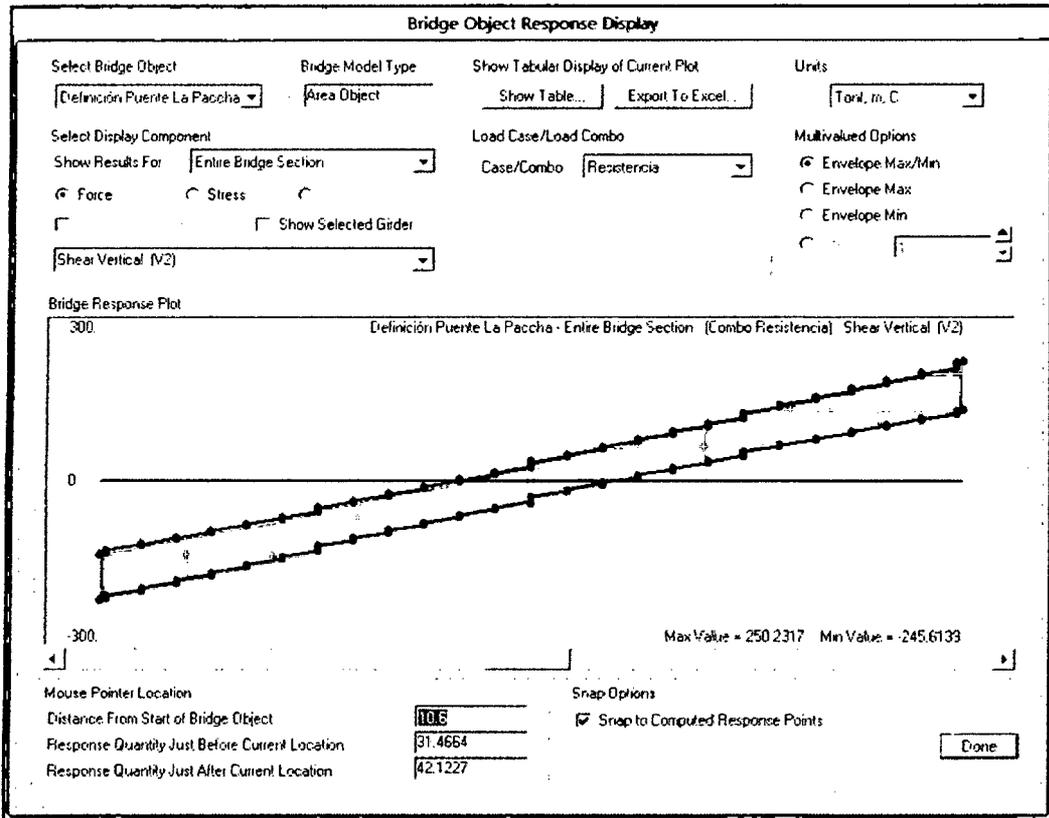


Fuerzas axiales en viga principal derecha:

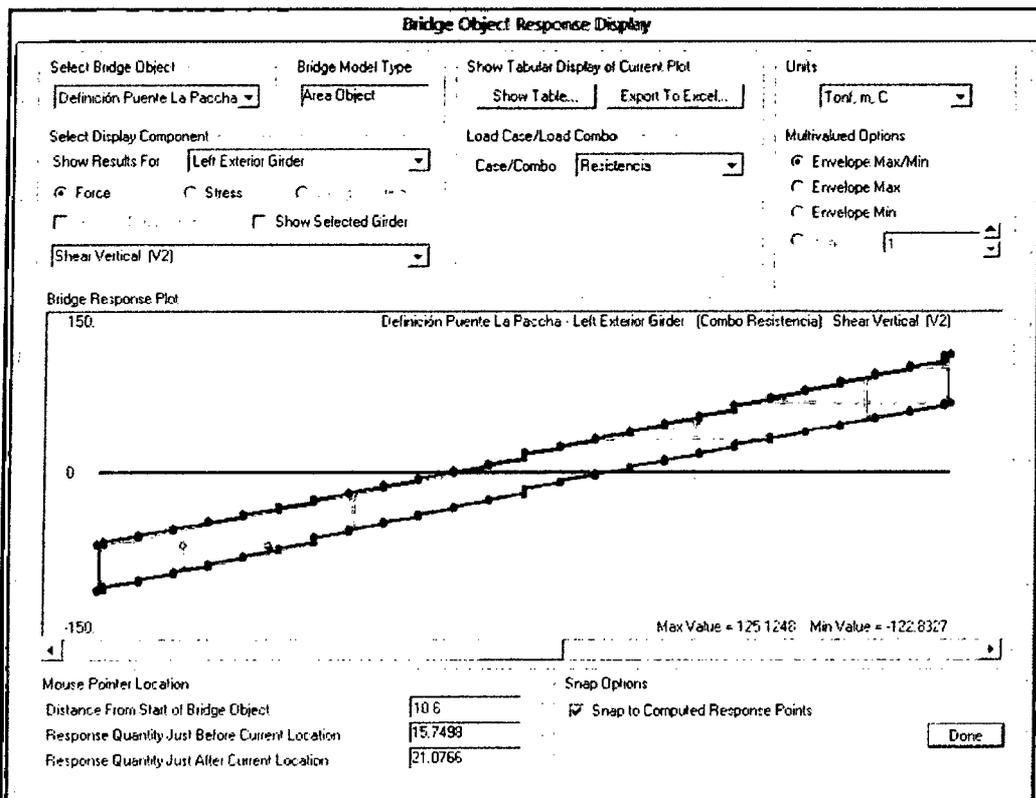




Cortante vertical en toda la estructura:

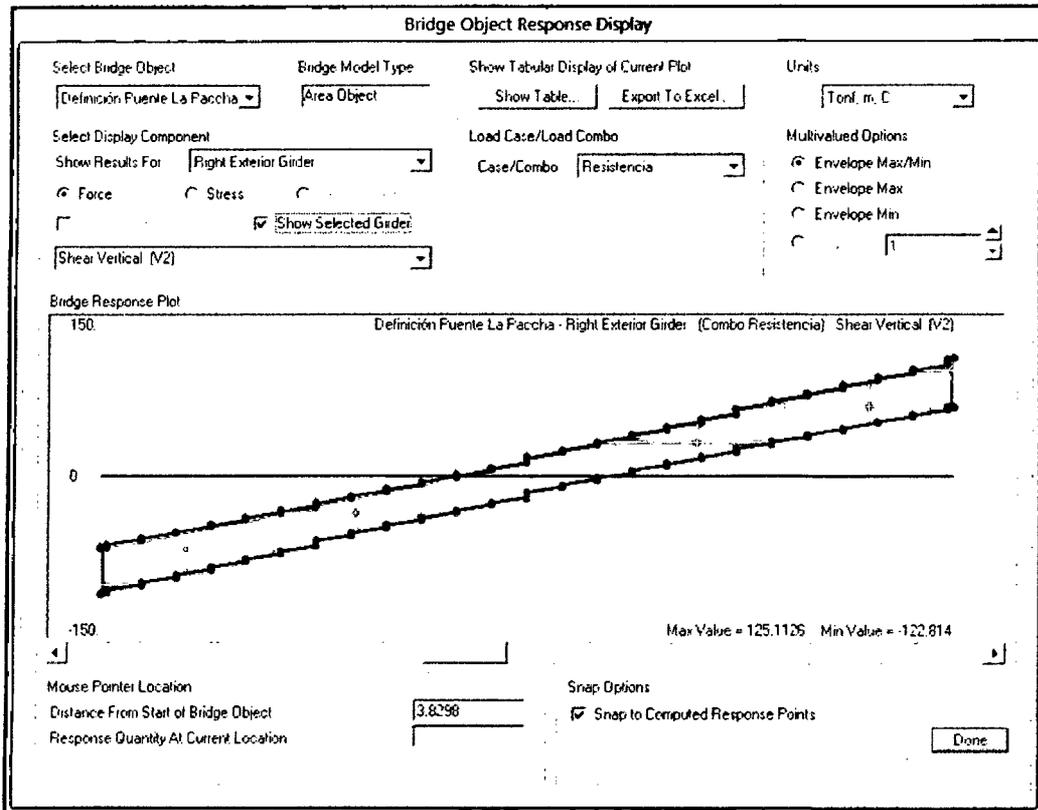


Cortante vertical en la viga principal izquierda

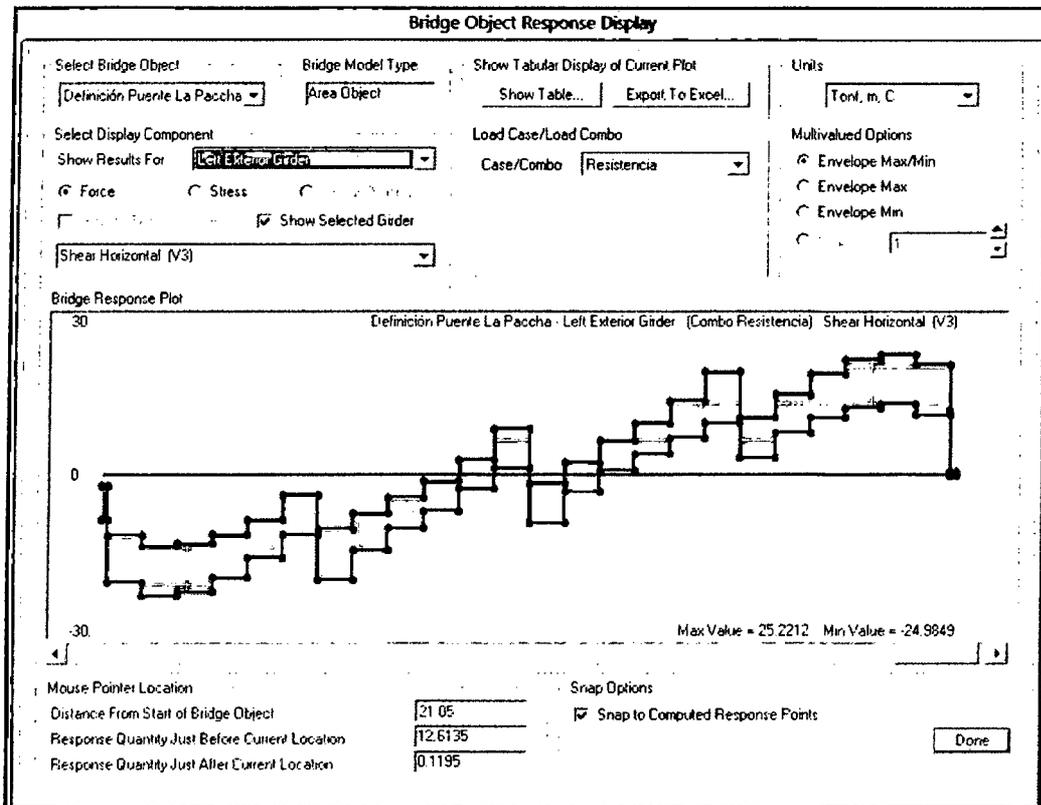




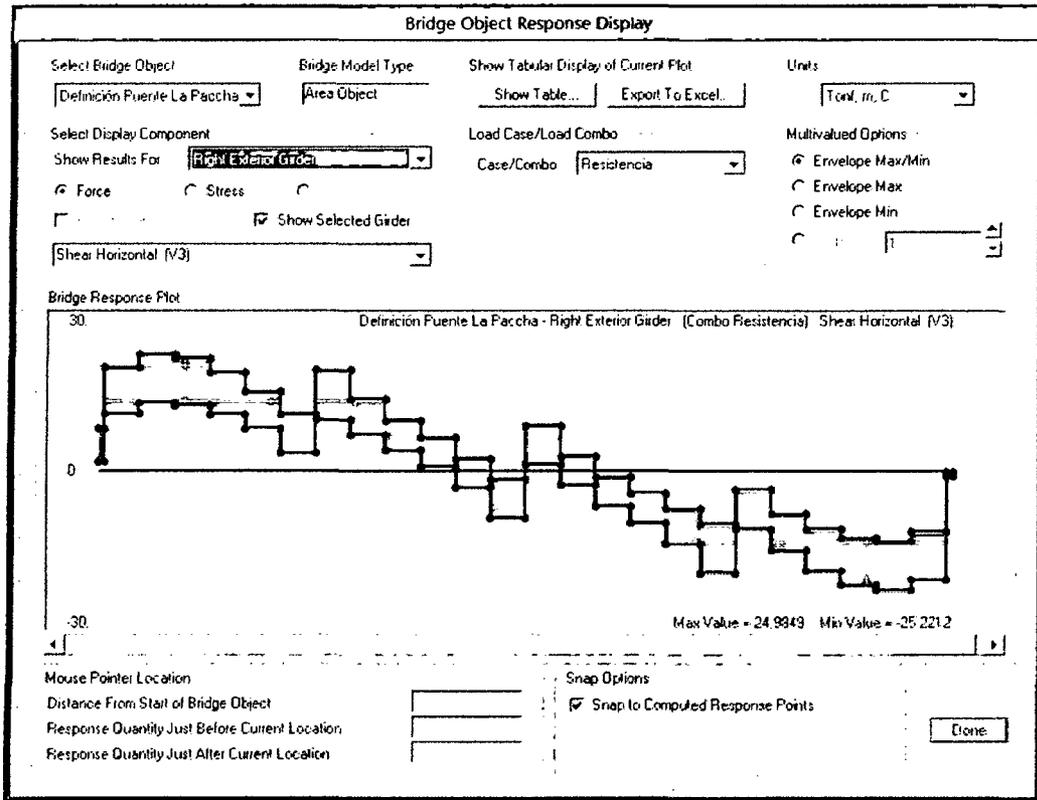
Cortante vertical en la viga principal derecha:



Cortante horizontal en la viga principal izquierda:



Cortante horizontal en la viga principal derecha:

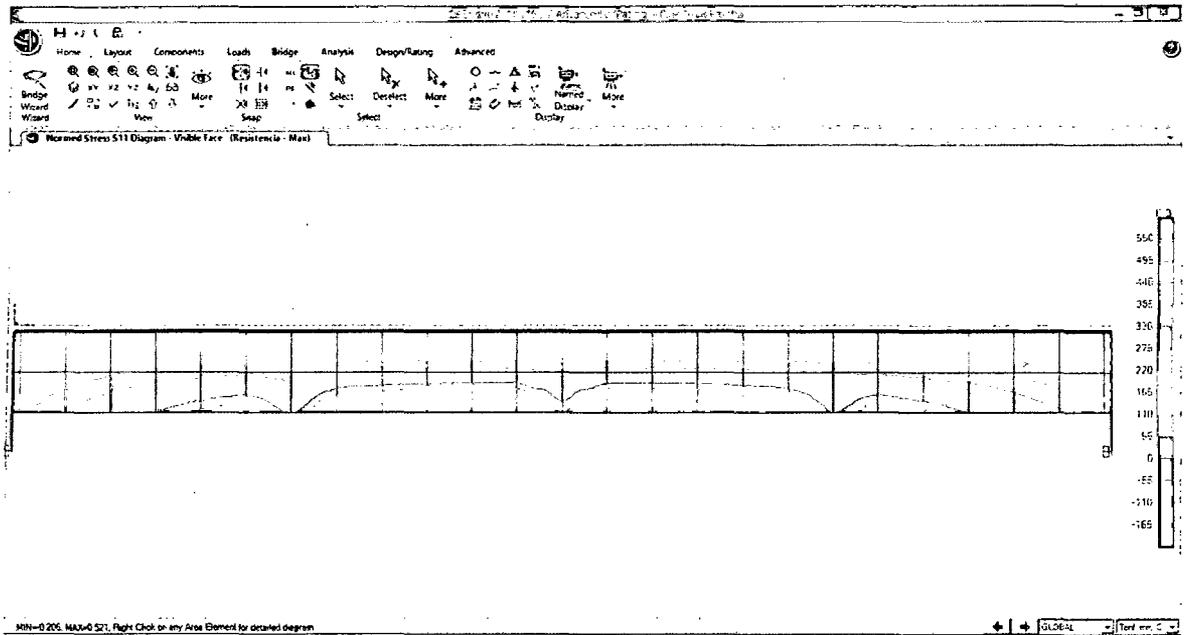


DIAGRAMAS DE DEFORMACIÓN EN VIGAS DE GRAN PERALTE

Los gráficos de deformación de las vigas y/o de la estructura principal lo obtenemos yendo a los Botones de grupo > **Home > Display > Show Shell Force/Stress Plots (Shift+F7)** y configuramos las opciones y valores que se muestran en la figura del costado derecho, con las componentes que creamos conveniente graficar; así luego de dar **Ok** tenemos



el gráfico de deformación de la estructura en una vista lateral derecha y con unidades **Ton, mm, C** tal como se muestra a continuación:





4.4 ESTUDIO DE LA POSIBILIDAD DE UN PUENTE EN ARCO

Es una estructura cuya directriz tiene una configuración curva o poligonal. La carga muerta genera esfuerzos axiales con excentricidades nulas o pequeñas respecto a la directriz en tanto que la carga actuando en solo una parte del claro o las cargas accidentales genera esfuerzos axiales con excentricidades grandes respecto a la directriz o por lo tanto sollicitaciones de flexión. Por su forma, los puentes de arco pueden ser circulares, circulares compuestos, parabólicos o poligonales.

Los arcos circulares se denominan de medio punto si comprenden una media circunferencia. Si abarcan un segmento de circunferencia de menor extensión se denominan rebajados.

Los arcos circulares están formados por varios segmentos de circunferencia de curvatura variable, en los que el radio se incrementa de la clave hacia los arranques.

Por la posición de la estructura curva con respecto a la rasante, los puentes de arco pueden ser de paso inferior si la rasante queda por debajo, de paso superior si la rasante está por encima del arco y de paso intermedio si la rasante queda por encima del arco en los apoyos y por debajo en el centro del claro.

ELEMENTOS COMPONENTES

Los elementos característicos de un puente en arco son los que se mencionan en los párrafos de este inciso, algunos de los cuales se muestran en la figura.

DIRECTRIZ: línea que une los centros de figura de las secciones transversales del arco. Queda caracterizada por el claro (distancia entre ejes de apoyo) y la flecha (distancia vertical entre ejes de apoyo y parte superior de la directriz).

ARRANQUES: secciones extremas inferiores del arco donde se une a los apoyos.

CLAVE O CORONA: punto más alto de la directriz.

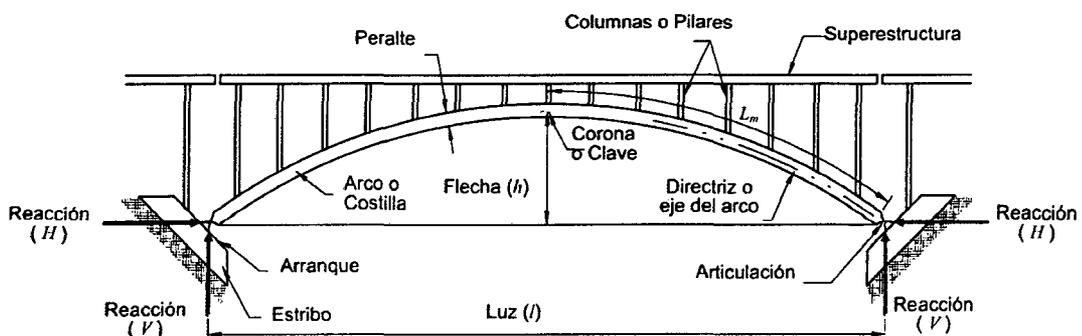
INTRADÓS: superficie o cara inferior del arco (lado cóncavo).

EXTRADÓS: superficie o cara exterior del arco (lado convexo).

DIAFRAGMAS: elementos transversales sobre el extradós del arco en el que se apoya la superestructura o tablero.

TÍMPANOS: muros extremos laterales que cubren el espacio entre tablero y extradós y que corren en sentido longitudinal del camino.

PÉNDOLAS: elementos verticales que suspenden el tablero del arco en los puentes de paso inferior.



Identificación de los diferentes elementos de un puente de arco.



1. PUENTE EN ARCO.

1.1. MATERIALES

Los arcos pueden ser de mampostería, concreto reforzado o presforzado y acero.

Los arcos de mampostería están constituidos por mampostería de primera clase formada por sillares de piedra labrados y acomodados. Estos sillares en el arco reciben el nombre de dovelas y tienen sus juntas orientadas radialmente.

En los arcos de concreto reforzado y presforzado se utiliza concreto con resistencia mínima a la compresión de 29.4 MPa (300 kg/cm²).

El acero de refuerzo será redondo, corrugado, laminado en caliente, con esfuerzo de fluencia, f_y mayor o igual que 420 MPa (4200 kg/cm²) y con alargamiento mínimo antes de la ruptura de 8%.

1.2. ESTRUCTURACIÓN

Los arcos tomarán las siguientes estructuraciones:

- Tres articulaciones; una en la clave y una en cada arranque (sistema isostático).
- Una articulación ubicada en la clave.
- Empotrados en los arranques y ninguna articulación (aplicable a estructuras de concreto).

En el sentido transversal se empleará un solo arco en el eje longitudinal del puente, dos arcos, uno en cada lado de la calzada y 3 o más arcos a un espaciamiento uniforme. Cuando se empleen 2 o más arcos se dispondrán sistemas de contraventeo que los unan y rigidicen.

El arreglo de la estructura se seleccionará tomando en cuenta el procedimiento constructivo y consideraciones estéticas.

1.3. DEFINICIÓN DE CARGAS

Para las condiciones de operación, se aplicarán a los puentes de arco las disposiciones indicadas según norma del MTC.

La revisión de las etapas constructivas en los puentes de arco construidos por voladizo o empujados, se efectuará de acuerdo con lo indicados en el manual de diseño de puentes – MTC.

En la definición de cargas se tomará en cuenta lo indicado en el siguiente inciso.

A. EFECTOS TÉRMICOS

En arcos isostáticos con 3 articulaciones, no se producen esfuerzos por los cambios de temperatura.

En arcos hiperestáticos se analizarán los efectos de los cambios de temperatura conforme a lo establecido en el manual de diseño de puentes – MTC. En forma aproximada se aplicarán las siguientes expresiones para el cálculo de las reacciones horizontales en los arranques (H_t) y de los momentos flexionantes (M_x) a lo largo del arco.

- Arcos de acero con articulaciones en los arranques:

$$H_t = \frac{15E_a I_a \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad y \quad M_x = -H_t y$$



- Arcos de acero con arranques empotrados:

$$H_t = \frac{90E_a I_a \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad y \quad M_x = -H_t \left(y - \frac{3}{4} h_a \right)$$

- Arcos de concreto con articulaciones en los arranques:

$$H_t = \frac{15r_c^2 E_a A_a \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad y \quad M_x = -H_t y$$

- Arcos de concreto con arranques empotrados:

$$H_t = \frac{90[0.5(r_s + r_c)]^2 E_a A_c \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad y \quad M_x = -H_t \left[y - h_a \left(1 - 0.33 \sqrt{d_c/d_s} \right) \right]$$

Donde:

H_t = Reacción horizontal en el arranque debida a la variación de la temperatura, (MN)

M_x = Momento flexionante debido a la variación de la temperatura, (MNm)

E_a = Módulo de elasticidad del material del arco, (MPa)

I_a = Momento de inercia de la sección transversal del arco (I_a constante), (m^4)

α_a = Coeficiente de dilatación térmica del material del arco, ($1/^\circ C$)

Δt = Variación de la temperatura, ($^\circ C$)

h_a = Flecha del arco, (m)

y = Ordenada de la directriz del arco a la sección considerada, (m)

A_a = Área de la sección transversal, (m^2)

A_c = Área de la sección transversal en la clave, (m^2)

r_s = Radio de giro de la sección de arranque, (m)

r_c = Radio de giro de la sección de la clave, (m)

d_c = Peralte de la sección de la clave, (m)

d_s = Peralte de la sección de arranque, (m)

1.4. COMBINACIONES DE CARGAS

Son aplicables las combinaciones de cargas que se indican, para condiciones de operación, en el manual de diseño de puentes – MTC.

1.5. ANÁLISIS

A. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los elementos mecánicos para diseño se definen con base en un análisis elástico de un modelo estructural que será de 2 o 3 dimensiones, siempre y cuando el modelo reproduzca adecuadamente las diferentes rigideces de la estructura. También se modelarán porciones de la estructura siempre y cuando en la frontera del modelo se tomen en cuenta los efectos (desplazamiento o fuerza) que transmite el resto de la estructura.

El modelo estructural empleado para el análisis tendrá posibilidades de simular el procedimiento de construcción.

B. PANDEO Y AMPLIACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES

En el sentido transversal al puente, el pandeo quedará restringido generalmente por los contravientos.

En el sentido longitudinal, en el plano del arco, la estructura puede pandearse tomando una configuración de curva inversa en que la mitad del arco se flexiona hacia arriba y la otra mitad hacia abajo.



Esta posibilidad de pandeo se analizará para determinar el esfuerzo de compresión admisible en la estructura. Con este propósito, para carga viva de servicio se calculará un factor de amplificación, FA_s , mediante la siguiente expresión.

$$FA_s = \frac{1}{1 - \frac{T_{ac}}{A_{ac}F_e}}$$

Donde:

T_{ac} = Fuerza axial en la sección al cuarto del claro del arco, (N)

A_{ac} = Área de la sección transversal en el cuarto del claro, (m²)

F_e = Esfuerzo elástico de pandeo, (Pa), calculado como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E_a}{\left(\frac{KL_m}{r_{ac}}\right)^2}$$

Donde:

L_m = Mitad del claro del arco, (m)

r_{ac} = Radio de giro de la sección transversal del arco en el cuarto del claro, (m)

K = Facto que varía entre 0.7 y 1.20 según el grado de restricción de los apoyos

E_a = Módulo de elasticidad del material del arco, (MPa)

Este factor FA , se emplea sólo para calcular la amplificación de la deflexión bajo cargas de servicio. Sin embargo, los esfuerzos de flexión no son proporcionales a la magnitud de la carga por lo que el factor de amplificación de momentos se incrementará considerablemente al presentarse una sobrecarga. Por lo anterior, para el cálculo de esfuerzos se aplicará el siguiente factor.

$$FA_d = \frac{1}{1 - \frac{1.7T_{ac}}{A_{ac}F_e}}$$

C. OTROS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

En forma aproximada, se pueden emplear las siguientes expresiones para el cálculo de reacciones horizontales (H_{ac}) en los arranques y de momentos flexionantes (M_x) a lo largo del arco:

- Arcos de acero de alma llena con articulaciones en los arranques:

$$H_{ac} = -\frac{15}{8} \left(\frac{r}{h_a}\right)^2 H_{cm} \quad y \quad M_x = -H_{ac}y$$

Donde:

H_{ac} = Reacción horizontal en el arranque debida al acortamiento del arco, (N)

H_{cm} = Reacción horizontal en el arranque debida a carga muerta, (N)

r = Radio de giro de la sección transversal del arco que se supone constante a lo largo del arco, (m)

h_a = Flecha del arco, (m)

y = Ordenada de la directriz del arco a la sección considerada, (m)



- Arcos de acero de alma llena con arranques empotrados

$$H_{ac} = -\frac{90}{8} \left(\frac{r}{h_a}\right)^2 H_{cm} \quad y \quad M_x = -H_{ac}(y - 0.67h_a)$$

- Arcos de concreto con articulaciones en los arranques:

$$H_{ac} = -\frac{15}{8} \left(\frac{r_c}{h_a}\right)^2 1.38f_c A_c \quad \text{ó} \quad H_{co} = \frac{15}{8} \left(\frac{r_c}{h_a}\right)^2 0.00012E_a A_c$$

$$M_x = -H_{ac}y \quad \text{ó} \quad M_x = -H_{co}y$$

Donde:

f_c = Esfuerzo en la sección de la clave, (Pa)

H_{co} = Reacción horizontal en el arranque debida a la contracción de fraguado, (N)

r_c = Radio de giro de la sección de la clave, (m)

A_c = Área de la sección transversal en la clave, (m²)

E_a = Módulo de elasticidad del material del arco, (MPa)

- Arcos de concreto con arranques empotrados:

$$H_{ac} = -\frac{90[0.5(r_s + r_c)]^2}{8h_a^2} 1.38f_c A_c \quad \text{ó}$$

$$H_{ac} = -\frac{90[0.5(r_s + r_c)]^2}{8h_a^2} 0.00012E_a A_c$$

$$M_x = -H_{ac} \left[y - h_a \left(1 - 0.33 \sqrt{\frac{d_c}{d_s}} \right) \right] \quad \text{ó} \quad M_x = -H_{co} \left[y - H_a \left(1 - 0.33 \sqrt{\frac{d_c}{d_s}} \right) \right]$$

Donde:

r_s = Radio de giro de la sección de arranque, (m)

d_c = Peralte de la sección de la clave, (m)

d_s = Peralte de la sección de arranque, (m)

También deben tomarse en cuenta los efectos de la fluencia del concreto para lo cual debe conocerse el módulo elástico inicial E_{ci} y la función de variación del módulo elástico con el tiempo $E(t)$, así como el procedimiento constructivo y el calendario de colados.

Los efectos de fluencia del concreto pueden reducirse si se aplica en la clave del arco un esfuerzo de compresión mediante gastos hidráulicos antes del cierre.

D. INTERACCIÓN DEL ARCO Y EL TABLERO

En condiciones de operación, se revisará la interacción del arco con el tablero, empleando algún programa. La interacción con el tablero es menor a medida que aumenta el claro de la superestructura. Los efectos de interacción son mayores en arcos de concreto que en arcos de acero.



E. ANÁLISIS TRANSVERSAL

Se revisarán los efectos causados por la aplicación de cargas vivas en forma asimétrica o excéntrica. Esto es, en el sentido longitudinal de carga sólo una mitad del arco y en el sentido transversal se carga solo la mitad de un lado del puente.

La distribución transversal de la carga viva en arcos de sección cajón se realizará como se indica en el manual de diseño de puentes – MTC. Se supone que la losa transmite cargas a los arcos que la sustentan como si fuera una viga simplemente apoyada.

1.6. CONTROL GEOMÉTRICO

A. RECOMENDACIONES DE PROYECTO PARA CONSTRUCCIÓN

Se denomina control geométrico al conjunto de operaciones que se realizan en la construcción para verificar que el perfil longitudinal del arco y el tablero tome en cada etapa la configuración prevista por el proyecto, a fin de que la geometría del arco y la forma de la rasante en la etapa final coincidan con la del proyecto. Si en la verificación de perfiles durante la construcción se encuentran divergencias respecto a lo previsto en el proyecto, se analizará el procedimiento constructivo para identificar las causas de esas divergencias y realizar las correcciones necesarias.

Son aplicables al control geométrico de puentes de arco las recomendaciones para el control geométrico de puentes atirantados que se indican en el manual de diseño de puentes – MTC y se refieren a:

- Control de las masas
- Control de las propiedades mecánicas
- Nivelación de perfiles
- Medición de fuerzas en tirantes provisionales
- Verificación de la verticalidad de mástiles provisionales
- Control de temperatura

1.7. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

A. CONSTRUCCIÓN DEL ARCO

A.1. CON CIMBRA FIJA

En primer término se construye la cimentación y el arranque del arco después se coloca la cimbra, previamente ensamblada, y se asegura su estabilidad. Se cuela el arco sobre la cimbra y una vez que el concreto del arco alcanza la resistencia de proyecto, se estira la cimbra y se procede a construir el tablero.

A.2. CON CIMBRA FIJA Y TIRANTES PROVISIONALES

Se tiene las siguientes opciones:

1. La primera consiste en construir un mástil provisional al lado de cada arranque del arco. De los mástiles se sujetan tirantes que soportan segmentos de cimbra. Una vez que se tiene la cimbra completa se cuela el arco. Cuando el concreto ha alcanzado la resistencia del proyecto se retiran las cimbras, los tirantes y los mástiles y se procede a construir la superestructura.
2. La segunda opción consiste en prefabricar la cimbra por mitades y colocarlas en forma vertical a cada lado de los mástiles. Con ayuda de



los tirantes, se sujetan las cimbras y se abaten para unirlos en la clave del arco.

3. Otra variante es segmentar la cimbra en 3 porciones, 2 que se colocan en voladizo a partir de los arranques y se abaten con ayuda de los tirantes a su posición definitiva y una tercera parte central que se ensambla por separado y se iza sujetándola en sus extremos para apoyarla en los dos segmentos anteriores y conformar la totalidad de la cimbra.

A.3. CON DOVELAS PREFABRICADAS Y TIRANTES PROVISIONALES

El segmento inicial del arco es una dovela prefabricada que se estabiliza con ayuda de tirantes y se usa como apoyo para la cimbra del siguiente segmento del arco. Este procedimiento se realiza desde ambos arranques y avanza por etapas sucesivas hasta lograr el cierre en la clave del arco.

A.4. CON VOLADIZOS SUCESIVOS Y TIRANTES PROVISIONALES

En este procedimiento se construye primeramente los tramos de acceso, los arranques y las pilas principales. En seguida se coloca el dispositivo móvil de colado y se construye a cada lado del arco una primera dovela sujeta en la punta por un tirante que se ancla en el cabezal de la pila principal.

Cuando la primera dovela alcanza la resistencia del proyecto se avanza el dispositivo móvil de colado y se repite la operación anterior.

Como los cables que sujetan las dovelas producen empujes horizontales, en las cabezas de las pilas es necesario colocar, en el plano opuesto, cables de retenida que en un extremo se anclan a la cabeza de la pila y en el otro en el macizo de cimentación.

A.5. COMO VIGAS EN CELOSÍA AVANZANDO EN VOLADIZOS SUCESIVOS

En esta técnica se construye una viga en celosía de peralte variable por voladizos sucesivos. En cada dovela el patín inferior a compresión es el arco, el alma son los diafragmas definitivos de concreto y el patín superior es el tablero. Como diagonales se colocan tirantes provisionales inclinados que unen tablero y arco.

B. CONSTRUCCIÓN DEL TABLERO

Para construir el tablero, se pueden utilizar las siguientes técnicas:

B.1. CON CIMBRA AUTOPORTANTE Y AUTOLANZABLE

Esta técnica es similar a la del voladizo, pero la cimbra móvil tiene dispositivos que le permiten avanzar a la siguiente posición una vez que el concreto de la dovela ha alcanzado la resistencia del proyecto.

B.2. POR EMPUJADO

El tablero se fracciona en dovelas que se construyen o se ensamblan en una plataforma cercana a un estribo desde donde se empuja con gatos hidráulicos a su posición definitiva.



FOTOGRAFÍAS



2. FOTOGRAFÍA



FOTO N° 01. Zona de Estudio



FOTO N° 02. Levantamiento Topográfico

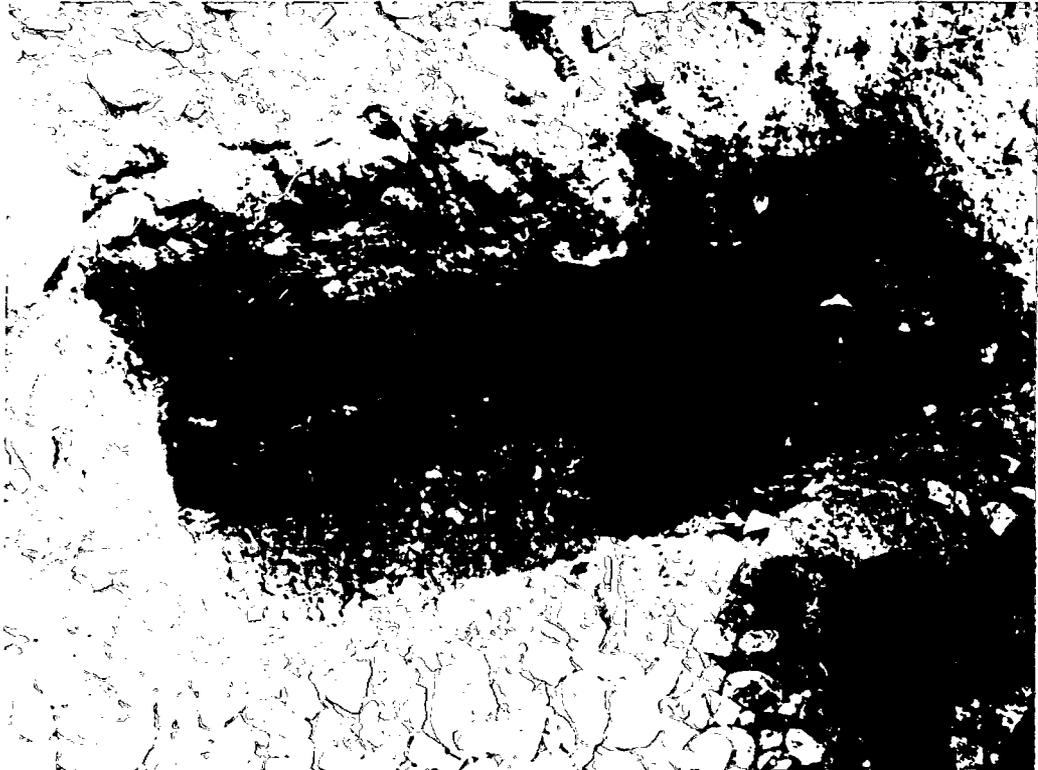


FOTO N° 03. Excavación de Calicata N° 01

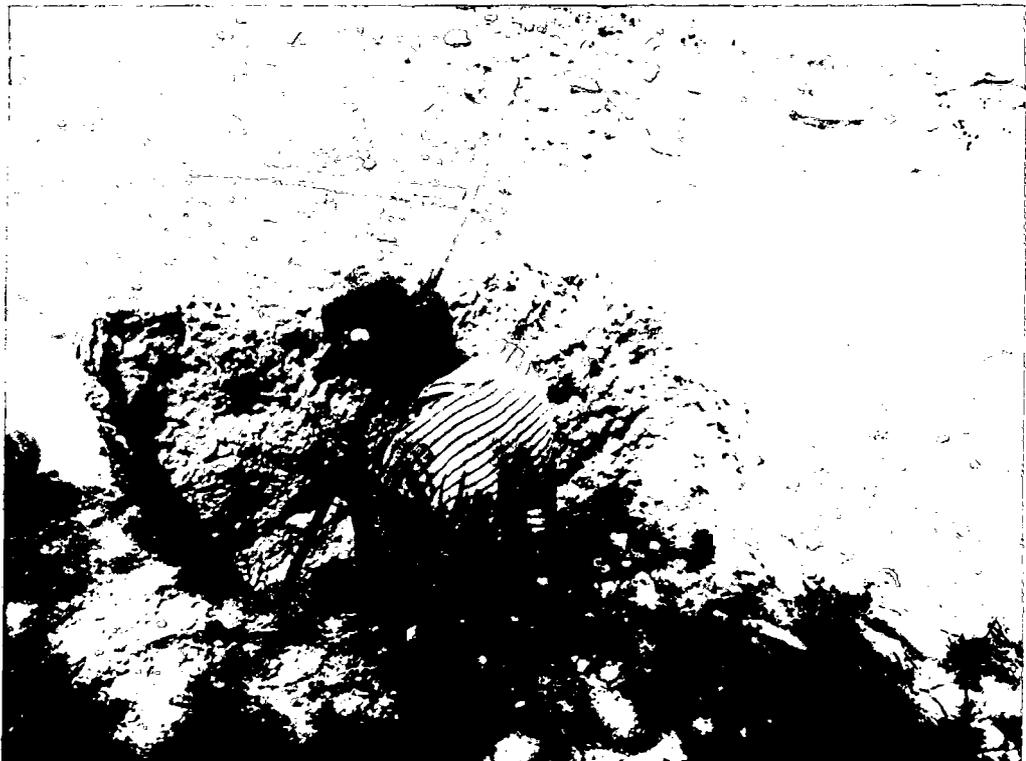


FOTO N° 04. Excavación de Calicata N° 02

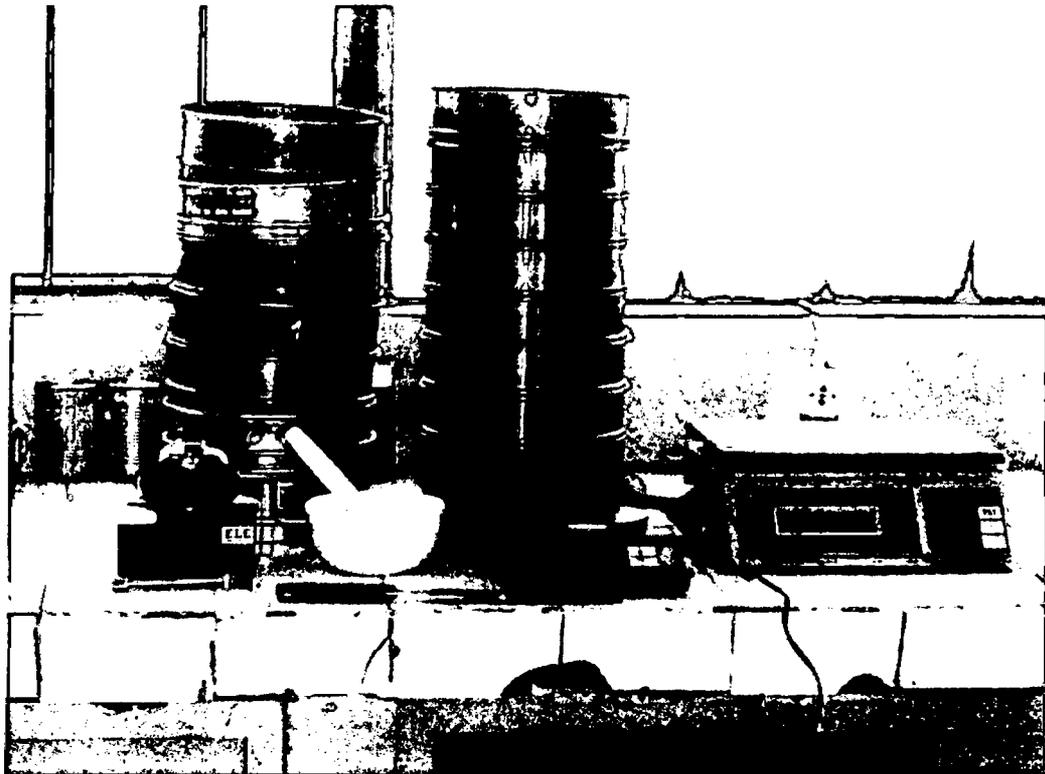


FOTO N° 05. Equipo utilizado en el laboratorio de Mecánica de Suelos - UNC

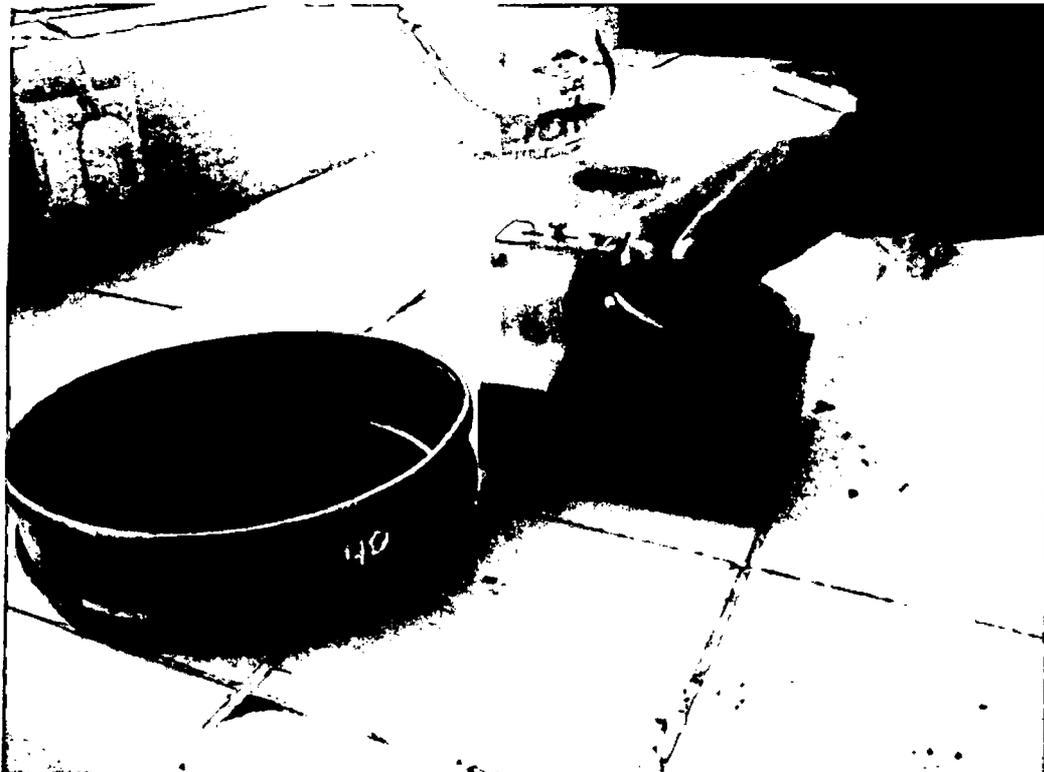


FOTO N° 06. Ensayo de Límite Líquido



3. PROGRAMAS DE CÓMPUTO

- Autodesk Civil 3D – 2014
- AutoCad 2009
- S10 – Presupuestos 2005
- Microsoft Office Word 2013
- Microsoft Office Excel 2013
- Microsoft Office Power Point 2013
- CSiBridge 2014 V-16.0.2



Universidad Nacional de Cajamarca

"Norte de la Universidad Peruana"

Fundada por Ley 14015 del 13 de Febrero de 1962

FACULTAD DE INGENIERÍA

Telefax N° 0051-76-365976 (Secretaría) RPM # 0011154 (Decano)

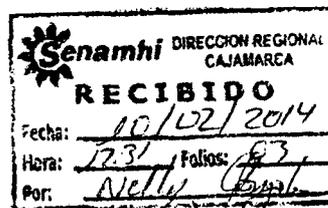


"Año de la Promoción de la Industria Responsable y del Compromiso Climático"

Cajamarca, 05 de febrero del 2014.

Carta No.030-2014-2013-FI

Señor:
Ing. Julio Urbiola del Campo
Director Regional SENAMHI Cajamarca



CIUDAD

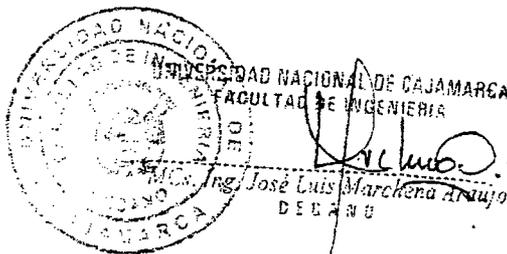
ASUNTO: Solicita recabar Datos de Precipitación Máxima en 24 horas e Intensidades Máximas (MM/H) desde el año 1975 al 2013

REF: Solicitud Proyectista Tony Edinson Mejía Zambrano

Tengo a bien dirigirme a usted para expresarle mi cordial saludo, y al mismo tiempo en atención al documento de la referencia, hacer de su conocimiento que para realizar el estudio hidrológico del Proyecto "CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA - CENTRO POBLADO LA PACCHA" el Proyectista Tony Edinson Mejía Zambrano, debe contar con los datos de PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS E INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/H) DESDE EL AÑO 1975 AL 2013, para la aprobación de su Proyecto Profesional, en tal sentido; mucho agradeceré a usted se sirva apoyarlo para poder recabar la información antes indicada.

Permítame en esta ocasión testimoniarle las muestras de mi distinguida consideración y alta estima.

Atentamente,



JLMA/Decano
Iris/Secretaría

*Atención Sr. Decano
Para cancelar
1 mes 24 hrs.*

ESTACION : A. WEBERBAUER

DPTO. CAJAMARCA

LATITUD : 07°10'03"

CATEGORIA: MAP

PROV. CAJAMARCA

LONGITUD : 78°29'35"

DIST. CAJAMARCA

ALTITUD : 2536 m.s.n.m.



CUENCA : CRISNEJAS

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA ABSOLUTA MENSUAL EN 24 horas (mm.)

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1975	20.4	30.7	37.9	30.0	9.9	3.5	3.9	5.6	10.9	14.6	18.4	0.3
1976	36.5	22.5	16.0	17.8	19.7	11.4	0.1	2.8	3.9	8.8	24.0	12.8
1977	40.5	20.1	29.0	22.9	11.6	2.4	7.1	0.1	6.6	10.6	12.0	11.3
1978	4.6	11.9	10.0	9.5	18.1	3.8	2.0	3.9	8.0	5.9	12.0	14.8
1979	20.6	10.5	28.0	5.8	5.2	1.8	3.9	7.3	9.4	10.0	7.5	17.2
1980	9.8	7.8	13.3	8.1	3.0	10.7	2.1	2.3	2.2	18.8	16.7	19.2
1981	21.4	23.1	39.3	12.2	4.9	2.3	2.6	4.8	8.0	15.2	11.9	29.5
1982	29.9	25.1	17.1	28.2	13.2	3.6	1.1	6.4	7.6	18.5	20.7	30.5
1983	19.4	28.0	28.0	16.8	8.2	4.7	6.5	1.2	8.9	18.9	6.8	29.8
1984	6.8	25.1	23.3	13.3	21.2	9.5	10.8	13.9	16.5	16.3	27.6	23.5
1985	7.7	7.0	5.8	11.9	19.8	0.4	3.4	5.9	13.3	16.2	6.0	8.3
1986	17.0	12.0	27.4	16.7	4.5	0.5	1.0	5.1	1.1	11.6	11.0	8.0
1987	12.5	14.9	9.6	17.2	2.8	2.6	4.0	10.1	9.8	12.8	24.3	18.2
1988	15.8	18.2	11.0	16.0	8.4	3.3	0.0	0.4	5.4	10.5	11.2	11.9
1989	14.7	30.0	13.5	16.6	15.5	4.8	1.4	2.8	11.5	20.0	16.3	1.1
1990	18.0	24.7	6.7	6.5	9.5	7.1	0.8	6.2	13.2	14.6	20.5	25.4
1991	10.4	29.7	20.5	19.4	7.1	0.3	0.4	0.3	3.7	9.7	9.3	18.7
1992	10.8	14.5	8.1	11.9	6.7	12.8	2.3	3.8	10.5	17.7	7.9	6.7
1993	9.2	13.9	20.6	12.8	8.0	1.5	3.3	1.9	22.5	17.0	20.2	13.9
1994	14.2	18.7	24.5	22.7	4.9	1.4	0.0	0.2	3.1	8.7	21.3	28.5
1995	8.3	19.3	16.4	20.6	3.9	1.3	7.8	6.1	3.0	16.1	19.5	16.0
1996	11.3	25.6	16.6	15.7	7.6	0.4	0.4	6.4	3.7	13.0	35.1	10.5
1997	16.3	16.3	7.1	8.3	7.5	6.6	0.2	0.0	7.6	10.2	27.6	23.8
1998	12.5	16.5	31.7	22.3	6.3	4.1	1.3	3.5	4.6	17.7	14.6	9.8
1999	15.9	38.8	13.5	10.4	13.9	6.4	11.6	0.5	21.8	14.3	18.6	13.1
2000	17.3	36.1	18.6	19.7	14.4	5.3	1.8	5.0	10.9	3.3	17.9	20.4
2001	27.6	17.7	28.2	14.3	14.7	1.0	6.9	0.0	5.7	14.7	20.3	15.9
2002	8.2	10.8	15.7	18.2	12.9	5.4	4.7	3.4	7.7	22.3	16.8	10.6
2003	18.7	18.4	20.1	8.8	6.7	7.0	1.6	6.1	8.9	19.2	17.1	20.8
2004	11.9	21.5	10.5	12.4	6.5	0.9	6.0	10.2	4.0	9.5	28.1	22.7
2005	20.2	10.0	19.7	10.8	3.6	3.5	0.3	3.5	14.3	9.3	11.6	15.3
2006	15.2	13.5	18.8	17.0	2.2	6.2	1.6	5.4	10.2	4.0	20.6	12.3
2007	15.6	6.8	25.4	21.0	5.2	1.4	3.0	4.0	10.2	19.0	15.7	16.7
2008	20.2	17.1	23.6	27.0	4.3	6.0	1.3	4.8	11.6	10.8	19.7	9.9
2009	21.9	16.4	20.5	14.1	18.5	9.1	5.3	0.9	5.2	18.1	12.6	12.6
2010	14.6	36.4	34.0	21.6	12.6	2.8	2.2	1.3	10.5	16.8	11.1	21.9
2011	14.9	16.4	25.5	22.4	9.7	0.4	5.1	T	12.7	9.3	5.2	27.7
2012	18.0	27.9	26.7	11.3	10.8	0.3	0.0	1.9	12.8	24.2	27.3	17.6
2013	11.7	13.1	35.3	15.9	10.2	4.5	2.5	5.7	1.9	19.4	6.1	9.6

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

DIRECCION REGIONAL DE CAJAMARCA

INTENSIDADES MAXIMAS DE PRECIPITACION PARA DIFERENTES PERIODOS DE DURACION

ESTACION :

LATITUD : 07°10'03" Sur
LONGITUD : 78°29'35" Oeste
ALTITUD : 2536 m.s.n.m.

DEP. : CAJAM.
PROV. : CAJAM.
DIST. : CAJAM.



AÑO	DURACION EN MINUTOS				
	5	10	30	60	120
1975	90.00	50.00	24.00	16.00	10.00
1976	68.00	63.00	37.00	19.00	9.00
1977	65.00	53.00	37.10	21.00	11.00
1978	26.00	24.00	21.00	12.00	6.00
1979	60.00	60.00	38.00	23.00	14.00
1980	73.02	60.02	33.80	21.08	9.28
1981	67.20	54.80	29.13	15.54	13.02
1982	88.29	75.15	37.20	23.10	13.27
1983	75.30	50.40	31.40	23.71	13.99
1984	112.80	71.80	27.60	15.63	9.80
1985	59.31	54.40	25.56	14.70	8.05
1986	84.60	65.40	30.11	15.60	8.23
1987	76.00	49.20	21.60	13.20	7.95
1988	70.40	52.80	23.00	13.79	7.85
1989	73.60	47.80	28.04	16.48	9.64
1990	111.60	75.00	37.94	23.18	12.30
1991	83.10	73.40	40.80	25.52	14.17
1992	56.10	38.52	18.60	10.10	5.00
1993	57.75	50.67	28.20	17.54	10.00
1994	91.49	64.18	36.22	19.04	12.90
1995	71.11	56.25	28.66	16.72	9.30
1996	81.30	60.21	32.44	17.88	11.10
1997	82.20	68.10	35.04	17.86	8.90
1998	92.00	66.34	40.60	27.10	13.50
1999	70.80	38.30	13.80	9.90	6.40
2000	46.80	32.00	17.30	10.10	5.10
2001	67.20	45.30	25.60	15.20	8.90
2002	28.20	20.60	13.76	8.72	4.40
2003	70.80	42.60	15.92	9.76	6.08
2004	84.60	84.60	33.00	18.70	9.35
2005	45.60	43.80	20.45	11.10	6.52
2006	30.00	30.00	15.00	10.30	6.87
2007	72.00	64.00	32.66	19.38	12.33
2008	78.65	46.75	20.50	12.20	7.25
2009	64.65	38.45	16.85	10.00	5.95
2010	106.03	63.05	27.66	16.45	9.78
2011	36.60	33.07	26.83	16.60	9.95
2012	81.27	48.32	21.20	12.61	7.50
2013	102.83	61.14	26.82	15.95	9.48



Const. N° 013- 2013

**EL QUE SUSCRIBE JEFE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE
SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

CONSTANCIA

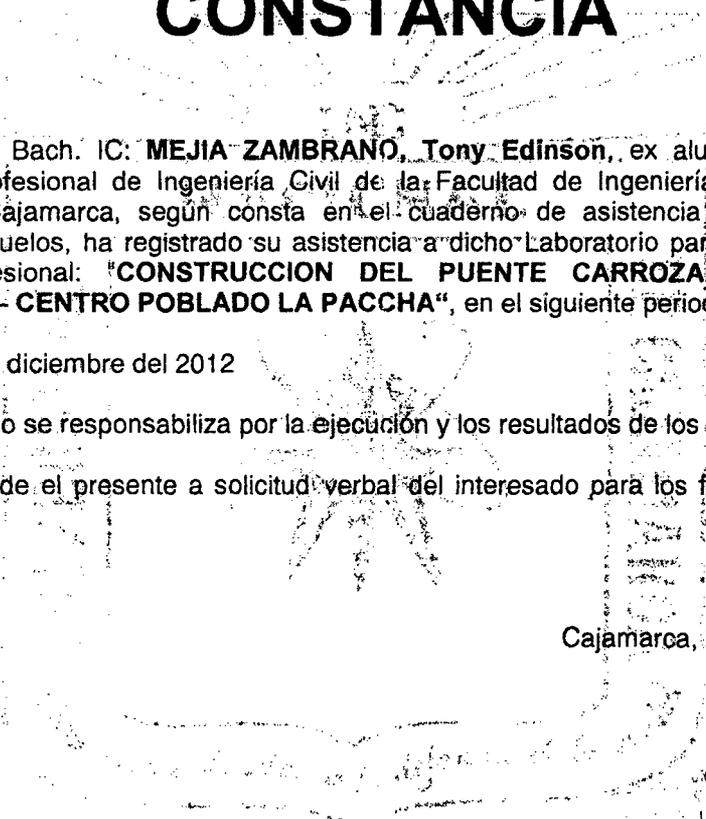
Que el Bach. IC: **MEJIA ZAMBRANO, Tony Edinson**, ex alumno de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, según consta en el cuaderno de asistencia del Laboratorio de Mecánica de Suelos, ha registrado su asistencia a dicho Laboratorio para la elaboración del proyecto profesional: **"CONSTRUCCION DEL PUENTE CARROZABLE CARRETERA CAJAMARCA – CENTRO POBLADO LA PACCHA"**, en el siguiente periodo:

Del 04 al 20 de diciembre 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, 20 de junio de 2013.


Laboratorio de Mecánica de Suelos
MARCO ANTONIO LAYOS SAUCEDO
CIP 28231