

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



**PROYECTO PROFESIONAL:**

**“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE  
LA MOLINA - CAJAMARCA”**

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

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:  
VILCHEZ JARA, José Manuel**

**ASESORES:**  
**Mg. Ing. MIGUEL A. MOSQUEIRA MORENO**  
**Ing. MARCO W. HOYOS SAUCEDO**

**Cajamarca - Perú**  
**2013**



## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Nacional de Cajamarca, a los docentes y amigos de la facultad de Ingeniería en especial a mis asesores Mg. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno e Ing. Marco. W. Hoyos Saucedo, por el apoyo brindado para la realización del presente trabajo.

A la Municipalidad Provincial de Cajamarca por la oportunidad brindada y facilidades prestadas para la formulación del presente proyecto.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA”



## **DEDICATORIA**

A Dios, quien ha sido mi fortaleza en todo momento, en especial en la elaboración del presente trabajo.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA”**



# **TÍTULO**

---

**“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL  
PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA**



## ÍNDICE GENERAL

	PÁG.
<b>CAPÍTULO I – RESUMEN</b> .....	1
<b>CAPÍTULO II – INTRODUCCIÓN</b>	
2.1 INTRODUCCIÓN.....	2
2.2 OBJETIVOS.....	2
2.3 ANTECEDENTES.....	2
2.4 ALCANCES.....	2
2.5 CARACTERÍSTICAS LOCALES.....	3
2.6 JUSTIFICACIÓN.....	4
2.7 METAS.....	4
<b>CAPÍTULO III – REVISIÓN DE LITERATURA</b>	
3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	5
3.2 ESTUDIOS PRELIMINARES.....	5
3.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS.....	7
3.4 ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.....	15
3.5 CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES.....	29
3.6 DISEÑO GEOMÉTRICO.....	41
3.7 SUPERESTRUCTURA.....	43
3.8 APOYOS.....	73
3.9 SUBESTRUCTURA.....	75
3.10 IMPACTO AMBIENTAL.....	86
<b>CAPÍTULO IV – METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO</b>	
4.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	88
4.2 ESTUDIOS PRELIMINARES.....	88
4.2.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA EN ESTUDIO.....	88
4.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	88
4.2.3 ESTUDIOS DE TRÁFICO.....	89
4.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS.....	90
4.3.1 ESTUDIO GEOLÓGICO.....	90



4.3.2	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	90
4.4	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	93
4.4.1	INTRODUCCIÓN.....	93
4.4.2	HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA.....	93
4.4.3	DELIMITACIÓN DE LA CUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.....	93
4.4.4	ANÁLISIS DE TORMENTAS.....	94
4.4.5	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	95
4.4.6	CÁLCULO DEL TIRANTE "Y".....	96
4.4.7	CÁLCULO DEL TIRANTE DE DISEÑO "Yo".....	96
4.4.8	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.....	96
4.4.9	PLANTEAMIENTO DEL DRENAJE SUPERFICIAL.....	97
4.5	CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES.....	98
4.5.1	NOCIONES GENERALES.....	98
4.5.2	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	98
4.6	DISEÑO GEOMÉTRICO.....	99
4.6.1	DETERMINACIÓN DE LA LUZ DEL PUENTE.....	99
4.6.2	NÚMERO DE VIGAS LATERALES.....	99
4.6.3	NÚMERO DE DIAFRAGMAS.....	99
4.6.4	DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DEL PUENTE.....	99
4.6.5	DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA CALZADA.....	99
4.6.6	ANCHO DE VEREDAS.....	99
4.6.7	ESTUDIO DE ACCESOS.....	99
4.6.8	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	99
4.7	SUPERESTRUCTURA.....	100
4.7.1	GENERALIDADES.....	100
4.7.2	DISEÑO DE LA LOSA.....	100
4.7.3	DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA.....	109
4.7.4	DISEÑO DE VIGAS LATERALES.....	113
4.7.5	DISEÑO DE LA BARANDA.....	137
4.7.6	DISEÑO DE LAS VEREDAS.....	142
4.8	APOYOS.....	145
4.8.1	DISEÑO DEL APOYO MÓVIL.....	145
4.8.2	DISEÑO DEL FIJO.....	146



---

4.9	SUBESTRUCTURA.....	148
4.9.1	DISEÑO DE ESTRIBOS.....	148
4.9.2	DISEÑO DE ALAS.....	161
4.10	DISEÑO DE FALSO PUENTE.....	171
4.10.1	DISEÑO DE ENCOFRADOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	171
4.10.2	DISEÑO DEL FALSO PUENTE.....	179
4.11	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA) .....	182
4.11.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EN GENERAL.....	182
4.11.2	DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE.....	183
4.11.3	IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS.....	185
4.11.4	MEDIDAS PROTECTORAS Y CORRECTORAS.....	186
4.11.5	PROGRAMA DE VIGILANCIA Y CONTROL AMBIENTAL .....	187
 <b>CAPÍTULO V – RESULTADOS</b>		
5.1.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	188
5.2.	ESTUDIO DEL TRÁNSITO.....	188
5.3.	ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS.....	188
5.4.	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	190
5.5.	DISEÑO DEL PUENTE - SUPERESTRUCTURA.....	190
5.6.	DISEÑO DEL PUENTE – APOYOS .....	193
5.7.	DISEÑO DEL PUENTE - SUBESTRUCTURA.....	193
5.8.	IMPACTO AMBIENTAL.....	194
 <b>CAPITULO VI - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>		
6.1	CONCLUSIONES.....	195
6.2	RECOMENDACIONES.....	195
 <b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		
 <b>ANEXO 01 - ESTUDIOS PRELIMINARES</b>		
ANEXO 7.1: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO Y ESTUDIO DE TRÁNSITO.....		198
ANEXO 7.2: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....		201
ANEXO 7.3: ESTUDIO HIDROLÓGICO.....		207
ANEXO 7.4: MATRIZ EIA.....		221

---



---

**ANEXO 02 - EXPEDIENTE TÉCNICO**

ANEXO : MEMORIA DESCRIPTIVA.....	223
ANEXO : ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	225
ANEXO : METRADOS.....	253
ANEXO : PRESUPUESTO.....	377
ANEXO : GASTOS GENERALES.....	279
ANEXO : GASTOS SUPERVISIÓN.....	280
ANEXO : FLETE TERRESTRE.....	281
ANEXO : COSTOS UNITARIOS.....	282
ANEXO : PRECIOS INSUMOS.....	293
ANEXO : AGRUPAMIENTO PRELIMINAR.....	295
ANEXO : FORMULA POLINÓMICA.....	296
ANEXO : CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO FINANCIERO.....	297
ANEXO : PLANOS.....	299

<b>ANEXO 03 - FOTOGRAFÍAS.....</b>	<b>300</b>
------------------------------------	------------



# ***CAPITULO I***

---

## ***RESUMEN***



---

## 1. RESUMEN

Las malas condiciones de infraestructura vial y de transporte ocasiona dificultades a los pobladores del sector La Molina, distrito de Cajamarca, los mismos que se ven afectados en su desarrollo tanto económico como social, ya que no cuentan con vías de transporte eficientes debido al mal estado de sus obras de arte como el puente que actualmente existe en el sector La Molina.

En el presente trabajo se diseñó un puente vehicular tipo viga losa de una vía, de 20.00 m de longitud y de 3.60 m de ancho así como las veredas y barandas, los mismos que están diseñados para soportar cargas vehiculares de diseño de un HL-93 y el paso de peatones, dicha estructura se apoyará sobre estribos de concreto con la estabilidad de la estructura adecuada. De esta manera permitirá la correcta circulación de los vehículos así como de los peatones.

El diseño estructural está basado en las Normas AASHTO, ACI y Manual de Diseño de Puentes y consta de topografía, estudio hidrológico, estudio de suelos, análisis y diseño estructural, presupuesto, cronograma de ejecución y planos.

La construcción de dicho proyecto demandaría una inversión total de **SI. 783,150.23 (SETECIENTOS OCHENTITRES MIL CIENTO CINCUENTA Y 23/100 NUEVOS SOLES)**, a ejecutarse en un plazo de 120 días calendarios.



## ***CAPITULO II***

---

### ***INTRODUCCIÓN***



---

## 2. INTRODUCCIÓN

### 2.1 INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras de servicio que se proyecta para permitir que una vía de alguna índole, puede continuar en sus mismas condiciones, al verse interrumpidas por un cruce natural, ya sea un río, una quebrada, una vía de agua, o un obstáculo artificial como otra vía de circulación, una carretera, o una avenida dentro de una ciudad, etc.; son estructuras de vital importancia para salvar un claro y facilitar el tránsito de vehículos, personas, animales, y materiales con la debida seguridad de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

### 2.2 OBJETIVOS

Para optimizar el proyecto y su ejecución debe cumplir los siguientes objetivos:

**General:**

Promover el desarrollo integral del sector La Molina y sectores colindantes desde un punto estratégico como son las vías de comunicación “Puente La Molina”.

**Específicos:**

- Diseñar una estructura vial optima, segura, resistente y económica a la zona.
- Contar con el expediente técnico y especificaciones técnicas para su financiamiento.

### 2.3 ANTECEDENTES

En la actualidad la zona en estudio cuenta con un puente de madera el mismo que no brinda las condiciones de seguridad ni de transitabilidad a los moradores del sector La Molina.

En épocas de lluvia el nivel del rio aumenta su crecida lo cual podría hacer fallar el mencionado puente poniendo en peligro a los pobladores de la zona. Por esto es necesario el diseño de un puente que cumpla las condiciones de seguridad y transitabilidad necesarias.

### 2.4 ALCANCES

El estudio del presente proyecto está destinado a contribuir a la integración del sector La Molina, y sectores aledaños, beneficiando directa e indirectamente a un gran número de familias que les permitirá mejorar notablemente su nivel socio - económico.



## **2.5 CARACTERÍSTICAS LOCALES**

### **2.5.1 UBICACIÓN**

El lugar del proyecto se encuentra ubicado a una distancia aproximada de 200 m. de la Ciudad de Cajamarca siguiendo la dirección norte de ésta Ciudad.

Sobre el río	:	Mashcón
Departamento	:	Cajamarca.
Provincia	:	Cajamarca.
Distrito	:	Cajamarca.
Sector	:	La Molina

El proyecto en mención se encuentra ubicado en las coordenadas UTM: 9209738.07 (Este) y 774568.92 (Norte).

### **2.5.2 LÍMITES**

Este	:	Barrio La Alameda.
Norte	:	Zona Agroecológica Intangible.
Oeste	:	Lotización El Bosque.
Sur	:	Comunidad Campesina Agamarca.

### **2.5.3 TOPOGRAFÍA**

Presenta una topografía llana en algunas partes, ondulada en tramos pequeños.

### **2.5.4 ALTITUD**

La zona del proyecto se encuentra a una altitud de 2708 m.s.n.m

### **2.5.5 TEMPERATURA**

Temperatura promedio mensual: 17.5°C

### **2.5.6 PLUVIOSIDAD**

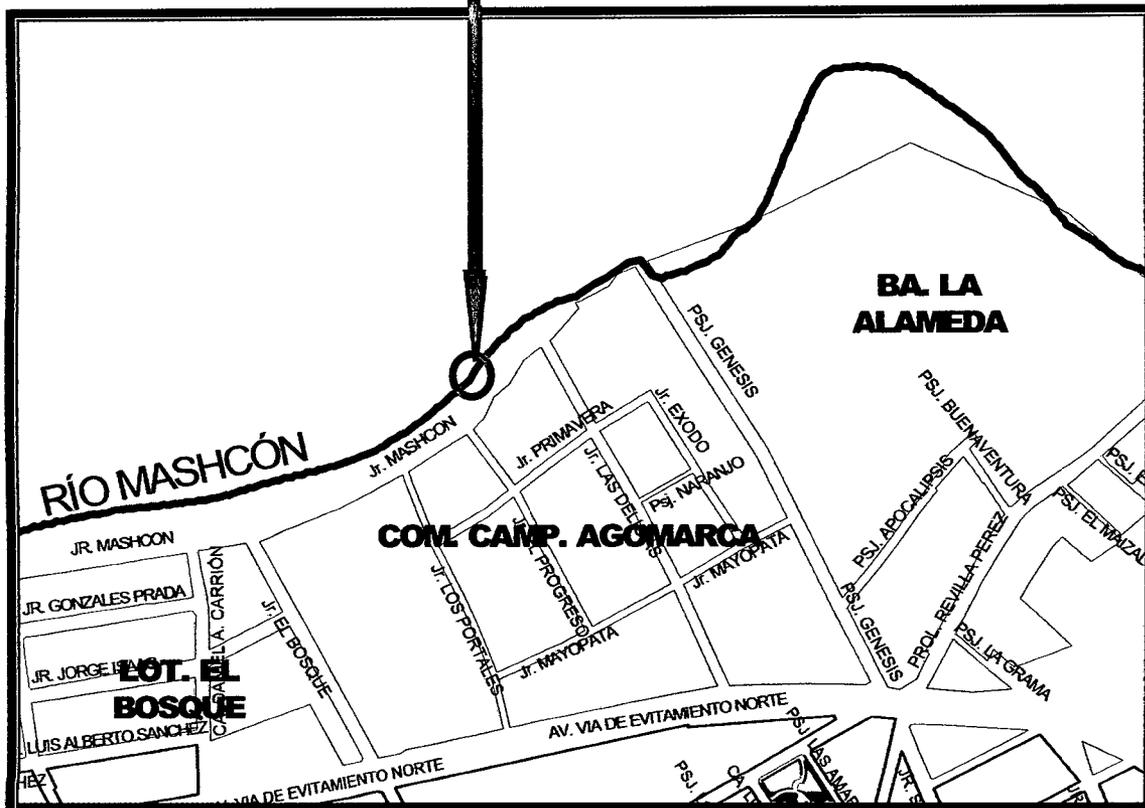
Precipitación promedio mensual: 51 mm.

### **2.5.7 ACCESIBILIDAD**

Desde el centro de la ciudad de Cajamarca hacia el barrio la Alameda con una distancia aproximada de 1.5 km a través de vías asfaltadas y de allí hacia la zona en estudio a través de una vía afirmada de aproximadamente 200m.



**UBICACIÓN DEL PROYECTO**



**2.6 JUSTIFICACIÓN**

El “ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA, se justifica porque tiene como fin contribuir al desarrollo social y económico de los pobladores del sector La Molina.

Con la elaboración de este proyecto, se construirá la vía, que permitirá el acceso en mejores condiciones al sector la molina y sectores colindantes.

Así mismo se conseguirá reducir los costos de transporte, fácil acceso en tiempos de lluvia y permitiendo que exista mayor y mejor tránsito de vehículos y peatones hacia dicha zona.

**2.7 METAS**

Se diseñará completamente 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 a los sectores cercanos.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA”



## ***CAPITULO III***

---

### ***REVISIÓN DE LITERATURA***



### 3. REVISIÓN DE LITERATURA

#### 3.1 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 del río, entre otros, para esto a continuación se presenta los diferentes estudios realizados los cuales servirán para el diseño del puente vehicular.

#### 3.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

##### 3.2.1 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 conocer en forma global el terreno sobre el cual se levantará la obra que se pretende realizar y la factibilidad de ésta.

(García, F. 1994)

##### 3.2.2 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.

###### - 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.

**Cuadro 3.01** 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

**FUENTE: Wolf, P. 1997**



**Cuadro 3.02** Clasificación de la Topografía del Terreno

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

FUENTE: Wolf, P. 1997

### 3.2.3 ESTUDIOS DE TRÁFICO

En 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.

#### **Conteo de Tráfico**

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

#### **Clasificación y tabulación de la información**

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

#### **Análisis y consistencia de la información**

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

#### **Tráfico actual**

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

#### **Documentación que comprende un estudio de tráfico:**

- Resultados de vehículos totales.
- Índice Medio diario (I.M.D).

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



### 3.3 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. También es necesario conocer las formaciones geológicas existentes de la zona.

(Berry, P. 1996)

#### 3.3.1 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

(Merrit, F. 1993)

#### 3.3.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS:

Las propiedades geotécnicas del suelo pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio.

(Braja, M. 2001)

#### 2.3.2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

##### A. ENSAYOS GENERALES.

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

(Ramirez, P. 2000.)

##### a. CONTENIDO DE HUMEDAD (W%)

Es un ensayo que permite determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso seco.

(Montejo, F. 2001.)

Generalmente se expresa en porcentaje.

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.)

(Llique, R. 2003.)



### b. PESO ESPECÍFICO.

Es la relación entre el peso y el volumen de las partículas minerales de la muestra del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \dots \text{ (Ec. - 02)}$$

Donde:

$\gamma_s$ : peso específico.

$W_s$ : peso de suelo seco.

$V_s$ : volumen de sólidos.

(Llique, R. 2003.)

- 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:

$$G_s = \frac{W_o}{W_o + W_2 + W_1} \quad \dots \text{ (Ec. -03)}$$

Donde:

$G_s$ : Gravedad específica

$W_o$ : Peso del suelo seco (gr).

$W_1$ : Peso del picnómetro + agua + suelo (gr).

$W_2$ : Peso del picnómetro + agua (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.

$$G_a = \frac{A}{A - C} \quad \dots \text{ (Ec. - 04)}$$

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.)

### PESO ESPECÍFICO APARENTE ( $\gamma_m$ )

Denominado también densidad natural. Esta prueba se realiza con fines de obtener la densidad real del suelo in-situ, se puede determinar con el siguiente ensayo:



$$\gamma_m = \frac{Wh}{V} \quad \dots \text{ (Ec. - 05)}$$

Donde:

$\gamma_m$ : densidad natural .

Wh: peso de suelo húmedo.

V: volumen del suelo húmedo.

### c. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

Es una prueba para determinar cuantitativamente la distribución de los diferentes tamaños de partículas del suelo.

(Montejo, F. 2001.)

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

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots \text{ (Ec. - 06)}$$

Donde:

D60 : Diámetro en mm correspondiente al 60% que pasa.

D10 : Diámetro en mm correspondiente al 10% que pasa.

D30: Diámetro en mm correspondiente al 30% que pasa.

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

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})} \quad \dots \text{ (Ec. - 07)}$$

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. Es 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.

(Lique, R. 2003.)



**ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP):**

$$IP = LL - LP \dots (Ec. - 08)$$

El Reglamento Nacional de edificaciones recomienda lo siguiente:

IP < 20 corresponde generalmente a limos.

IP > 20 corresponde generalmente a arcillas.

(Wihem, P. 1996.)

**Cuadro 3.03** 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

FUENTE: Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006.

**3.3.2.2 CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.**

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

**Cuadro 3.04** Clasificación del suelo según AASHTO

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES 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
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.	50 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 <sub>L</sub> Índice Plástico, I <sub>P</sub>	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.
Tipos de material más destacados como constituyente	Fragmento de piedra, grava y arena		Arena fina	Limoso o arcilloso grava y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calidad general como sub-base	EXCELENTE A BUENA						REGULAR A POBRE				

FUENTE: Mora, S. 1988.



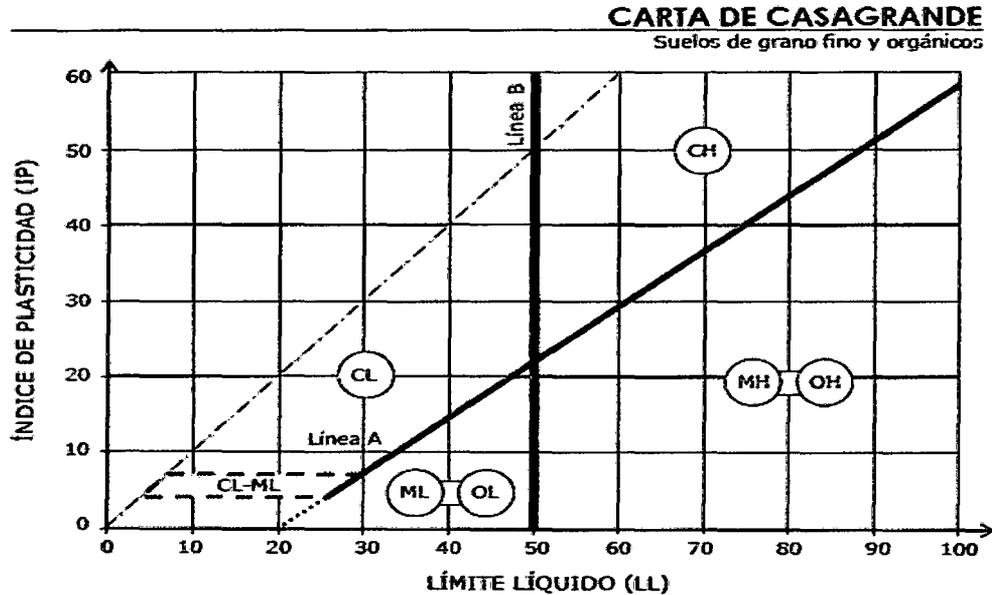
**b. SISTEMA SUCS (Clasificación Unificada de Suelos)**  
**Cuadro 3.05 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

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 N° 4	% Pasa Malla N° 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 a 3			
	MH	> 50	< 0.73 (wl - 20)		GP			≤ 6	< 16 > 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 Orgánicos	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 a 3			
	OH	> 50			SP			≤ 6	< 16 > 3			
Altamente Orgánicos	P <sub>1</sub>	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente.			SM		> 12					< 0.73 (wl-20) ó < 4
					SC							> 0.73 (wl-20) y > 7
				* 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 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				En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.								
** Si tiene olor orgánico debe determinarse adicionalmente wl seco al horno								$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$			$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$	
En casos dudosos favorecer clasificación más plástica Ej: CH-MH en vez de CL-ML.												
Si wl = 50; CL-CH ó ML-MH												

FUENTE: Crespo, C. 2004



**Gráfico 3.01**  
Carta de plasticidad  
Para clasificación de suelos de partículas finas en el laboratorio



FUENTE: Mora, S. 1988.

#### 3.3.2.4 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

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

- La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
- 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:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots (\text{Ec. - 09})$$

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



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

$$q_u = 1.3 N_c + qN_q + 0.4 \gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \dots (\text{Ec. - 10})$$

$$q_u = 1.3 N_c + qN_q + 0.3 \gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \dots (\text{Ec. - 11})$$

Donde:

$q_u$  : Capacidad de carga del terreno

$c$  : Cohesión del suelo

$\gamma$  : Peso volumétrico del suelo (densidad aparente) kg/cm<sup>3</sup>

$D_f$  : Profundidad de la cimentación

$B$  : Ancho de la cimentación (cm)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : Factores de capacidad de carga en función del ángulo  $\phi$  de fricción del suelo.

**Cuadro 3.06** Valores de  $\phi$  de acuerdo al tipo de suelo.

Tipo de suelo	$\phi$ (grados)
<b>Arena : granos redondeados</b>	
Suelta	27-30
Media	30-35
Densa	35-38
<b>Arena : granos angulares</b>	
Suelta	30-35
Media	35-40
Densa	40-45
<b>Grava : Con algo de arena</b>	34-48
<b>Limos</b>	26-35

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

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots (\text{Ec. - 12})$$

$$q_u = 0.867 N'_c + qN'_q + 0.4 \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \dots (\text{Ec. -13})$$



qu = 0.867 N'c + qN'q + 0.3 γBN'γ (Cimentación circular) ... (Ec. - 14)

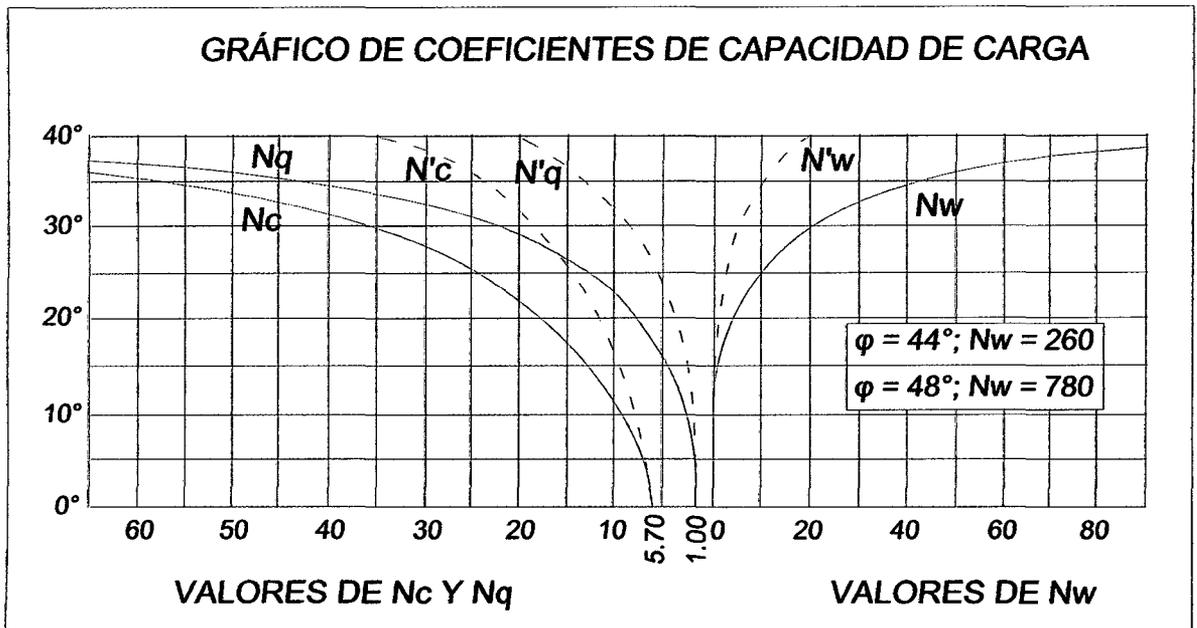
Donde:

- qu : 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)

Gráfico 3.02
Gráfico de coeficientes de capacidad de carga



(Ing. Crespo Villalaz)

3.3.2.5 CARGA ADMISIBLE

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

Carga admisible (qadm) = qu / FS ... (Ec. -15)

Donde:

- qadm : Carga admisible (kg/cm)
qu : Capacidad de carga (kg/cm)
FS : Factor de seguridad

(Braja, M. 2001)



### 3.4 ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

#### 3.4.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

##### 3.4.1.1 INTRODUCCIÓN

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.

##### 3.4.1.2 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA 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.

(Villón, M. 2002.)

###### B. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.

###### PARÁMETROS DE ÁREA

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

(Ortiz, O. 1994.)

**Pendiente del cauce principal:** En general, la pendiente del cauce principal varía a lo largo de toda su longitud, siendo necesario usar un método adecuado para estimar una pendiente representativa.. Para calcular la pendiente equivalente calculada mediante diversas expresiones. Algunas de estas expresiones son:

$$S = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n Li}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{Li^2}{Si} \right)^{1/2}} \right]^2 \quad \dots \text{(Ec. - 16)}$$



Donde:

$L_i$  = longitud de cada tramo de pendiente  $S_i$ .

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

**Pendiente de la 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:

$$S_c = \frac{D (\sum L_i)}{A} \dots (Ec. -17)$$

Donde:

$S_c$  : 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 Km<sup>2</sup>

(Villón, M. 2002.)

**Altitud Media (H):** Es el parámetro ponderado de las altitudes de la cuenca obtenidas en la carta o mapa topográfico.

$$H = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i \times A_i \dots (Ec. -18)$$

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.

(Ortiz, O. 1994)

**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.

Según Temez podemos estimarlo con la siguiente expresión:

$$T_c = 0.30 \left[ \frac{L}{S^{1/4}} \right]^{0.76} \dots (Ec. -19)$$

Donde:

$T_c$  : tiempo de concentración (hrs)



L : longitud del cauce principal (Km)  
S : pendiente del cauce principal

Según Linsley podemos estimarlo con la siguiente expresión:

$$T_c = C_t \left[ \frac{L * L_c}{S^{1/2}} \right]^{0.38} \quad \dots (Ec. -20)$$

Donde:

T<sub>c</sub> : tiempo de concentración (hrs.)  
C<sub>t</sub> : coeficiente que depende de la pendiente y cobertura de la cuenca  
L : longitud del cauce principal (Km.)  
L<sub>c</sub> : longitud al centroide (Km.)  
S: pendiente del cauce principal

según Hathaway podemos estimarlo con la siguiente expresión:

$$T_c = 0.606 [L * n]^{0.467} * S^{-0.243} \quad \dots (Ec. -21)$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en hrs.  
L: Longitud interesada del cauce principal, en Km.  
S: Pendiente media del cauce principal, calculada entre la máxima y la mínima elevación del tramo interesado, en m/m.  
n: Factor de rugosidad.

### 3.4.1.3 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.

### ELEMENTOS FUNDAMENTALES DEL ANÁLISIS DE LAS TORMENTAS

Durante el análisis de las tormentas hay que considerar:

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

(Villón. M. 2002.)



**a. INTENSIDAD**

$$Pd = P_{24} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots (Ec. -22)$$

Donde:

Pd: Precipitación total en mm.

d: Duración en minutos.

P<sub>24</sub>: Precipitación máxima en 24 horas en mm.

$$I = \frac{Pd}{T} \dots (Ec. -23)$$

Donde:

I: Intensidad

Pd: Precipitación total en mm

T: Tiempo en horas.

(Ven Te Chow. 1994.)

**b. TRANSPOSICIÓN DE INTENSIDADES**

$$I_2 = I_1 \times \frac{(H_{media})}{H_1} \dots (Ec. -24)$$

Donde:

I<sub>2</sub>: Intensidad de la microcuena en estudio.

I<sub>1</sub>: Intensidad de la estación Weberbauer.

H<sub>media</sub>: Altitud media de la microcuena en estudio.

H<sub>1</sub>: Altitud de la estación Weberbauer.

(Delgado, P. 2010)

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

**d. FRECUENCIA:** Se refiere al número de veces que una tormenta de características similares puede repetirse dentro de un lapso de tiempo.

(Villón. M. 2002.)

**DATOS DE DISEÑO**

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

$$F(x) = e^{(-e^{(-a(1-b))})} \dots (Ec. -25)$$

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

$$a = 1.2825 / \text{Desv. Standar} \dots (Ec. - 26)$$

$$b = \text{Promedio} - (0.45 \times \text{Desv. Standar}) \dots (Ec. - 27)$$

(Delgado, P. 1010)



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

$$J = 1 - P^N \quad \dots \text{ (Ec. -28)}$$

(Ven Te Chow. 1994.)

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

$$Tr = \frac{1}{1 - P} \quad \dots \text{ (Ec. -29)}$$

Eliminando el parámetro de las ecuaciones anteriores se tiene:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - J)^{1/N}} \quad \dots \text{ (Ec. -30)}$$

(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.

**Cuadro 3.07** Tiempo de Retorno para Diferentes tipos de Estructuras

TIPOS DE ESTRUCTURA	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)
<b>ALCANTARRILLAS DE CARRETERAS</b>	
Volúmenes de tráfico bajos.	5 – 10
Volúmenes de tráfico intermedios.	10 – 25
Volúmenes de tráfico altos.	50 – 100
<b>PUENTES DE CARRETERAS</b>	
Sistema secundario.	10 – 50
Sistema primario	50 – 100
<b>DRENAJE AGRICOLA</b>	
Culvets	5 – 50
Surcos	5 – 50
<b>DRENAJE URBANO</b>	
Alcantarillas en ciudades pequeñas.	2 – 25
Alcantarillas en ciudades grandes.	25 – 50
<b>AEROPUERTOS</b>	
Volúmenes bajos.	5 – 10
Volúmenes intermedios.	10 – 25
Volúmenes altos.	50 – 100



<b>DIQUES</b>	
En fincas.	2 – 50
Alrededor de ciudades.	50 – 100
<b>PRESAS CON POCA PROBABILIDAD DE PERDIDAS DE VIDA</b>	
Presas pequeñas.	50 – 100
Presas intermedias.	100+
Presas grandes.	-
<b>PRESAS CON PROBABILIDAD DE PERDIDAS DE VIDA</b>	
Presas pequeñas.	100+
Presas intermedias.	-
Presas grandes.	-
Presas Con Probabilidad De Altas Perdidas De Vida	-
Presas pequeñas.	-
Presas intermedias.	-
Presas grandes.	-

FUENTE: Ven Te Chow. 1994.

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 Cuadro 3.12.

**Cuadro 3.08** 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
<b>Áreas desarrolladas</b>							
<b>Asfáltico</b>	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
<b>Concreto / techo</b>	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</b>							
Condición pobre (Cubierta de pasto menor del 50% del área)							
<b>Plano, 0 - 2%</b>	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
<b>Promedio, 2 - 7%</b>	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
<b>Pendiente superior a 7%</b>	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)							
<b>Plano, 0 - 2%</b>	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
<b>Promedio, 2 - 7%</b>	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58



<b>Pendiente superior a 7%</b>	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Condición buena (Cubierta de pasto mayor del 75% del área)</b>							
<b>Plano, 0 - 2%</b>	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
<b>Promedio, 2 - 7%</b>	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
<b>Pendiente superior a 7%</b>	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>Áreas no desarrolladas</b>							
<b>Área de cultivo</b>							
<b>Plano, 0 - 2%</b>	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
<b>Promedio, 2 - 7%</b>	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
<b>Pendiente superior a 7%</b>	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
<b>Plano, 0 - 2%</b>	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
<b>Promedio, 2 - 7%</b>	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
<b>Pendiente superior a 7%</b>	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Bosques</b>							
<b>Plano, 0 - 2%</b>	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
<b>Promedio, 2 - 7%</b>	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
<b>Pendiente superior a 7%</b>	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

FUENTE: Ven Te Chow. 1994.

### 3.4.1.4 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

#### A. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PROBABLE

$$Q \text{ total Máximo Probable} = Q \text{ Líquido} + Q \text{ Sólido} \dots (\text{Ec} - 31)$$

(Mestanza, L. 2007)

#### B. CÁLCULO DEL CAUDAL LÍQUIDO (Q)

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

**Fórmula del Método Racional:**

$$Q = \frac{CIA}{360} \dots (\text{Ec. } -32)$$

Donde:

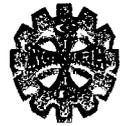
Q: Descarga de diseño (m<sup>3</sup>/s).

C: Coeficiente de escorrentía superficial (ver cuadro).

I : Máxima intensidad de precipitación correspondiente al tiempo de concentración (mm/h).

A: Área a drenar o tributaria (Ha).

(Ven Te Chow. 1994.)



### C. CÁLCULO DEL CAUDAL SÓLIDO

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

$$Q_s = \frac{T_s}{\gamma_s} \times B \quad \dots \text{(Ec. -33)}$$

Donde:

$Q_s$  : gasto sólido ( $m^3/\text{seg.}$ )

$\gamma_s$  : peso específico del material de arrastre ( $kg/m^3$ )

$B$  : ancho del cauce (m)

$T_s$  : gasto sólido específico (Kg./seg. por metro de ancho)

$$T_s = 2500 \times S^{3/2} (q - q_0) \quad \dots \text{(Ec. -34)}$$

Donde:

$T_s$ : gasto líquido específico (Kg/seg. por metro de ancho)

$S$  : pendiente del cauce

$q$  :gasto específico del río ( $m^3/\text{seg.}$  por metro de ancho)

$$q = \frac{Q_{\text{liquido}}}{B} \quad \dots \text{(Ec. -35)}$$

Además:

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

Donde:

$q_0$ : gasto crítico de fondo

$d$  : diámetro promedio de la partícula en el fondo del cauce (m)

$\gamma$  : peso específico del agua ( $kg/m^3$ )



### 3.4.1.5 CÁLCULO DEL TIRANTE "y" EN LA SECCIÓN HIDRÁULICA

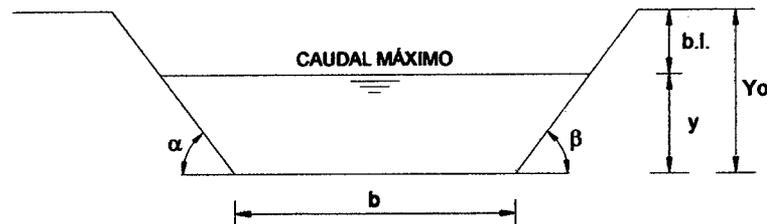
Para la obtención del tirante (y), se empleará la fórmula de Manning; la cual se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots (Ec. -37)$$

Donde:

- Q : Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)
- A : Área de la sección transversal (m<sup>2</sup>)
- R : Radio hidráulico (m)
- b : Ancho de la solera (m)
- S : Pendiente del rio (%)
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

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



Esquema de la sección transversal del cauce

(Streeter, V. 1994.)

Del gráfico anterior obtenemos las siguientes fórmulas:

$$Q = \frac{1}{n} (by) \left( \frac{by}{b + 2y} \right)^{2/3} S^{1/2} \dots (Ec. -38)$$

Área de la sección:

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

Perímetro mojado:

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

Radio hidráulico:

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

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

(Mestanza, L. 2007)



Cuadro 3.09 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 revestidos 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

FUENTE: Villón, M. 1994.

### 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 no 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.

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

(Mestanza, L. 2007)

### 3.4.1.6 CÁLCULO 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.

(Juárez, E. 1985)



### A. MÉTODO DE LISCHT VAN-LEBEDIEV

La velocidad erosiva es estimada a través de:

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

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

Donde:

Ve : Velocidad erosiva.

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

B : 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  $V_e$ .

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

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

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:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right]^{1/(1+x)} \quad \dots \text{ (Ec. -46)}$$

En suelos no cohesivos:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)} \quad \dots \text{ (Ec. -47)}$$

Donde:

$$\alpha = Q_d/H_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu$$

$B_e$ : Ancho efectivo de la superficie del liquido en la sección transversal.

$m$ : Coeficiente de contracción.

$H_m$ : Profundidad media de la sección=área/ $B_e$ .

X: Exponente variable que depende del diámetro del material.

$D_m$ : Diámetro medio (mm)

$H_0$ : Profundidad antes de la socavación.

(Juárez, E. 1985)



**Cuadro 3.10** Coeficiente de Contracción  $\mu$

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 >	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

FUENTE: Juárez, E. 1985.

**Cuadro 3.11** Valores de X para Suelos Cohesivos y no Cohesivos

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
PESO VOLUMETRICO SECO $\gamma_d(Tn/m^3)$	X	Dm(mm)	X
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.5	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.4
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	0.4	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.3
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	0.3	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.2
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

FUENTE: Juárez, E. 1985.



**Cuadro 3.12** Valores del Coeficiente  $\beta$

Probabilidad anual (%) que se presente el Gasto de Diseño	Coeficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

FUENTE: Juárez, E. 1985.

### B. METÓDO 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.

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:

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

Donde:

$\mu$  : Velocidad del Fluido Adyacente al fondo (m/seg.)

$\gamma_s$  : Peso específico de los sedimentos (gr/cm<sup>3</sup>)

$\gamma$  : Peso específico del agua (gr/cm<sup>3</sup>)

$g$  : gravedad (m/seg.<sup>2</sup>)

$D_g$  : Diámetro característico de las partículas superficiales (considerado como la media geométrica de las partículas del terreno).

(Juárez, E. 1985)



## **3.4.2 PLANTEAMIENTO DEL DRENAJE SUPERFICIAL**

### **3.4.2.1 INTRODUCCIÓN**

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)

### **3.4.2.2 DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL**

#### **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 3" cada 3 m a cada lado de la losa.

##### **Drenaje de los estribos**

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

#### **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 superestructura.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
- Características de las obras de defensa y encausamiento.

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



---

### **3.5 CONCEPTOS Y CARGAS EN PUENTES CARROZABLES**

#### **3.5.1 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.

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

#### **3.5.2 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.

Tenemos:

- 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.

Tenemos:

- 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. CARGAS EXCEPCIONALES

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas 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.

**Cuadro 3.13** Pesos específicos de algunos materiales

MATERIAL	□ (kgf/m <sup>3</sup> )
Agua dulce	1000
Agua salada	1020
Acero	7850
Aluminio	2800
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	1600
Arena, tierra o grava compactas	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



✓ **Empuje de tierra**

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 510 kgf/m<sup>3</sup>.

(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, de esta presión depende la velocidad de la corriente y de la superficie expuesta.

Según Yack López:

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

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.

**Cuadro 3.14** 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 Inclínada < 30°

$$P = 52.5 K V^2 \dots (\text{Ec. - 50})$$

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.

**Cuadro 3.15** 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

FUENTE: Pastor, L. 1982.



✓ **Sub presión del agua (B):**

El peso propio de la sub estructura disminuye en 100 kg/m<sup>3</sup> por cada porción sumergida en agua y en 500kg/m<sup>3</sup> por cada porción enterrada en suelo saturado.

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

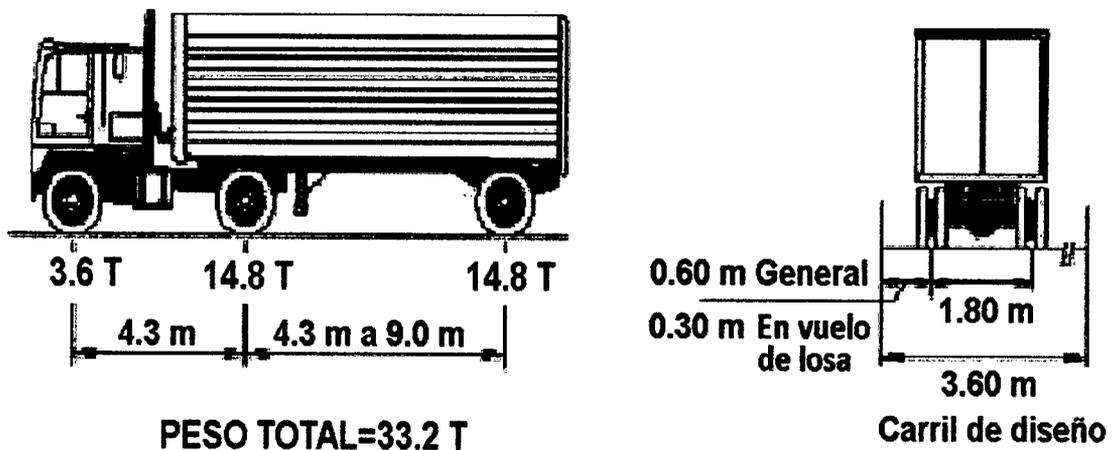
Es el peso de los vehículos más los efectos derivados de su naturaleza dinámica.

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.

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 más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.30m y 9.00m., resulta en los mayores efectos.

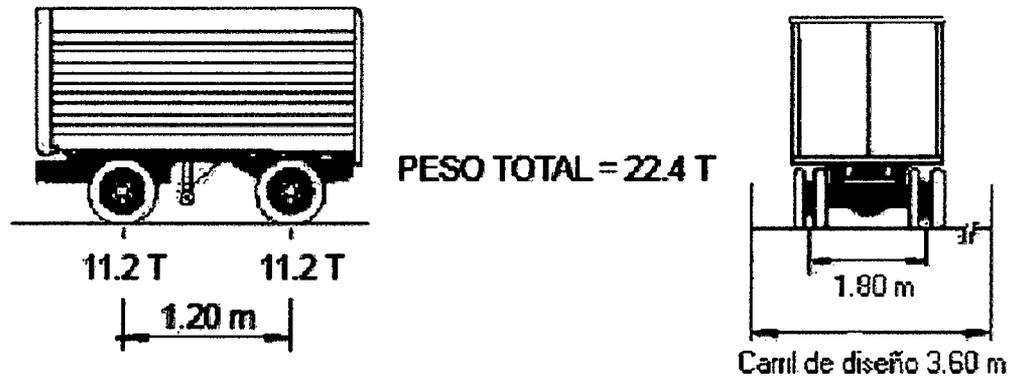
**Gráfico 3.03** Características del Camión de Diseño





**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 las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1.80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos.

**Gráfico 3.04** Características del Tándem de Diseño



**Sobrecarga Distribuida:** Se considerará una sobrecarga de 970 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 considerarán 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, dada por la expresión:

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

Donde:

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

$\gamma$ : Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada.

P: 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.



**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 cuadro siguiente:

**Cuadro 3.16** Número de vías cargadas y el factor de presencia múltiple.

Nº de Vías Cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 o más	0.65

✓ **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-establecidos para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

**Cuadro 3.17** 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 %

✓ **Fuerza de Frenado y 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 970 kgf/m. ni el incremento de la carga viva por efectos dinámicos. Pero se considerarán el efecto de número de vías cargadas.



✓ **Fuerzas Centrifugas**

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.

✓ **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/m<sup>2</sup> 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.

**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 cuadro:



Cuadro 3.18 Fuerzas sobre barandas

DESIGNACIONES	POR NIVELES DE IMPORTANCIA DE PUENTES		
	Fuerzas y Dimensiones	PL - 1	PL - 2
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)	80 kN (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

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú. 2003.

### 3.5.3 COMBINACIONES DE CARGAS PARA PUENTES

#### FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total factorizada será calculada como:

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

Donde:

n: Modificador de carga.

qi: Efectos de fuerza.

γi: Factores de carga especificados en los cuadros 3.22 y 3.23.

Los componentes y las conexiones de un puente satisfacen la *Ecuación 53* para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados lmites 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 evaluación, 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 901 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 tomados como los especificados en el Cuadro 2.22 y los factores de carga para cargas permanentes serán tomados del Cuadro 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.

**Cuadro 3.19** Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

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



### CARGAS Y NOTACION

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 relleno

- **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

**Cuadro 3.20** Factores de carga para Cargas Permanentes,  $\gamma_p$

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de rodadura y accesorios.	1.50	0.65



EH : Presión horizontal de tierra.		
- Activa.	1.50	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

**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.

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

Para el cual:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I > 0.95$$

Donde:

$\gamma_i$ : Factor de carga.

$\phi$ : Factor de resistencia.

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

nD: Factor que se refiere a la ductilidad.

nR: Factor que se refiere a la redundancia.

nI: Factor que se refiere a la importancia operacional.

Qi: Efectos de fuerza.

Rn: Resistencia nominal.

Rr: Resistencia factorizada:  $\phi R_n$

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



**Ductilidad:**

Valores de nD para el Estado Límite de Resistencia:

nD: 1.05 para componentes y conexiones no dúctiles.

nD: 0.95 para componentes y conexiones dúctiles.

Valores de nD para los demás Estado Límite:

nD: 1.00

**Redundancia:**

Valores de nR para el Estado Límite de Resistencia:

nR: 1.05 para miembros no redundantes.

nR: 0.95 para miembros redundantes.

Valores de nR para los demás Estado Límite:

nR: 1.00

**Importancia Operacional:**

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, ni será tomado como no menor de 1.05.

Considerado de importancia operativa:

$$n_i \geq 1.05$$

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

$$n_i \geq 0.95$$

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



### 3.6 DISEÑO GEOMÉTRICO

#### 3.6.1 DETERMINACIÓN DE LA LUZ DEL PUENTE

Para poder seleccionar el tipo de puente a diseñar, es necesario determinar 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)

#### 3.6.2 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, estos estudios nos determinarán la correspondiente altura de éste, los parámetros más importantes a tomar en cuenta en el estudio hidrológico tenemos: tirante máximo, borde libre y profundidad de socavación.

(Pastor, L. 1982)

#### 3.6.3 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.

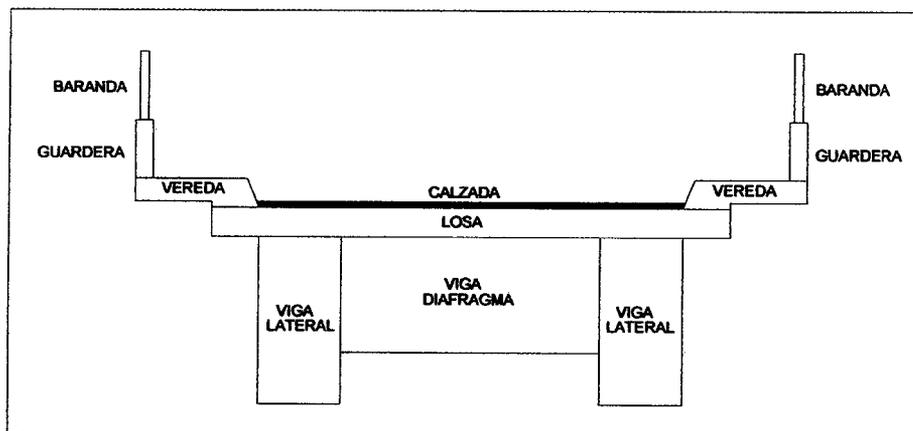
##### Ancho de veredas

Las veredas deben servir para permitir el paso peatonal y de acuerdo al volumen de tránsito peatonal se escogerá su ancho para 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)

Gráfico 3.05 Detalle del puente





#### **3.6.4 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.

##### **Trabajos Topográficos:**

Levantamiento topográfico con curvas de nivel a 0.50 m y con secciones transversales cada 10 ó 20m.

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

##### **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

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



### 3.7 SUPERESTRUCTURA

#### 3.7.1 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 E0.60
- Manual de Diseño de Puentes.
- Separatas de Puentes – Mg. Ing. Roberto Mosqueira Ramírez.

- Separatas de Puentes – Ing. Miguel Mosqueira Moreno.

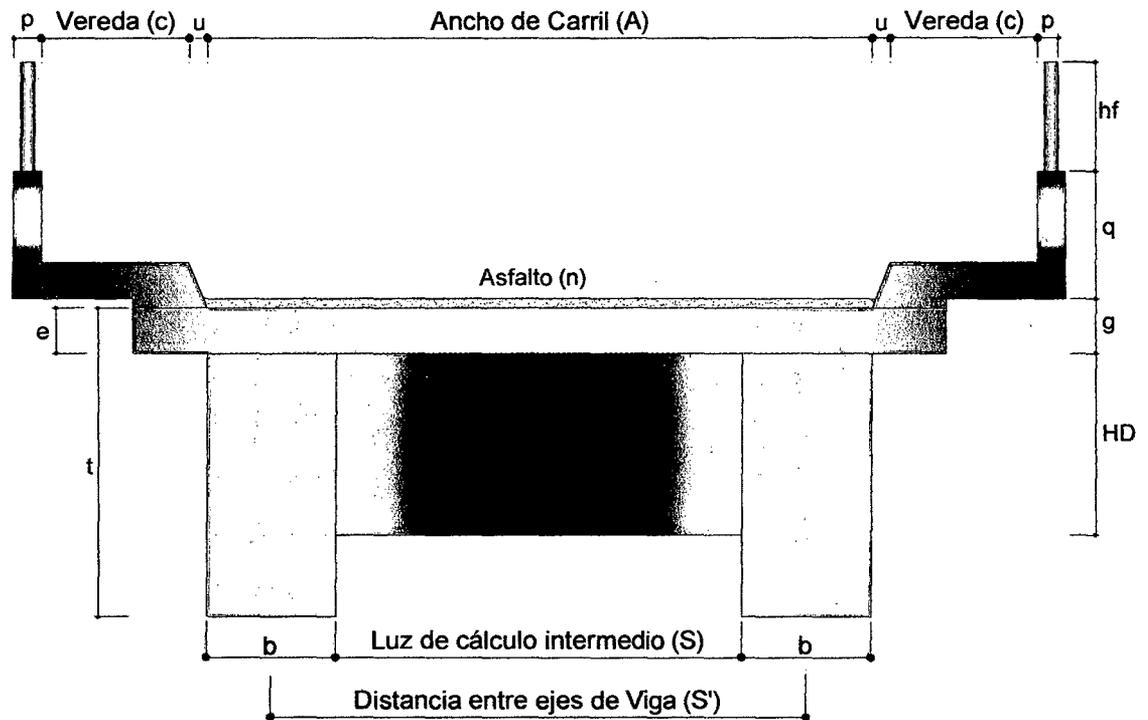


Gráfico 3.06 Esquema de la Superestructura.

### 3.7.2 LOSA

#### A. PREDIMENSIONAMIENTO

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

$$e = \frac{S}{15} \dots (Ec. - 55), \quad e \geq 0.165 \text{ m} \dots (Ec. - 56)$$

Peralte Mínimo (e) para estructuras de peralte constante:

Para Tramos Simple:

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

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:

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

Donde: D1 es la carga muerta y "S" la luz libre entre las caras de las vigas

Por sobrecarga vehicular en la calzada:

- Para aceros transversal al tráfico

$$(\pm) M_L = C . l . p . D^{0.25} [42.3 \times \log(0.039 . S) - 74] \dots (Ec. - 60)$$

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 = Dx/Dy

Dx: Rigidez flexional en la dirección de las barras principales (N.mm<sup>2</sup>/mm).

Dy: Rigidez flexional perpendicular a las barras principales (N.mm<sup>2</sup>/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 sobrellenado 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

### 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, 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:

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

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.

#### 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, dada por la expresión:

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

Donde:

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

$\gamma$ : Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada.

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.

#### Momento por impacto:

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

Donde: I es el coeficiente de impacto y  $M_L$  el momento por sobrecarga.

#### La carga muerta en los volados:

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

Donde:  $D_2$  es la carga muerta en vereda y  $P_D$  carga muerta en baranda.

**Por sobrecarga vehicular en los volados:**

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

Donde:  $L_2$  es la sobrecarga peatonal y  $P_L$  sobrecarga en baranda.

**Momento último en los volados:**

$$M_u = 1.4 M_D + 1.7 M_L \quad \dots \text{(Ec.- 67)}$$

**Verificación del espesor de la losa por servicio:**

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

Debe cumplirse que:

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

Donde:

Momento de servicio (M):  $M = M_D + M_L + M_I \quad \dots \text{(Ec. - 69)}$

Cálculo del esfuerzo de servicio del concreto (fc):  $f_c = 0.45 f_c$

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

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

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

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

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

$j = 1 - k/3$

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

**DISEÑO DEL ACERO DE LA LOSA****Por Flexión (Método de Rotura):**

Momento de diseño de la calzada

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

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":**

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

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:**Considerado 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):

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

Donde: Mu momento último,  $\phi$  factor de reducción de resistencia, véase 9.3 capítulos 8-11, 13, 14, 17 - 22, apéndice A-D del reglamento ACI 318S.,  $f'_c$  resistencia del concreto, b ancho para 1 metro de losa y d espesor de losa.

Cálculo de la cuantía:

$$\rho = w \times f'_c / f_y \quad \dots \text{(Ec. - 73)}$$

Acero requerido:  $A_s = \rho \times b \times d \quad \dots \text{(Ec. - 74)}$ Espaciamento:  $S = 100 \times A_v / A_s \quad \dots \text{(Ec. - 75)}$



Acero mínimo:  $A_s \text{ mín} = \rho \times b \times d$  (valor de  $\rho$  en RNE – Norma E 0.60 – Ítem 9.7.2)

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

Donde:  $A_v$  área de varilla,  $d$  espesor de losa,  $f_y$  esfuerzo de fluencia.

**Por Corte:**

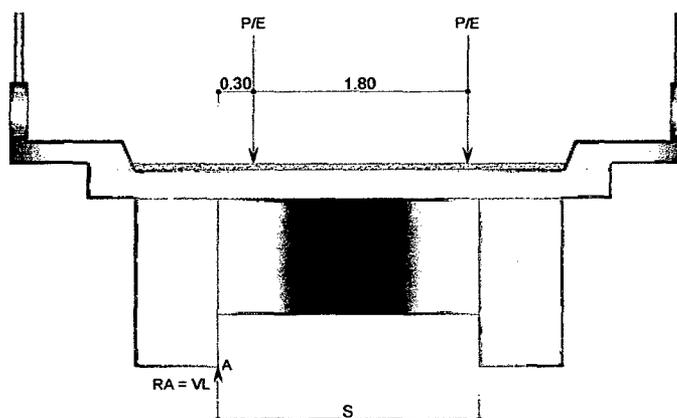
Corte crítico en la cara del apoyo (cara de las vigas)

Por carga Muerta:  $V_D = D \times S/2$  ... (Ec. - 76)

Por Sobrecarga vehicular:  $P/E$

$\sum M_o = 0, V_L = R_A$

Donde:  $D$  carga muerta,  $S$  luz libre entre las caras de las vigas,  $P$  peso posterior de llanta.  $E$  ancho de franja para carga viva.



**Gráfico 3.07** Cargas actuantes por sobrecarga vehicular.

Por Impacto:  $V_I = I \times V_L$  ... (Ec. - 77)

Donde:  $I$  es coeficiente de impacto,  $V_L$  carga por sobrecarga vehicular.

Corte factorizado

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

$$n_D = 1.05, n_R = 1.05, n_I = 1.05$$

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

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

$$V_u = 1.45 V_D + 2.03 V_L + 2.03 V_I \quad \dots \text{ (Ec.- 78)}$$

Donde:  $n$  es el modificador de carga,  $V_D$   $V_L$   $V_I$  valores calculados por corte crítico en la cara de los apoyos.



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

### MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

Para concretos de peso unitario "wc" comprendido entre 1450 y 2500 kg/m<sup>3</sup>, el módulo de elasticidad  $E_c$ , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (wc)^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad \dots (Ec. -79)$$

Para concretos de peso unitario normal ( $wc = 2300 \text{ kg/m}^3$ ),  $E_c$  puede tomarse como:

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

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

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

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

Donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto.

$wc$ : Peso unitario del concreto.

$f'_c$ : Resistencia del concreto.

$G$ : Módulo de rigidez cortante del concreto.

### REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

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

- Barras lisas	0.0025
- Barras corrugadas con $f_y < 4.28 \text{ Tn/cm}^2$	0.0020
- Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4.28 \text{ Tn/cm}^2$	0.0018

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 exceder de 400 mm.



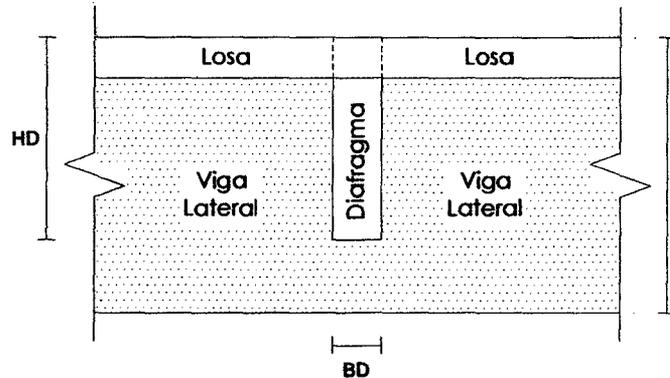
## VIGAS DE GRAN PERALTE

La contribución del concreto  $V_c$  debe evaluarse según:

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

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

### 3.7.3 VIGAS TRANSVERSALES (Vigas Diafragma)



**Gráfico 3.08** 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 arriostre 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) o  $L = S$  (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:

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

Donde:

$M_u$  : Momento último en la Losa

$ad$  : Separación entre diafragmas:  $ad = (L_t - BD)/(ND - 1) \dots (Ec.- 84)$



- Lt : 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):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \quad \dots \text{ (Ec. -85)}$$

Donde: Mu es momento último,  $\phi$  es factor de reducción de resistencia,  $f'c$  es la resistencia del concreto, b es ancho de viga, d es peralte de viga.

Cálculo de la cuantía:

$$\rho = w \times f'c / f_y \quad \dots \text{ (Ec. - 86)}$$

Acero requerido:  $As = \rho \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 87)}$

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

### Acero lateral por flambéo

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

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

Donde: b es ancho de viga, d es peralte de viga.

### Cortante de diseño en el diafragma:

$$Vu = \frac{0.70 Mu \times ad}{S} + \frac{W \times S}{2} \quad \dots \text{ (Ec. - 89)}$$

Donde:

- Mu : Momento último en la Losa  
ad : Separación entre diafragmas  
W : Peso del diafragma/m  
S : Luz libre entre vigas.

### 3.7.4 VIGAS LATERALES (VIGAS LONGITUDINALES)

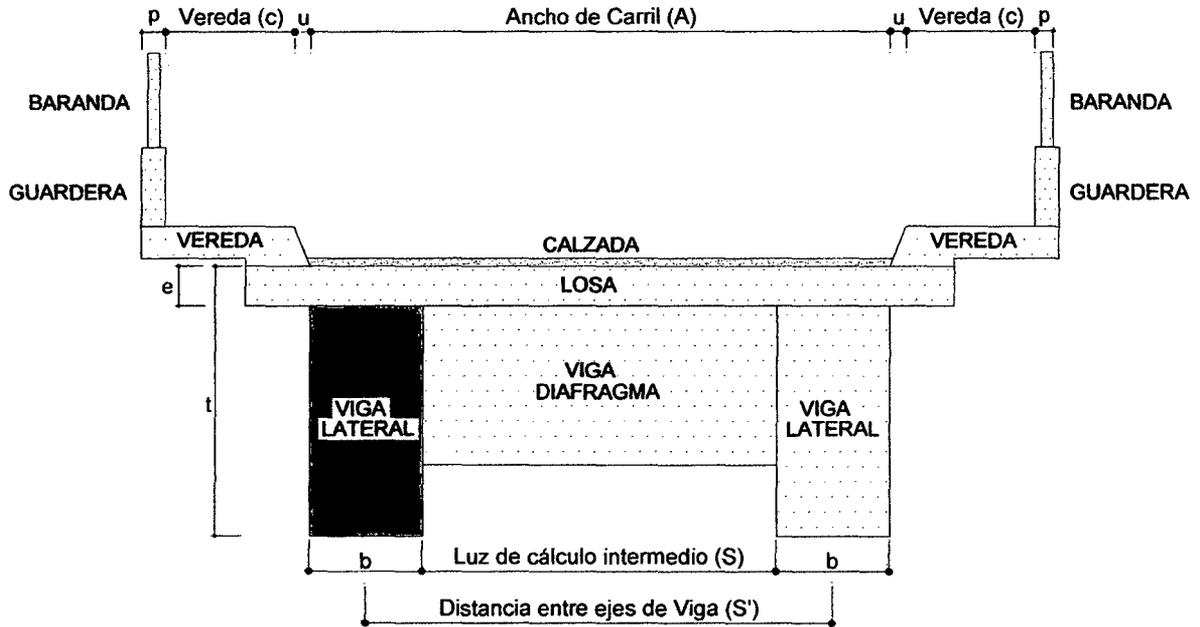


Gráfico 3.09 Esquema de viga lateral

#### A. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho mínimo de la base:

$$b = 0.02 \times L \times \sqrt{S'} \quad \dots \text{ (Ec. -90)}$$

Donde:  $S' = A / (N^\circ \text{ de vigas} - 1)$ , L es la luz libre del puente, A es ancho de carril.  
( $S'$  también se puede tomar como la distancia entre ejes de Viga)

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 ( $\lambda$ )

Para determinar el coeficiente de incidencia vehicular, según Cuadro 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:



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

Donde: R es reacción en eje de viga, P carga de eje,  $\lambda$  coef. incid. vehic.

**Cuadro 3.21** 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 ginterior  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

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú. 2003.

#### Cargas sobre la viga:

$$\text{Eje anterior: } \lambda \times P' \quad \dots \text{(Ec. - 93)}$$

$$\text{Eje posterior: } \lambda \times P' \quad \dots \text{(Ec. - 94)}$$

Donde: P' es el peso de la llanta del tren de cargas,  $\lambda$  coef. incid. vehic.

### C. CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES

- Por carga muerta

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

Donde:  $W_D$  es la carga muerta y L es la luz del puente.

- Por sobrecarga veredas

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

Donde:  $W_L$  es la carga viva y L es la luz del puente.



- 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 cuadro:

**Cuadro 2.22** Presencia de múltiples sobrecargas.

Número de vías cargadas	Factor de presencia múltiple "M"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 o más	0.65

**D. COEFICIENTE DE IMPACTO**

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

**Cuadro 3.23** Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos

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

**Momento por Impacto:**

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

Donde:

I: Coeficiente de impacto

ML: Momento por carga viva.



## E. CÁLCULO DE FUERZAS CORTANTES

- Por carga muerta

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

Donde:  $W_D$  es la carga muerta y  $L$  es la luz del puente.

- Por sobrecarga en veredas

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

Donde:  $W_D$  es la carga muerta y  $L$  es la luz del puente.

- Por sobrecarga vehicular

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

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

## F. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

### POR FLEXIÓN

#### Momento Actuante:

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

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

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

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

Donde:  $M_{DC}$ ,  $M_{LL}$ ,  $M_{IM}$  son los momentos por carga muerta, carga viva y carga de impacto,  $n$  es modificador de carga.

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 del refuerzo ( $w$ ):

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

Cálculo de la cuantía:  $\rho = w \times f'_c / f_y \quad \dots \text{ (Ec. - 102)}$

Acero requerido:  $A_s = \rho \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 103)}$

Acero mínimo:  $A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times b \times d \quad \text{(RNE - Norma E 0.60 - Ítem 9.7.2)}$



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

Donde:  $M_u$  es momento último,  $\phi$  es factor de reducción,  $f_c$  es la resistencia del concreto,  $b$  es ancho de viga,  $d$  es peralte de viga,  $\rho$  cuantía del acero.

### CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO

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

Cálculo de la cuantía:  $\rho \text{ mín} = 0.22 \times f_c^{1/2} / f_y$

Área:  $A_{s \text{ mín}} = \rho \text{ mín} \times b_w \times d$

### CÁLCULO DEL ACERO LATERAL (Por Flambéo)

(Ver RNE – Norma E 0.60 – Ítem 9.9.6)

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

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

Dónde:  $b$  es el ancho de la viga y  $d$  es el peralte de la viga

### POR CORTE:

#### Corte Factorizado

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

$$n = n_D \times n_R \times n_I = 1.05 \times 1.05 \times 1.05 = 1.16$$

$$V_u = 1.45 V_D + 2.03 V_L + 2.03 V_I \quad \dots \text{ (Ec.- 105)}$$

Dónde:  $V_D$ ,  $V_L$ ,  $V_I$  son los cortantes por carga viva y  $n$  modificador de carga.

## H. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

### POR CORTE:

Ver RNE - Norma E 0.60 – Ítem 11.5.7.9

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \quad \dots \text{ (Ec.- 106)}$$

Donde:  $V_s$  es resistencia nominal,  $V_u$  resistencia requerida,  $V_c$  contribución de concreto y  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia.

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

### DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN

#### ACERO LATERAL (POR FLAMBEO)

Si el peralte "d" de una viga o nervadura excede de 900 mm, se deberá colocar armadura (superficial) longitudinal uniformemente distribuida en ambas

caras laterales del alma, en una distancia  $0.5 h$  cercana de la armadura principal de tracción por flexión. El espaciamiento de la armadura superficial no excederá del menor de los siguientes valores:

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

$$s \leq 380 (250/f_s) - 2.5 C_c \quad \dots \text{ (Ec.- 108)}$$

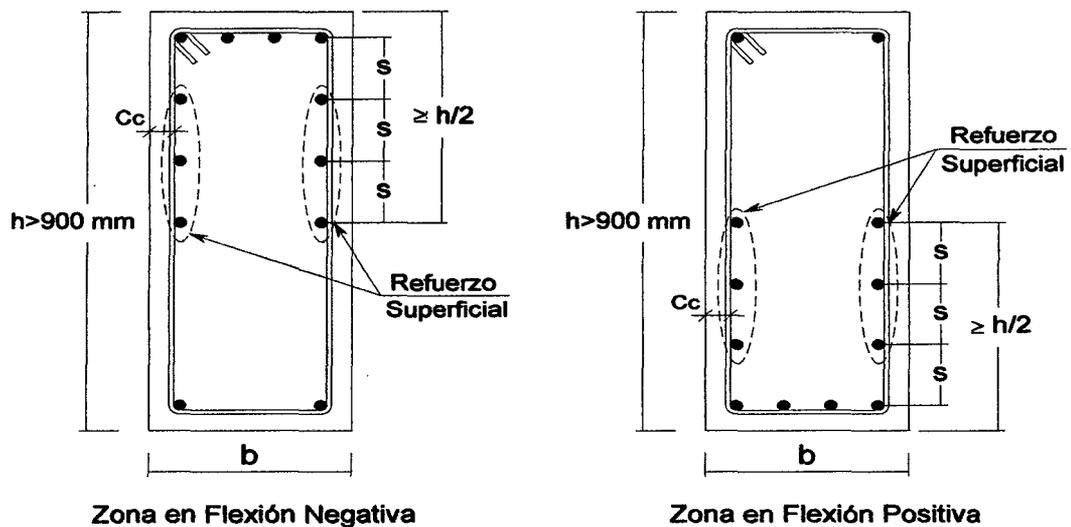
$$s \leq 300 (250/f_s) \quad \dots \text{ (Ec.- 109)}$$

Dónde:  $C_c$  es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento y  $f_s$  es el esfuerzo en el acero principal de flexión calculado con la *Ecuación 110*.

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

Dónde:  $M_s$  es el momento por servicio,  $d$  peralte de viga y  $A_s$  área de acero requerido.

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.



### REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

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:

As mín: Área mínima de refuerzo de flexión.

f'c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

bw: ancho del alma.

d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

### DISEÑO DEL REFUERZO PARA CORTANTE

En ningún caso de debe considerar Vs mayor que:

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

Donde: f'c es la resistencia del concreto a la compresión, bw es el ancho de la base de la viga y d es el peralte de viga.

### REFUERZO MÍNIMO DEL CORTANTE

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, Av<sub>mín</sub> en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde Vu exceda de 0.50 φ Vc, excepto en:

- Losas y zapatas.
- Losas nervadas y aligerados de concreto con viguetas.
- Vigas con un peralte “d” 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.

Cuando se requiere refuerzo de cortante o por análisis y cuando permita que la torsión sea despreciada, Av<sub>mín</sub> para elementos preesforzados y no preesforzados se debe calcular mediante:

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

Pero no debe ser menor que 0.35 bw.S/fy t

Donde: f'c es la resistencia del concreto a la compresión, bw es el ancho de la viga, S es la luz libre entre vigas, fy es el esfuerzo de fluencia del refuerzo, t es el peralte de la viga.



## VIGAS DE GRAN PERALTE

La contribución del concreto  $V_c$  debe evaluarse según:

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

Donde:  $f'_c$  es la resistencia del concreto a la compresión,  $b_w$  es el ancho de la base de la viga y  $d$  es el peralte de viga.

## J. DEFLEXIONES

### CONTRAFLECHA

Contraflecha en el centro de la luz.

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

Donde:

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

$$\Delta \text{ Máx} = \Delta (\text{cp}) + \Delta (\text{s/c}) \quad \dots \text{(Ec. - 116)}$$

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

$$\Delta (\text{cp}) = \Delta i (\text{cp}) + \Delta \text{ld} (\text{cp})$$

$\Delta i (\text{cp})$  = Deformación instantánea por carga permanente.

$\Delta \text{ld} (\text{cp})$  : Deform. Adicional de larga duración por carga perm.

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

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

#### a. Por evacuación de aguas:

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

Donde:  $S$  es la pendiente para que discurran las aguas.

#### b. Deformación Instantánea por carga permanente

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

Donde:

$W_d$ : 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.

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

Donde:  $b$  es el ancho de la viga y  $t$  es el peralte de la viga.

- Momento de agrietamiento ( $M_{ag}$ )  
 Según Norma E.060, Reglamento Nacional de Edificaciones.

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

Donde:  $f'_c$  es la resistencia del concreto a la compresión,  $t$  es el peralte de la viga,  $I_g$  es el momento de inercia.

- Momento máximo actuante

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

Donde:  $M_{DC}$ ,  $M_{LL}$ ,  $M_{IM}$  son los momentos por carga muerta, por carga viva y por impacto, respectivamente.

- Momento de inercia en la sección agrietada

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

$$r = n \cdot A_s + (2n - 1) \cdot A_s' \quad \dots \text{ (Ec. - 123)}$$

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

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

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

Donde:  $n$  es la relación modular,  $E_s$  es el módulo de elasticidad del refuerzo,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $b$  es ancho de viga,  $d$  es peralte de viga.

- Momento de Inercia Efectivo

Según A.C.I.:

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

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

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.

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

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

Donde: b es el ancho de la viga y d es el peralte de la viga.

**d. Deformación adicional por carga permanente**

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

Donde:  $\lambda$  es la deformación de larga duración.

**e. Deformación total por carga permanente**

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

Donde:  $\Delta i_{(cp)}$  es la deformación adicional y  $\Delta d_{(cp)}$  es la deformación total.

**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**

$$\Delta m_{\text{máx}} = \Delta \text{carga permanente} + \Delta s/c \text{ vehicular} \quad \dots \text{ (Ec. - 132)}$$

**h. Contraflecha total**

$$\text{Contraflecha} = \Delta \text{vac. aguas} + \Delta m_{\text{máx}} \quad \dots \text{ (Ec. - 133)}$$

**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/1000
- 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 se 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:

Momento de servicio = MD + ML + MI ... (Ec. - 135)

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

Cálculo del esfuerzo de servicio del acero :  $f_s = 0.50f'_c$

Módulo de elasticidad del concreto :  $E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Módulo de elasticidad del acero :  $E_s = 20000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

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

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

$j = 1 - k/3$

$f'_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

**M. VERIFICACIÓN POR AGRIETAMIENTO**

Según Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para verificar por agrietamiento, tenemos:

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

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

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

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

Donde:

$d_c$  : 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 interperie.

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

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

$X_c$  : Centroides de la zona en tracción



## N. VERIFICACIÓN POR FATIGA

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

Donde:

$$f_{sadm} = 1470 - 0.33 \times f_{smin} + 551.2 \times \left(\frac{r}{h}\right) \quad \dots \text{ (Ec. - 140)}$$

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

$$f_{smáx} = \frac{MI}{As \cdot j \cdot d} \quad \dots \text{ (Ec. - 142)}$$

$$f_{smín} = \frac{MD}{As \cdot j \cdot d} \quad \dots \text{ (Ec. - 143)}$$

$f_s \text{ act}$ : Esfuerzo actuante.

$f_s \text{ adm}$ : Esfuerzo admisible.

$f_s \text{ máx}$ : Esfuerzo máximo.

$f_s \text{ mín}$ : Esfuerzo mínimo.

$MI$  : Momento por impacto.

$MD$  : momento por carga muerta

$As$  : Área de acero

$d$  : Peralte de la viga.

$r/h$  : Relación del radio a la altura de las deformaciones transversales del acero(corrugaciones).

## O. PARA NO VERIFICAR DEFLEXIONES

Condición a cumplirse:  $\rho < \rho \text{ máx}$  ... (Ec. - 144)

Cuantía máxima.

$$\rho \text{ máx} = \frac{0.18 f'c}{f_y} \quad \dots \text{ (Ec. -145)}$$

Cuantía de la viga.

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

Donde:  $f'c$  es la resistencia del concreto a la compresión,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo,  $As$  es el área del acero,  $b$  es el ancho de la viga y  $d$  es el peralte de la viga.



## P. VERIFICACIÓN DEL EJE NEUTRO

Condición a cumplirse:  $a < e$

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

Donde:  $f'_c$  es la resistencia del concreto a la compresión,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo,  $A_s$  es el área del acero,  $S'$  es la luz entre ejes de las vigas,  $a$  es el eje neutro y "e" es el peralte de la losa.

### 3.7.5 OTROS

#### 3.7.5.1 BARANDAS

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

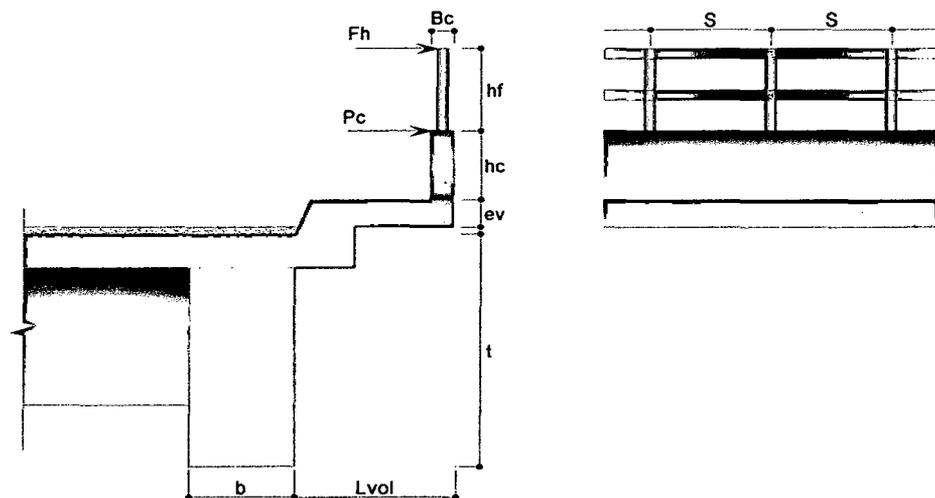


Gráfico 3.11 Esquema de baranda

#### 1. DISEÑO DE ELEMENTO 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:



**Cuadro 2.24** Característica 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 <sup>2</sup> ) (T)	60.00	60.00
Esf. Flexión (kg/cm <sup>2</sup> ) (F)	800.00	800.00
Espaciamiento (m) (s)	0.80	0.30

FUENTE: 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

$$M_a = F_h \times h_f \cdot s \quad \dots (Ec. - 148)$$

Donde:  $F_h$  es la fuerza horizontal,  $h_f$  es la altura de la baranda y  $s$  es el espaciamento entre postes.

###### Cálculo del Momento Resistente

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

Donde:

I: Momento de inercia:

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

F: Esfuerzo admisible a flexión

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

$D_i$ : Diámetro interior del tubo galvanizado.

$et$ : Espesor del tubo galvanizado.

Verificación :  $M_r > M_a$

##### b. Verificación del Cortante

###### Cortante Actuante

$$V_a = F_h \times s \quad \dots (Ec. - 152)$$

Donde:  $F_h$  es la fuerza horizontal y  $s$  el espaciamento entre postes.

###### Cálculo del Cortante Resistente

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



Donde:

A: Área de la sección:

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

T: Esfuerzo admisible al corte.

Di: Diámetro interior del tubo galvanizado.

et: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación :  $V_r > V_a$

## B. VERIFICACIÓN DE PASAMANO

### a. Verificación del Momento

**Momento Actuante**

$$M_a = F_h \times s^2/10 \quad \dots \text{(Ec. - 154)}$$

Donde:  $F_h$  es la fuerza horizontal y  $s$  la distancia entre pasamanos.

**Cálculo del Momento Resistente**

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

Donde:

I: Momento de inercia:

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

F: Esfuerzo admisible a flexión

Y: Centroide:  $(Di + 2.et)/2 \quad \dots \text{(Ec. - 157)}$

Di: Diámetro interior del tubo galvanizado.

et: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación :  $M_r > M_a$

### b. Verificación del Cortante

**Cortante Actuante**

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

Donde:  $F_h$  es la fuerza horizontal y  $s$  la distancia entre pasamanos.

**Cálculo del Cortante Resistente**

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

Donde:

A: Área de la sección:

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

T: Esfuerzo admisible al corte.



Di: Diámetro interior del tubo galvanizado.

et: Espesor del tubo galvanizado.

Verificación :  $V_r > V_a$

## 2. DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

### a. Acero por Flexión

Momento Actuante:  $M_u = P_c \times h_c \dots (Ec. - 161)$

Peralte efectivo:  $d = B_c - (D_v/2 + r) \dots (Ec. - 162)$

Cálculo del índice del refuerzo (w):

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times M_u \times 10^5}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} \dots (Ec. - 163)$$

Cuántía del acero requerido:  $p = w \cdot f_c/f_y \dots (Ec. - 164)$

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

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

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

Verificación del espaciamiento:  $S_p < 3 \times B_c \dots (Ec. - 168)$

Donde:

$P_c$ : Fuerza horizontal en elemento de concreto.

$h_c$ : Altura del elemento de concreto.

$B_c$ : Ancho del elemento de concreto.

$D_v$ : Diámetro de la varilla de acero.

$r$ : Recubrimiento.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f'_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

$b$ : Ancho del bloque comprimido.

$A_v$ : Área de la varilla de acero.

### b. Acero por Corte

Cortante Actuante:  $V = P_c \dots (Ec. - 169)$

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

Verificación por corte:  $V_c > V$

Donde:

$P_c$ : Fuerza horizontal en elemento de concreto.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.



$f_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

$b$ : Ancho del bloque comprimido.

$d$ : Peralte efectivo.

### c. Acero por Temperatura en baranda

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

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

Verificación del espaciamiento:  $S_p < 3 \times B_c \dots (Ec. - 173)$

Donde:

$P_c$ : Fuerza horizontal en elemento de concreto.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$A_v$ : Área de la varilla de acero.

$b$ : Ancho del bloque comprimido.

$d$ : Peralte efectivo.

$B_c$ : Ancho del elemento de concreto.

### 3.7.5.2 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 0.20m.

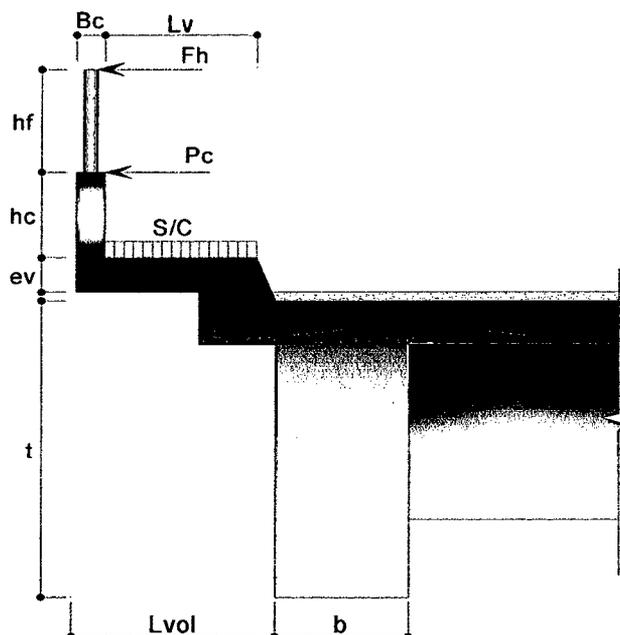


Gráfico 3.12 Esquema de vereda

**A. MOMENTO POR PESO PROPIO**

Baranda (Parte concreto):  $F1 = hc \times Bc \times \gamma \dots (Ec. - 174)$   
 Baranda poste:  $F2 = (hf + anclaje) \cdot Pu/s \dots (Ec. - 175)$   
 Baranda pasamano:  $F3 = 2 \times Pu \dots (Ec. - 176)$   
 Vereda:  $F4 = ev \times (L \text{ vol}) \times \gamma \dots (Ec. - 177)$   
 $MD = (brazo1 \times F1) + (b2 \times F2) + (b3 \times F3) + (b4 \times F4) \dots (Ec. - 178)$

Donde:

hc: Altura del elemento de concreto.

Bc: Ancho del elemento de concreto.

 $\gamma$ : Peso específico del concreto.

hf: Altura de la baranda.

Pu: Peso del tubo galvanizado.

s: Espaciamiento entre postes.

ev: Peralte de la vereda.

L vol: Longitud del volado.

b1, b2, b3, b4: Brazos para calcular los momentos.

**B. MOMENTO POR SOBRECARGA**

$$ML = (L \text{ vol} - Bc) \times (s/c) \dots (Ec. - 179)$$

Donde: Lvol es la longitud de volado, Bc es el ancho del elemento de concreto y s/c es la sobrecarga en veredas.

**C. CÁLCULO POR FLEXIÓN EN VEREDA**

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

Momento actuante en baranda:  $Mú = Pc \times hc \dots (Ec. - 181)$

Tomar el momento mayor.

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

Cálculo del índice del refuerzo (w):

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

Quantía de acero requerida:  $p = w \times f'c/fy \dots (Ec. - 184)$

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

Área de acero mínimo:  $Asmín = 0.0018 \times b \times ev \dots (Ec. - 186)$

Espaciamiento:  $Sp = 100 \times Av/As \dots (Ec. - 187)$



Donde:

MD: Momento por carga muerta.

ML: Momento por carga viva.

Pc: Fuerza horizontal en elemento de concreto.

hc: Altura del elemento de concreto.

ev: Espesor de la vereda.

Dv: Diámetro de la varilla de acero.

r: Recubrimiento.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

f<sub>c</sub>: Resistencia del concreto a la compresión.

f<sub>y</sub>: Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

b: Ancho del bloque comprimido.

Av: Área de la varilla de acero.

#### D. ACERO DE TEMPERATURA EN VEREDA

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

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

Donde: b es el ancho del bloque comprimido, ev es el espesor de la vereda y Av área de la varilla.

#### 3.7.5.3 ECUACIONES UTILIZADAS PARA EL DISEÑO EN CONCRETO POR FLEXIÓN

Momento resistente de la sección del concreto:

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

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

Donde:

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

Mc: 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)

#### 3.7.5.4 ECUACIONES UTILIZADAS PARA EL DISEÑO EN CONCRETO POR CORTE

Contribución del concreto en la resistencia al corte:

La contribución del concreto Vc podrá evaluarse según:

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



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

Donde:

Vu: Resistencia requerida por el corte en la sección analizada.

Vc: Resistencia nominal al corte de la sección.

**(Reglamento Nacional de Edificaciones – 2003)**

### 3.7.5.5 LONGITUD DE ANCLAJE Y EMPALMES

#### A. LONGITUD DE DESARROLLO (ANCLAJE):

**Veredas:**

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

Donde:  $A_v$  es el área de la varilla,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo y  $f'_c$  es la resistencia del concreto a la compresión.

**Losa y Vigas:**

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

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

Donde:  $d_b$  es el diámetro de la varilla,  $f_s$  es el esfuerzo en el acero principal de flexión y  $f'_c$  es la resistencia del concreto a la compresión.

**(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 menor de 300 mm, donde:

- Empalme por traslape Clase A ..... 1.0  $l_d$
- Empalme por traslape Clase B ..... 1.3  $l_d$

Donde:  $l_d$  es la longitud de desarrollo.

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



### 3.8 APOYOS

#### 3.8.1 GENERALIDADES

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

(Aranis, C. 2006.)

#### 3.8.2 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 (tipo Neopreno).

##### Pandeo y Espesor Mínimo

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

Donde: E es el espesor del apoyo y A es el ancho del apoyo.

##### Esfuerzo de Compresión:

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

Verificación de compresión:

$$\sigma_c \leq \sigma_m$$

Donde: A es el ancho del apoyo y B el ancho de la viga.

##### Desplazamiento de la viga:

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

Deformación tangencial permisible:  $u \leq 0.70 E$

Donde:  $C^\circ$  es coef. Expans. Térmica, Lt longitud total y  $\Delta^\circ$  es gradiente de temp.

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

Donde: E es el espesor del apoyo, A es el ancho del apoyo y G es el módulo de elasticidad transversal.

(Alarcón, W. 2010)



### 3.8.3 APOYO FIJO

#### DISEÑO DEL APOYO FIJO

Presión del viento ( $P_v$ ):

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

La fuerza del viento en la superestructura será:

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

La fuerza del viento sobre los vehículos será:

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

La fuerza por sismo es:

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

La fuerza por frenado es:

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

La fuerza en el Apoyo Fijo será:

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

Donde:

VD: Reacción por carga muerta.

A: Coeficiente de aceleración sísmica.

Vv: Velocidad del viento.

P<sub>B</sub>: Presión básica.

As lat: Área lateral de la superestructura.

#### CÁLCULO DEL ACERO

El diseño se realizará por corte.

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

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

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

Donde:  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo y  $A_v$  es el área de la varilla.

#### 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.

Donde:  $A_v$  es el área de la varilla,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo,  $f'c$  es la resistencia del concreto a la compresión y  $D_v$  es el diámetro de la varilla.

(Alarcón, W. 2010)



### 3.9 SUBESTRUCTURA

#### 3.9.1 GENERALIDADES

Se denomina subestructura al conjunto de elementos estructurales que soportan la carga de la superestructura.

Tipo de elementos de apoyo:

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

(Ramírez, L. 2009.)

#### 3.9.2 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.

##### 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.

(Aranis, 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:

Coeficiente de empuje activo ( $C_a$ ).

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

Coeficiente de empuje pasivo ( $C_p$ ).

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

Donde:  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.



## b. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

### b.1 Sin puente con relleno y sobrecarga

La fuerza actuante por parte del empuje de tierras:

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

El punto de aplicación de Ea:

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

Empuje pasivo:

$$Ep = \frac{Cp \cdot \gamma \cdot h^2}{2} \quad \dots (Ec. - 218)$$

El punto de aplicación de Ep:

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

Donde:

h : Altura libre del estribo

h' : Altura por sobre carga = h' = (s/c)/γ

Ca: Coeficiente de empuje activo

γ : Peso específico de suelo de relleno.

Coeficiente de seguridad al deslizamiento

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

Donde: f es el coeficiente de fricción terreno-concreto.

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

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

Considerando: e máx = B/6

Donde: B es ancho de zapata, Me es momento estabilizador.

Además se verificará los esfuerzos en la base de la zapata los cuales deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno.

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

Donde: B es el ancho de la zapata y e es la excentricidad.



## b.2 Con puente y con relleno sobrecargado

Reacción máxima:

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

Donde: RD es reacción por carga muerta, RL es reacción por sobrecarga.

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:

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

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.

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

Donde: B es el ancho de zapata, e la excentricidad, f es coeficiente de fricción terreno-concreto, Me es el momento estabilizador y Mv es el momento al volteo.



### c. DISEÑO DEL CONCRETO

#### a. Diseño de la pantalla

Momento flector en la base de la pantalla

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

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

Momento resistente con  $\rho$  máx

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

$$Mr \text{ máx} > Mu$$

Donde:  $y$  es la altura donde actúa el empuje activo,  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia,  $d$  es el ancho de arranque de la pantalla.

#### Diseño del acero:

Cálculo del índice del refuerzo ( $w$ ):

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

Cálculo de la cuantía:

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

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

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

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

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

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f'c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

$fy$ : Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

$b$ : Ancho del bloque comprimido.

$d$ : Longitud de arranque de la pantalla.

#### b. Diseño del talón

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

Momento producido por cargas “ $w$ ”:

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

Donde:  $l$  es la longitud del talón.



Corte producido por cargas “w”:

$$V1 = w (l - d) \dots (Ec. - 239)$$

Donde: l es la longitud del talón y w es la carga de gravedad.

Momentos producidos por el diagrama de presiones:

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

Corte producido por el diagrama de presiones:

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

Donde: l es la longitud del talón y  $\sigma$  es la presión transmitida al terreno.

### Diseño del Acero

Acero por Flexión:

Momento resistente.

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

Cálculo del índice del refuerzo (w).

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

Chequeo por Corte:  $V_c > V_u$

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

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f'c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

b: Ancho del bloque comprimido.

d: Altura de la zapata.

$V_u$ : Resistencia requerida por el corte en la sección analizada.

$V_c$ : Resistencia nominal al corte de la sección.

### c. Diseño de la punta

Momento producido por la carga “w”.

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

Corte producido por la carga “w”

$$V1 = w \times l \dots (Ec. - 246)$$

Momentos producidos por el diagrama de presiones:



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

Corte producido por el diagrama de presiones:

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

Donde: l es la longitud de la punta, w es la carga de gravedad y  $\sigma$  es la presión transmitida al terreno.

### Diseño del Acero

Acero por Flexión:

Momento resistente.

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

Cálculo de “w”.

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

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

Chequeo por Corte:

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

$$Vc > Vu$$

Acero Transversal en la zapata:

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

### d. Diseño de la coronación

Momento Actuante:

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

Momento resistente.

$$Mur = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2, \quad Mur > Mu \quad \dots (Ec. - 254)$$

### Diseño del Acero

Cálculo de “w”.

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

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

Chequeo por Corte

$$V = \sum Fh = Ea \quad \dots (Ec. - 256)$$

$$Vu = V \times (F.C.) \quad \dots (Ec. - 257)$$



Corte resistente del concreto:

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

$$V_c > V_u$$

$$\text{Acero Transversal: As mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 259)}$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f'_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

b: Ancho del bloque comprimido.

d: Altura de la coronación.

### 3.9.3 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

$$E_a = (1/2) \times \gamma_r \times h_p^2 \times C_a \quad \dots \text{ (Ec. - 260)}$$

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

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

$$E_H = E \times \text{Cos}(\phi_w) \quad \dots \text{ (Ec. - 263)}$$

$$M_v = E_H \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 264)}$$

$$E_v = E \times \text{Sen}(\phi_w) \quad \dots \text{ (Ec. - 265)}$$

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

Donde:

$E_a$ : Empuje de tierras.

$\gamma_r$ : Peso específico del terreno.

$h_p$ : Altura de placa-pantalla.

$C_a$ : Coeficiente de empuje activo.

$\phi$ : Ángulo de fricción.

d: Punto de aplicación de  $E_a$ .

$M_r$ : Momento resistente.

$M_v$ : Momento al volteo.

$E_H$ : Empuje horizontal.

$E_v$ : Empuje vertical.

E: Espesor inferior placa-pantalla.

$\phi_w$ : Ángulo de estabilidad.



**b. Excentricidad**

$$X_o = (M_r - M_v) / \sum F_v \quad \dots \text{ (Ec. - 267)}$$

$$e = E/2 - [(M_r - M_v) / \sum F_v], \quad e < E/6 \quad \dots \text{ (Ec. - 268)}$$

**c. Chequeo en las contracciones y compresiones**

$$p = \sum F_v / (E \times L) \times (1 + 6 \times e/E) \quad \dots \text{ (Ec. - 269)}$$

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

$$p_{adm} = 0.40 f_c, \quad t_{adm} = 0.03 f_c \quad \dots \text{ (Ec. - 271)}$$

Donde: E es el espesor inferior de placa-pantalla y  $f_c$  es la resistencia del concreto a la compresión.

**d. Chequeo al volteo (Cv)**

$$C_v = M_r / M_v = 0.25, \quad C_v > 2 \quad \dots \text{ (Ec. - 272)}$$

Donde:

$M_r$ : Momento resistente.

$M_v$ : Momento de volteo.

**e. Chequeo al deslizamiento (Cd)**

$$C_d = \sum F_v \times f / \sum F_h, \quad C_d > 1.50 \quad \dots \text{ (Ec. - 273)}$$

Donde: f es el coeficiente de fricción terreno-concreto.

**B. CÁLCULO DEL ACERO**

**a. Diseño de la pantalla**

**a.1 Cálculo del acero por Rotura**

$$M_D = M_v = E_H \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 274)}$$

Donde:  $M_v$  es el momento de volteo,  $E_H$  es el empuje horizontal y d es el punto de aplicación de  $E_a$ .

**Acero Principal**

$$M_u = \phi \times f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.7) \quad \dots \text{ (Ec. - 275)}$$

Refuerzo Principal mínimo:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 276)}$$

$$\text{Espaciamiento: } @ = 100 \times A_\phi / A_s \quad \dots \text{ (Ec. - 277)}$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

b: Ancho del bloque comprimido.



d: Peralte.

$A\phi$ : Área de la varilla

#### Acero de Montaje

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 278)}$$

#### Acero Horizontal

$$As \text{ h} = 0.002 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 279)}$$

Cara anterior:  $As = Ash/3$

Cara posterior:  $As = (2/3) \times Ash$

Donde:

b: Ancho del bloque comprimido.

d: Peralte.

### b. Diseño de la zapata

#### b.1 Zapata Anterior (pie)

$$MD = M_{pp} = W_{pp} \times B1 \times (B1/2) \quad \dots \text{ (Ec. - 280)}$$

$$ML = M_q = q_{pie} \times B1 \times (B1/2) + (q_1 - q_{pie})(B1/2)(2 \times B1/3) \quad \dots \text{ (Ec. - 281)}$$

Donde:

MD: Momento por carga muerta.

ML: Momento por carga viva.

$M_{pp}$ : Momento por peso propio de zapata anterior.

$W_{pp}$ : Cargas de gravedad por peso propio de pie de zapata.

B1: Longitud del pie de la zapata.

$q_1$  y  $q_{pie}$ : Presión lateral de tierras.

#### Acero Principal

$$Mu \text{ máx} = Mu = 1.75 ML - 0.95 MD \quad \dots \text{ (Ec. - 282)}$$

$$Mu = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.7) \quad \dots \text{ (Ec. - 283)}$$

$$\text{Acero mínimo: } As \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 284)}$$

$$\text{Espaciamiento: } @ = 100 \times A\phi/As \quad \dots \text{ (Ec. - 285)}$$

Donde:

MD: Momento por carga muerta.

ML: Momento por carga viva.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f'c$ : Resistencia del concreto a la compresión.



b: Ancho del bloque comprimido.

d: Altura de la zapata.

$A\phi$ : Área de la varilla

### Acero de Transversal

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 286)}$$

Donde: b es el ancho en 1 metro y d es la altura de la zapata.

### Verificación del cortante

$$V_L = V_q = q_{pie} \times B_1 + (q_1 - q_{pie}) \times (B_1/2) \quad \dots \text{ (Ec. - 287)}$$

$$V_D = V_{pp} = W_{pp} \times B_1 \quad \dots \text{ (Ec. - 288)}$$

$$V_u \text{ máx} = V_u = 1.7 V_L - 0.9 V_D \quad \dots \text{ (Ec. - 289)}$$

Donde:  $V_D$  es la fuerza de corte por carga muerta,  $V_L$  es la fuerza de corte por carga viva,  $V_u$  es la resistencia requerida por corte,  $W_{pp}$  es la carga de gravedad por peso propio de pie de zapata,  $V_{pp}$  es el cortante peso propio de pie y  $B_1$  es la longitud del pie de la zapata.

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$$V_c = 0.53 \times f_c^{1/2} \times b \times d \quad \dots \text{ (Ec. - 290)}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

$V_u$ : Resistencia requerida por el corte en la sección analizada.

$V_c$ : Resistencia nominal al corte de la sección.

$f_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

b: Ancho en un metro.

d: Altura de la zapata.

### b.2 Zapata Posterior (talón)

$$M_D = M_{ss} + M_{pp} \quad \dots \text{ (Ec. - 291)}$$

$$M_L = M_q = q_2 \times B_2 \times (B_2/2) + (q_{talón} - q_2)(B_2/2)(B_2/3) \quad \dots \text{ (Ec. - 292)}$$

Donde:  $B_2$  es la longitud del talón de la zapata,  $M_{pp}$  momento por peso propio del talón de la zapata.

### Acero Principal

$$M_u \text{ máx} = M_u = 1.75 M_L - 0.95 M_D \quad \dots \text{ (Ec. - 293)}$$

$$M_u = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.7) \quad \dots \text{ (Ec. - 294)}$$



Acero mínimo:  $As_{mín} = 0.0018 \times b \times d$  ... (Ec. - 295)

Espaciamiento:  $@ = 100 \times A\phi/As$  ... (Ec. - 296)

Donde:

Mu: Momento último.

MD: Momento por carga muerta.

ML: Momento por carga viva.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$f_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

b: Ancho del bloque comprimido.

$A\phi$ : Área de la varilla de acero.

#### Acer Transversal

$Ast = 0.0018 \times b \times d$  ... (Ec. - 297)

Donde:

b: Ancho en un metro.

d: Altura de la zapata.

#### Verificación del cortante

$VL = Vq = q_{\text{talón}} \times B2 - (q_{\text{talón}} - q2) \times (B2/2)$  ... (Ec. - 298)

$VD = V_{ss} + V_{pp}$  ... (Ec. - 299)

$Vu_{\text{máx}} = Vu = 1.7 VL - 0.9 VD$  ... (Ec. - 300)

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$Vc = 0.53 \times f_c^{1/2} \times b \times d$  ... (Ec. - 301)

$\phi Vc \geq Vu$

Donde:

VD: Fuerza de corte por carga muerta.

VL: Fuerza de corte por carga viva.

Vpp: Cortante por peso propio del talón de la zapata.

$q_{\text{talón}}$  y  $q2$ : Presión lateral de tierras.

B2: Longitud del talón de la zapata.

Vc: Resistencia nominal al corte de la sección.

Vu: Resistencia requerida por el corte en la sección analizada.

$f_c$ : Resistencia del concreto a la compresión.

d: Peralte efectivo.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.



### **3.10 IMPACTO AMBIENTAL**

#### **3.10.1 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

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

#### **3.10.2 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.

##### **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.

##### **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.

##### **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.)**

#### **3.10.3 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)**



# ***CAPITULO VI***

---

## ***METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO***



---

## 4. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO

### 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En el desarrollo de este estudio, es necesario conocer estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos, geotécnicos, impacto ambiental, tráfico.

### 4.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

#### 4.2.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA EN ESTUDIO

El lugar donde se ubicará el puente esta ya definido, debido a la existencia de un puente de madera en el lugar de estudio.

#### EVALUACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de ubicación del puente presenta una topografía llana en algunas partes, ondulada en tramos pequeños. Además el punto de ubicación del puente está en un tramo casi recto del rio.

#### 4.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se realizó el levantamiento topográfico haciendo uso de una estación total, el terreno es libre de obstáculos lo que facilitó el levantamiento topográfico, siendo suficiente estacionarse una sola vez.

#### A. TRABAJO DE CAMPO

Definido ya el lugar de ubicación del puente, se realizó el levantamiento topográfico con instrumentos adecuados (estación total, trípode y prismas). Levantándose 100 m a la redonda. 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 *Autodesk 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 al *Cuadro 3.02* se determinó que la topografía del terreno es llana en algunas partes, ondulada en tramos pequeños.



### **EQUIDISTANCIA**

En el *Cuadro 3.01* se observa que las curvas de nivel en los planos del proyecto (Escala del plano grande) deben tener una equidistancia de 0.50 m.

### **LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

Para realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio, se utilizó una Estación Total South NTS 360R, un trípode de aluminio y dos primas; los datos obtenidos se presentan en el *Cuadro 7.01*, en el *Anexo 7.1*.

## **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, los días lunes, martes, miércoles, jueves, viernes, sábado y domingo.

Los datos del conteo vehicular, se presentan en el *Cuadro 7.02*, en el *Anexo 7.1*.

### **SELECCIÓN DEL TIPO DE VÍA:**

Del *Cuadro 7.02* se obtuvo el Índice Medio Diario, con este valor se clasificó a la carretera, de acuerdo a la demanda es una carretera de tercera clase.

➤ **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 el *Cuadro 7.03*, en el *Anexo 7.1*.



### 4.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

#### 4.3.1 ESTUDIO GEOLÓGICO

La cuenca se encuentra conformada por un zócalo sedimentario de edad secundaria intensamente plegado fallado, en el cual se presentan unidades litológicas muy variadas. Presentando las siguientes formaciones.

##### A.- FORMACIONES DEL CUATERNARIO:

- **DEPOSITOS FLUVIO – ALUVIALES.-** se encuentran a lo largo del río Mashcón están formados de arena grava y fragmentos rocosos angulares y sub-angulares.
- **DEPOSITOS FLUVIOGLACIALES Y LACUSTRES.-** forman grandes llanuras de acumulación; especialmente en el valle de Cajamarca.

##### B.- FORMACIONES DEL TERCIARIO:

- **VOLCANICO HUAMBOS.-** ubicado al Nor oeste de la ciudad de Cajamarca, consiste de materiales extrusivos tales como: lavas, brechas de tufo, aglomerados y tufos de naturaleza andesítica, dacítica, traquitica y riolitas organizadas en lechos casi horizontales recortados por una red de quebradas profundas que siguen y una dirección norte – sur aproximadamente encuentran a lo largo del río Mashcón están formados de arena grava y fragmentos rocosos angulares y sub-angulares.
- **VOLCANICO SAN PABLO.-** pequeña formación localizada al nor oeste de Cajamarca y consiste de derrames y brechas de composición dacítica, riolitica y andesítica de textura porfirica y de colores abigarrados; se presentan estratificados en bancos gruesos generalmente.

#### 4.3.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

##### CRITERIOS PARA LA UBICACIÓN DE CALICATAS

Se ubicó dos calicatas, una en la margen izquierda y la otra en la margen derecha del río, dentro del área destinada para la cimentación de los estribos.



## **MUESTREO**

Para el muestreo se excavaron calicatas de 1.00 m de ancho x 1.30 m de largo x 3.00 m de profundidad, con la finalidad 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.

## **ENSAYOS DE LABORATORIO Y CARACTERIZACIÓN DE SUELOS**

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos. Para clasificar, se utilizó la adoptada por la AASHTO y por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

A continuación se presentan cada uno de los ensayos realizados:

- **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 110°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 llenó con agua una fiola hasta la marca de 500 ml y se pesó, luego se pesó una fracción de muestra seca que pase el tamiz N° 4, luego se vació la muestra dentro de la fiola y se vertió agua hasta cubrir la muestra y 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, luego se retiró la fiola y se añadió agua hasta la marca de 500 ml y se pesó nuevamente. El peso específico se calculó con la *Ecuación 02*.
- **PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA** (Norma A.S.T.M. D 854): Se utilizó la balanza hidrostática y mediante un hilo, se colgó una piedra a la palanca de la balanza y se pesó (peso de piedra en el aire), luego se colocó un vaso con agua sobre el soporte de la balanza y se sumergió la piedra colgante al agua y 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  $\% \text{ PASA} = 100 - \% \text{ PAR}$ . 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. Se Colocó la muestra dentro del mortero y se agregó agua hasta lograr homogenizarlo, se colocó una porción de la mezcla en el recipiente del equipo de Casagrande, con la ayuda del ranurador se dividió la muestra que está en el recipiente en dos mitades, luego con la manivela del equipo se dio golpes a la cuchara a una velocidad aproximada de 2 golpes/segundo, hasta que se logró juntar las dos mitades y se registró el número de golpes que fueron necesarios para cerrar la ranura. Luego se tomó una parte de la muestra del sector donde se cerró la ranura y se determinó el contenido de humedad, este proceso se repitió 3 veces, agregando agua o extendiendo la muestra para someterla a secado, 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, el límite líquido del suelo es la que corresponde a la intersección de la recta de flujo con la abscisa de 25 golpes.
- **PESO VOLUMÉTRICO O DENSIDAD APARENTE:** Se registró el peso del recipiente de volumen conocido, se tomó una porción de material natural y seco, dejándolo caer desde una altura de 30 a 40cm. Se llenó y enrazó de material el recipiente y se registró el peso. Luego se determinó el peso volumétrico.
- **CAPACIDAD PORTANTE:** Se calculó con la *Ecuación 08*, teniendo en cuenta para una cimentación cuadrada - corte general, los factores de carga se determinaron mediante el grafico 3.02, la carga admisible se calculó con la *Ecuación 13*.

Los ensayos realizados se presentan en el *Anexo 7.2*.



## 4.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

### 4.4.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los principales estudios para el diseño de obras de ingeniería y principalmente en el diseño y construcción de puentes, es el estudio hidrológico, debido a que este estudio viene a ser la recolección de una serie de datos como avenidas, coeficiente de escorrentía, frecuencia, intensidad de lluvias, períodos de diseño, tiempos de concentración, etc. necesarios para su cálculo y diseño.

### 4.4.2 HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

Es importante considerar la posible movilidad del cauce y los fenómenos de socavación, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones. Un puente que colapsa o sufre daños estructurales mayores ante la erosión puede amenazar la seguridad de los transeúntes creando impactos sociales y pérdidas económicas significativas, debe considerarse mayor riesgo en la determinación del área de flujo a ser confinada por el puente que en la estimación de las profundidades de socavación.

### 4.4.3 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA Y PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

La delimitación de la cuenca se realizó sobre un plano a curvas de nivel en la Carta Nacional, siguiendo las líneas del divortium aquarium, trazando una línea imaginaria, dividiendo las cuencas adyacentes y distribuyendo el escurrimiento originado por la precipitación que en cada sistema de corriente fluye hacia el punto de salida de la cuenca.

#### PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS:

- a. **ÁREA (A):** Una vez delimitada la cuenca, con la ayuda del programa AutoCad, mediante el comando List, se calculó el área. El resultado se presenta en el *Cuadro 5.03* en Resultados.
- b. **PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL:**  
Para determinar la pendiente del cauce principal, se utilizó la *Ecuación 19*; los cálculos se presentan en el *Cuadro 7.04* en el *Anexo 7.3*
- c. **PENDIENTE DE LA CUENCA ( $S_c$ ):** 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 el *Cuadro 7.05* en el *Anexo 7.3*

- d. **ALTITUD MEDIA (H):** Con las curvas de nivel inferior y de nivel superior de la cuenca, 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 el *Cuadro 7.06* en el *Anexo 7.3*
- e. **TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T<sub>c</sub>):** Con las cotas de nivel inferior y de nivel superior de la cuenca, 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 el *Anexo 7.3*

Los resultados de los parámetros calculados, se presentan en el *Cuadro 5.03* en Resultados.

#### 4.4.4 ANÁLISIS DE TORMENTAS

##### A. DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD

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 Weberbauer, con la *Ecuación 24*, también se tuvo en cuenta la altitud media de la zona a transponer los datos.

Con los datos de precipitación de la Estación Weberbauer (*Cuadro 7.08 - Anexo 7.3*), se calculó las intensidades luego se realizó la transposición de las intensidades máximas al lugar en estudio (*Cuadro 7.11 - Anexo 7.3*).

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 el *Cuadro 4.01* 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 35 (datos hidrológicos desde 1975 al 2009).



**Cuadro 4.01**

Valores críticos de “Do” del estadísticos Smirnov - Kolmogorov, para varios valores de N y valores de significación

TAMAÑO MUESTRA L	NIVEL DE SIGNIFICACIÓN			
	0.20	0.10	0.05	0.01
N	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	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**

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, 30, 60 y 120 minutos (Ver Cuadro 7.15 – Anexo 7.3).

Luego se graficó las intensidades vs. Tiempo de concentración y obtuvo el gráfico de curvas modeladas (Ver Gráfico 7.01 – Anexo 7.3).

#### **4.4.5 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 31.



## **B. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL LÍQUIDO**

Para determinar el caudal de diseño se utilizó la *Ecuación 32* del método racional; teniendo en cuenta el *Cuadro 3.08* se determinó el coeficiente de escorrentía. Los cálculos se presentan en el *Anexo 7.3*.

## **C. CÁLCULO DEL CAUDAL SÓLIDO**

Con el caudal líquido, la luz libre del puente, el peso específico del suelo, la pendiente, y el diámetro medio de las partículas, se calculó el caudal sólido con las *Ecuaciones 33, 34, 35 y 36*. Los cálculos se presentan en el *Anexo 7.3*

### **4.4.6 CÁLCULO DEL TIRANTE “y”**

Con el área de la sección transversal calculada, el coeficiente de rugosidad del terreno se determinó según *Cuadro 3.09* para corrientes naturales con secciones pedregosas, el radio hidráulico, la pendiente del río; se calculó el tirante haciendo uso del programa *derive 6.0* con el cual se resolvió la *Ecuación 38* (ecuación de Manning). Los cálculos se presentan en el *Anexo 7.3*.

### **4.4.7 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 2.00 m debido a la existencia de árboles aguas arriba de la ubicación del puente de acuerdo a lo estipulado en el manual de diseño de puentes. Los cálculos se presentan en el *Anexo 7.3*.

### **4.4.8 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN**

Para determinar la profundidad de socavación, se necesitó conocer el tipo de cauce, así como de:

- 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 ( $\mu$ ): Se determinó del *Cuadro 3.10*, con la velocidad media en la sección y la luz libre entre estribos.
- Diámetro medio del suelo del cauce ( $d_m$ ): Del estudio de suelos.



- Exponente variable (x): Calculado del *Cuadro 3.11*, con el diámetro medio para suelos no cohesivos.
- Coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño ( $\beta$ ): Calculado del *Cuadro 3.12*, con probabilidad anual de 1.82% que se presente el gasto de diseño.

Luego reemplazando datos en la *Ecuación 47*. Finalmente se calculó la profundidad de socavación (ds) respecto al fondo del cauce, expresado como la diferente de Hs y Ho. Los cálculos se presentan en el *Anexo 7.3*.

#### **4.4.9 PLANTEAMIENTO DEL DRENAJE SUPERFICIAL**

##### **A. INTRODUCCIÓN**

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.

##### **B. DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL**

###### **DRENAJE SUPERFICIAL**

###### **Drenaje de la losa del puente**

Al existir acumulamiento 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 3" cada 3 m a cada lado de la losa. Los cálculos se presentan en el *Anexo 7.3*.

###### **Drenaje de los estribos**

Está Constituido por drenaje mediante tubería PVC-SAL, con diámetro de 4" que irán a una distancia de 2 m.



## 4.5 CARGAS EN PUENTES CARROZABLES

### 4.5.1 NOCIONES GENERALES

Es necesario conocer las cargas y combinaciones utilizadas en puentes, estos valores serán usados en el diseño del mismo, eligiendo cada valor de acuerdo al tipo de puente, la importancia y al estado límite. Todo esto de acuerdo a la ubicación del puente, logrando una combinación de carga adecuada a ser usada en el diseño del puente, así como también otros criterios importantes, que a continuación se describen.

### 4.5.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo al *Ítem 3.5.3*, 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:

$$DC: \gamma_p = 1.25 \text{ (componentes y auxiliares, del Cuadro 3.20)}$$

$$LL = 1.75$$

$$IM = 1.75$$

#### 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**

Dado que en el lugar de estudio existe un puente de madera el mismo que será reemplazado, se procedió a realizar 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, y por tratarse de un puente de una sola vía, es razonable considerar dos vigas laterales.

### **4.6.3 NÚMERO DE DIAFRAGMAS**

Se consideró 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 20 m. a cada lado del puente.

### **4.6.8 PARÁMETROS DE DISEÑO:**

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/cm<sup>2</sup>
- $f_y$  : 4200 kg/cm<sup>2</sup>

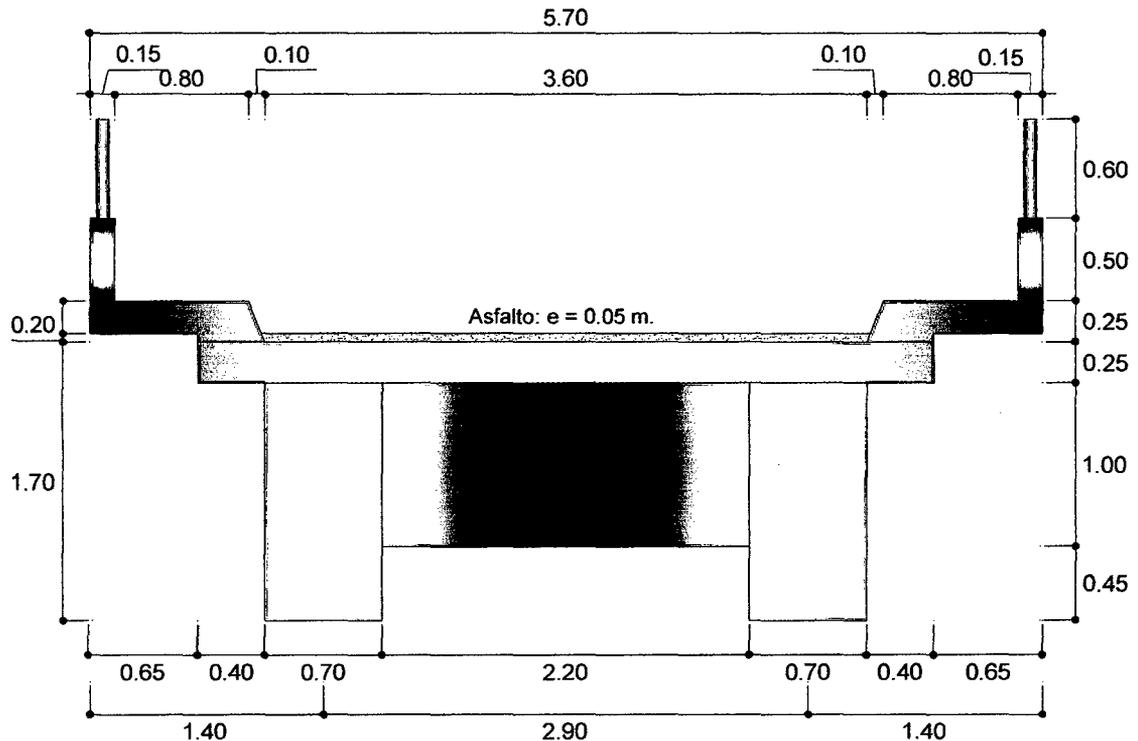


Gráfico 4.02 Dimensiones del puente (Longitudes en metros).

### 4.7.2 DISEÑO DE LA LOSA

#### A. PREDIMENSIONAMIENTO

Del gráfico se tiene que:

Luz de cálculo:  $S = 2.20$  m (Intermedios)

Luz de cálculo:  $S = 1.40$  m (Volados)

Tramos intermedios, utilizando Ecuación 55:

$$e = \frac{S}{15} = \frac{220}{15} = 14.67 \text{ cm}$$



Tramos en Volados:

$$e = \frac{S}{15} = \frac{140}{15} = 9.33 \text{ cm}$$

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:

$$e = \frac{2200 + 3000}{30} = 177.33 \text{ mm} > 165 \text{ mm (OK)}$$

Se considerará:  $e = 25 \text{ cm}$

## B. METRADO DE CARGAS (Para un metro de ancho)

- En los tramos intermedios

*Carga Muerta:*

$$\text{Peso Propio: } 0.25 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3 \times 1 \text{ m} = 0.63 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Asfalto: } 0.05 \text{ m} \times 2.20 \text{ Tn/m}^3 \times 1 \text{ m} = 0.11 \text{ Tn/m}$$

$$D1 = 0.63 + 0.11 = 0.735 \text{ Tn/m}$$

- En los volados (veredas)

*Carga Muerta:*

$$\text{Peso Propio: } 0.30 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3 \times 1 \text{ m} = 0.75 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Piso terminado: } 0.10 \text{ Tn/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.10 \text{ Tn/m}$$

$$D2 = 0.75 + 0.10 = 0.85 \text{ Tn/m}$$

*Carga en la baranda:*

$$PD = 0.20 \text{ Tn/m}$$

*Sobrecarga peatonal:*

$$L2 = 0.36 \text{ Tn/m (Manual de Diseño de Puentes, Ítem 2.4.6.1)}$$

*Sobrecarga barandas:*

$$PL = 0.15 \text{ Tn/m}$$

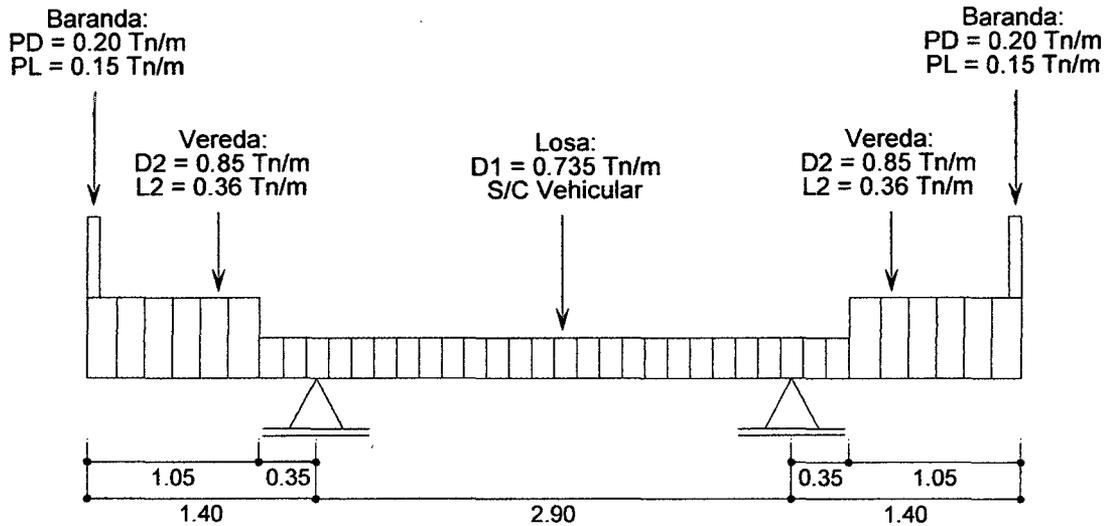
## C. COEFICIENTE DE IMPACTO

Del Cuadro 2.27, se tiene:

$$I = 0.33$$

**D. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES**

De acuerdo a las cargas halladas anteriormente, se tiene el diagrama de ejes y cargas.



**Gráfico 4.03** Diagrama de ejes y cargas.

- En los tramos intermedios

a. *Por Carga Muerta:*

Se utilizó la *Ecuación 59:*

$$(\pm) M_D = \frac{D_1 \times S^2}{10} = \frac{0.74 \times 2.20^2}{10} = 0.36 \text{ Tn} - \text{m}$$

b. *Por Sobrecarga Vehicular:*

Para acero transversal al tráfico, se calculó con la *Ecuación 60:*

$$(\pm) M_L = C.L.p.D^{0.25} [42.3 \times \log(0.039 \times S) - 74]$$

$$S = 2.20 \text{ m} = 2200 \text{ mm}$$

$$C = 0.80 \text{ (Para Tramos continuos)}$$

$$l = 0.0228 \times 1.75 \times 72.5 \times 1000 = 2892.75 \text{ mm}$$

$$p = 0.86 \text{ MPA}$$

$$D = 2.50 \text{ (Para emparrillados parcialmente llenos)}$$

Al reemplazar datos, se tiene:

$$ML = 19486.206 \text{ N mm/mm}$$

$$ML = 1.97 \text{ Tn-m/m}$$

**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:

$$E = 250 + 0.42 \sqrt{18000 \times 3600} = 3630.93 \text{ mm}$$

Para una línea de rueda:

$$E = 3630.93 \text{ mm} / 2 = 1815.47 \text{ mm}$$

$$E = 1.82 \text{ m.}$$

**ÁREA DE CONTACTO DE LA RUEDA**

Se determinará con la *Ecuación 63*:

$$I = 0.0228 \gamma P$$

$$\gamma = 1.75 \text{ (Del Cuadro 2.23, para estado límite: Resistencia I)}$$

$$P = 72.50 \text{ KN} = 7.40 \text{ Tn}$$

Al reemplazar se tiene:

$$I = 2.89 \text{ m}$$

c. *Por Impacto*, se calculó con la *Ecuación 64*:

$$M_i = I \times M_L = 0.33 \times 1.97 = 0.65 \text{ Tn-m}$$

- En los volados (veredas)

a. *Por carga Muerta*, se calculó con la *Ecuación 65*.

$$(-) M_D = \frac{D_2 \times S^2}{2} + P_D \times S = \frac{0.85 \times 1.40^2}{2} + 0.20 \times 1.40 = 1.11 \text{ Tn-m}$$

b. *Por Sobrecarga*, se determinó con la *Ecuación 66*.

$$(-) M_L = \frac{L_2 \times S^2}{2} + P_L \times S = \frac{0.36 \times 1.40^2}{2} + 0.15 \times 1.40 = 0.56 \text{ Tn-m}$$

Para calcular el Momento Último, se utilizó la *Ecuación 67*:

$$M_u = 1.40 M_D + 1.70 M_L = 1.40 \times 1.11 + 1.70 \times 0.56 = 2.51 \text{ Tn-m}$$

**E. VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA**

Con un espesor de losa de 25 cm. calculado anteriormente, y con un recubrimiento de 4cm.

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

**a. Peralte mínimo requerido por servicio**

Se utilizó la Ecuación 69:

$$M = M_D + M_L + M_I = 0.36 + 1.97 + 0.65 = 2.98 \text{ Tn-m}$$

Para verificar el "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

$$K = \frac{n \cdot f_c}{n \cdot f_c + f_s}$$

$$f_c = 0.45 f_c = 0.45 \times 280 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.50 f_y = 0.50 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.468 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \times 27.468^{1/2} = 24632.664 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = E_s / E_c = 8.1193 = 8$$

$$K = 0.323$$

$$j = 1 - K/3 = 1 - 0.32/3 = 0.892$$

Luego al reemplazar los valores en la Ecuación 68, se tiene:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{2 \times 2.98 \times 10^5}{126 \times 0.89 \times 0.32 \times 100}} = 12.89 \text{ cm} < 21 \text{ cm (OK)}$$

**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:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_i \quad (\text{Ecuación 71})$$

$$n_D = 1.05, n_R = 1.05, n_i = 1.05$$

$$n = 1.05 \times 1.05 \times 1.05 = 1.16$$

$$Mu = 1.16 ( 1.25 \times 0.36 + 1.75 \times 1.97 + 1.75 \times 0.65 )$$

$$Mu = 1.45 \times 0.36 + 2.03 \times 1.97 + 2.03 \times 0.65$$

$$Mu = 5.84 \text{ Tn-m}$$

**Momento Resistente de la sección del concreto**

Se utiliza las Ecuaciones 190 y 191:

$$\phi Mc > Mu$$

$$\phi Mc = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$K = 66.04 \text{ (Ku máx para } f_c \text{ de } 280 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

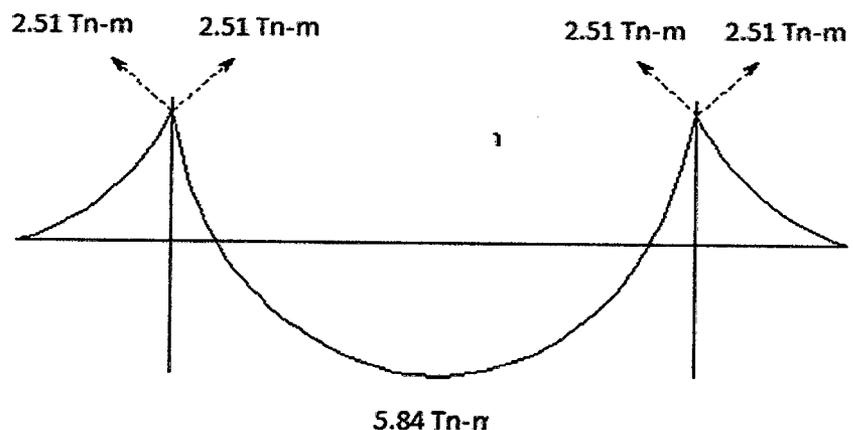
Al reemplazar valores, se tiene:

$$\phi Mc = 2621127.60 \text{ kg-cm} = 26.21 \text{ Tn-m}$$

$$\phi Mc > Mu$$

26.21 Tn-m > 5.84 Tn-m (OK), losa simplemente armada.

Diagrama de Momentos:



**Gráfico 4.04** Diagrama de momentos.



## F. DISEÑO DEL ACERO

### Cálculo del Acero Positivo:

Para el tramo *apoyado intermedio*.

$$M_u = 5.84 \text{ Tn-m/m}$$

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:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 5.84 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 100 \times 21^2}} = 0.85 - 0.796 = 0.054$$

Para el cálculo de la cuantía, se utilizaron las *Ecuaciones 73 y 74*.

$$\rho = w \times f_c / f_y = 0.054 \times 280 / 4200 = 0.004$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.004 \times 100 \times 21 = 8.40 \text{ cm}^2$$

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:

$$A_s > A_{s\text{mín}}$$

$$8.40 \text{ cm}^2 > 3.78 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Se eligió varillas de  $\phi = 5/8"$ , Área  $2.00 \text{ cm}^2$

El espaciamiento, se calculará con la *Ecuación 75*:

$$s = \frac{2.00 \times 100}{8.40} = 23.81 \text{ cm.}$$

Adoptamos un espaciamiento de  $20.00 \text{ cm.} < 40 \text{ cm.}$  (OK)

Entonces, se utilizará: **1  $\phi$  5/8" @ 20.00 cm**

**Cálculo del Acero Negativo:**

Para el tramo *apoyado en los volados*

$$M_u = 2.51 \text{ Tn-m}$$

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:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 2.51 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 100 \times 21^2}} = 0.85 - 0.827 = 0.023$$

Cálculo de la cuantía, utilizando las *Ecuaciones 73 y 74*.

$$\rho = w \times f_c / f_y = 0.023 \times 280 / 4200 = 0.002$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 21 = 3.21 \text{ cm}^2$$

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  $\phi = 1/2"$ , Área  $1.27 \text{ cm}^2$

El espaciamiento, se calculó con la *Ecuación 75*:

$$s = \frac{1.27 \times 100}{3.78} = 33.60 \text{ cm}$$

Adoptamos un espaciamiento de 25.00 cm. < 40 cm. (OK)

Entonces, se utilizará: **1  $\phi$  1/2" @ 25.00 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 de  $\phi = 3/8"$ , Área =  $0.71 \text{ cm}^2$



El espaciamiento, se calculará con la *Ecuación 75*:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.78} = 18.78 \text{ cm}$$

S debe ser menor que  $3e$  ( $3e = 3 \times 25 = 75 \text{ cm}$ ) y que 40 cm.

Entonces, se utilizará:  $1 \phi 3/8" @ 18.00 \text{ cm}$

**c. Por Corte**

Cálculo del corte crítico en la cara del apoyo (cara de las vigas)

- Por Carga Muerta, se calculará con la *Ecuación 76*.

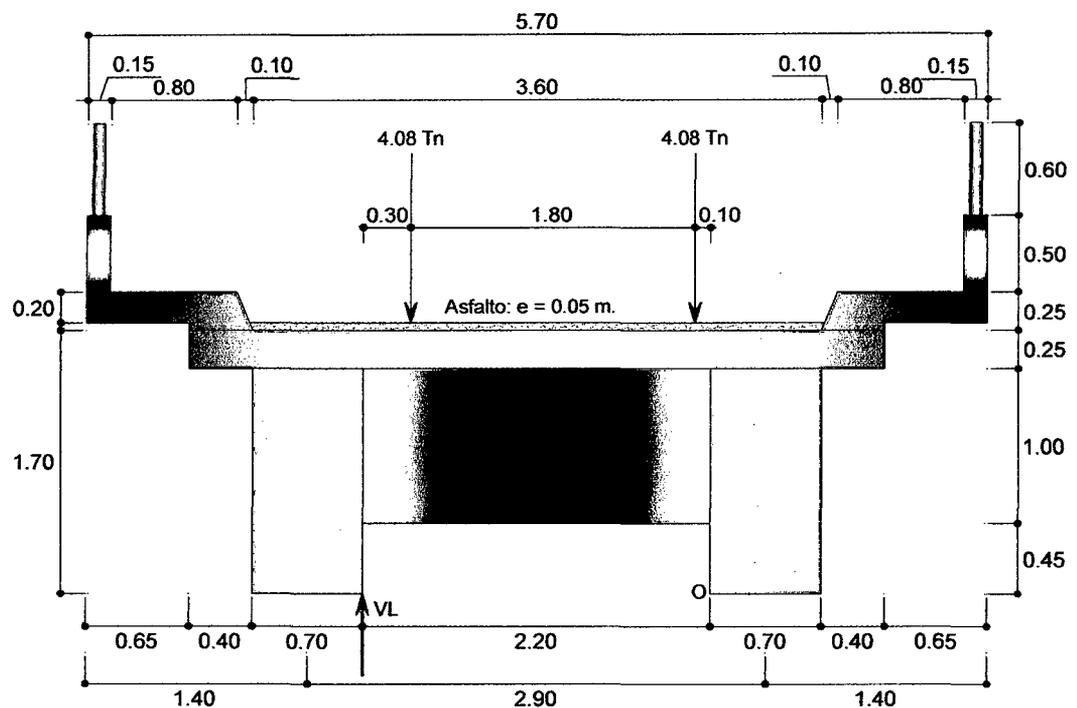
$$VD = 1/2 \times D1 \times S = 1/2 \times 0.74 \times 2.20 = 0.814 \text{ Tn}$$

- 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 el siguiente gráfico:



**Gráfico 4.05** Cargas actuantes por sobrecarga vehicular.



Se consideró tomar momento en “o”.

$$\sum M_o = 0$$

$$RL = VL = \frac{4.08 \times 0.10 + 4.08 (0.10 + 1.80)}{2.20}$$

$$VL = 3.71 \text{ Tn}$$

$$VI = I \times VL = 0.33 \times 3.71 = 1.22 \text{ Tn} \quad (\text{usando Ec. - 77})$$

Corte factorizado, se determinará con la *Ecuación 78*.

$$Vu = 1.45 VD + 2.03 VL + 2.03 VI$$

$$Vu = 1.45 \times 0.814 + 2.03 \times 3.71 + 2.03 \times 1.22$$

$$Vu = 11.19 \text{ Tn-m}$$

Corte que resiste el concreto

La contribución del concreto  $V_c$  podrá evaluarse según las *Ecuaciones 192 y 193*:

$$Vu \leq \phi V_c$$

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} bw . d$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

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:

$$0.85 \times 19.08 \text{ Tn} > 11.19 \text{ Tn}$$

$$16.22 \text{ Tn} > 11.19 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

#### 4.7.3 DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

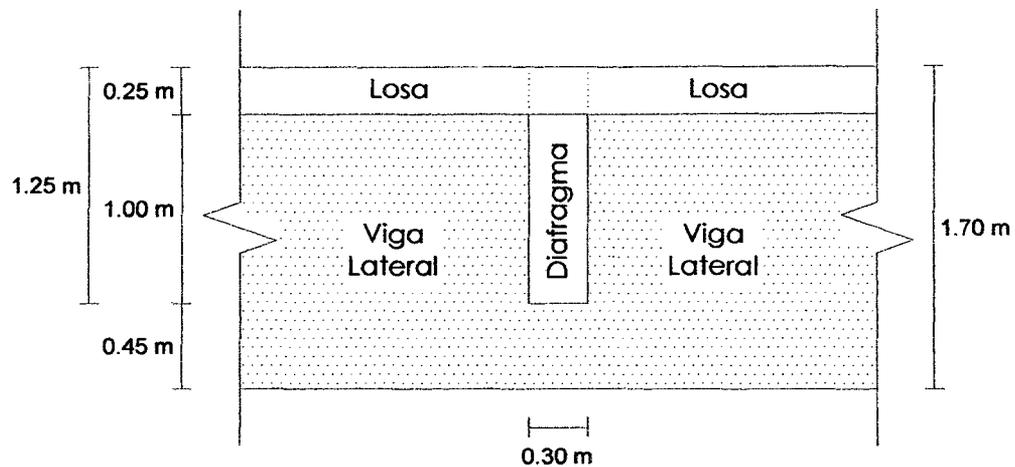
Nº de Diafragmas: ND = 5

Ancho de Viga Diafragma: BD = 0.30 m

Peralte de Viga Diafragma: HD = 1.25 m



Los detalles de presenta en el siguiente gráfico:



**Gráfico 4.06** Dimensiones de las vigas diafragma.

Para calcular la separación entre diafragmas, se utilizará la *Ecuación 84*:

$$a_d = (L_t - BD) / (ND - 1) = (20.60 - 0.30) / (5 - 1)$$

$$a_d = 5.075 \text{ m}$$

Para calcular el momento último en el diagrama intermedio, se utilizará la *Ec. 83*:

$$M_{Df} = 0.70 M_u \cdot a_d + \frac{w_f \times S^2}{10}$$

Donde:

$$M_u = 5.84 \text{ Tn-m}$$

$$a_d = 5.075 \text{ m}$$

$$w_f = 0.90 \text{ Tn/m}$$

$$S = 2.20 \text{ m}$$

Al reemplazar, se tiene:

$$M_{df} = 21.18 \text{ Tn-m}$$

### 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:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 21.18 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 30 \times 121^2}} = 0.85 - 0.8306 = 0.0194$$

Para el cálculo de la cuantía, se utilizará la *Ecuación 86*.

$$\rho = w \times f_c / f_y = 0.0194 \times 280 / 4200 = 0.0013$$

Cálculo del acero, utilizando la *Ecuación 87*:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0013 \times 30 \times 121 = 4.684 \text{ cm}^2 > A_s \text{ mín}$$

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:

$$A_s > A_s \text{ mín}$$

$$4.684 \text{ cm}^2 < 10.16 \text{ cm}^2 \text{ (Usar } A_s \text{ mín.)}$$

Entonces:

$$A_s = 10.16 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero: 3/4",  $A_\phi = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\text{Varillas} = A_s / A_\phi = 10.16 / 2.85$$

$$\text{Varillas} = 3.56$$

$$4 \text{ varillas de } \phi = 3/4", \text{ Área} = 11.40 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará 4 varillas de acero de 3/4"**

Como se puede observar las solicitaciones para el diafragma interno requieren de un acero menor que el acero mínimo, entonces para los diafragmas 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",  $A_{\phi} = 1.98 \text{ cm}^2$

$$\text{Varillas} = A_s / A_{\phi} = 7.26 / 1.98$$

$$\text{Varillas} = 3.67$$

$$4 \text{ varillas de } \phi = 5/8", \text{ Área} = 7.92 \text{ cm}^2$$

**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*:

$$V_u = \frac{0.70 M_u \cdot a_d}{S} + \frac{w_f \times S}{2}$$

$$M_u = 5.84 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$a_d = 5.075 \text{ m}$$

$$w_f = 0.90 \text{ Tn/m}$$

$$S = 2.20 \text{ m}$$

Al reemplazar, se obtiene:

$$V_u = 10.42 \text{ Tn}$$

Corte que resiste el concreto, se utilizará las *Ecuaciones 192 y 193*:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0.323 \text{ MN} = 32.97 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u$$

$$32.97 \text{ Tn} > 10.42 \text{ Tn} \text{ (OK)}$$

Se colocará sólo estribos por confinamiento.

**Se utilizará Acero de 3/8, 1 @ 5 cm + 3 @ 10 cm + Resto @ 25cm (a centro de luz)**



#### 4.7.4 DISEÑO DE VIGAS LATERALES

##### A. PREDIMENSIONAMIENTO

$$L = L' + c = 20 + 0.60 = 20.60 \text{ m}$$

- 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  $S'$ :

Del gráfico 4.02 obtenemos  $S'$ ,  $S' = 2.90 \text{ m}$

Al reemplazar, el ancho de las vigas es:

$$b = 0.02 \times 20.60 \times 2.90^{1/2} = 0.702 \text{ m, Se Asumirá: } b = 0.70 \text{ m.}$$

La separación entre vigas será:

$$S = S' - b = 2.9 - 0.70 = 2.20 \text{ m}$$

- c. Sección de las vigas:

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$t = 1.70 \text{ m}$$

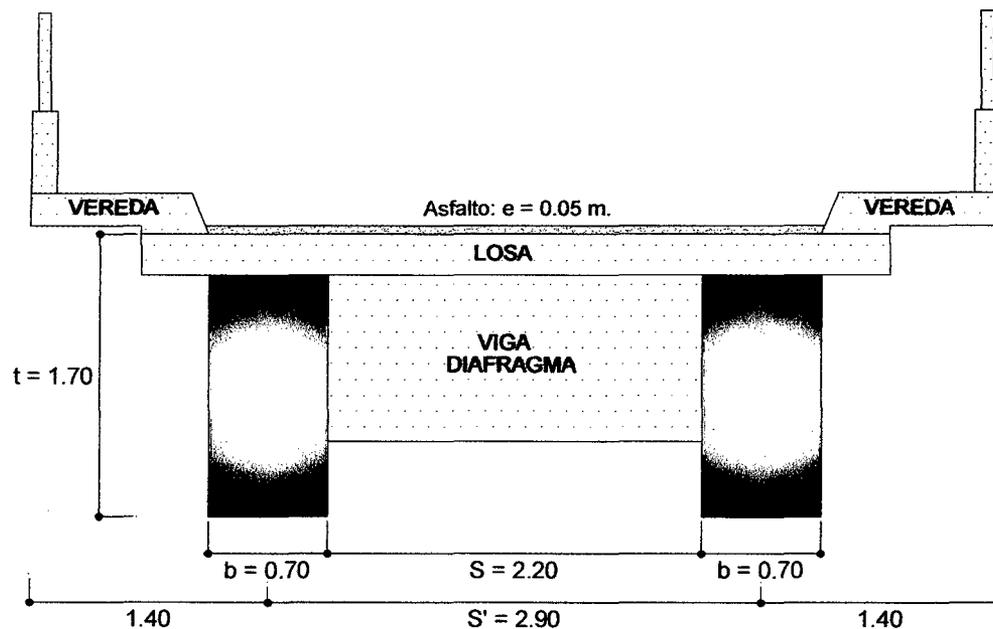


Gráfico 4.07 Sección de la viga lateral.



### B. METRADO DE CARGAS

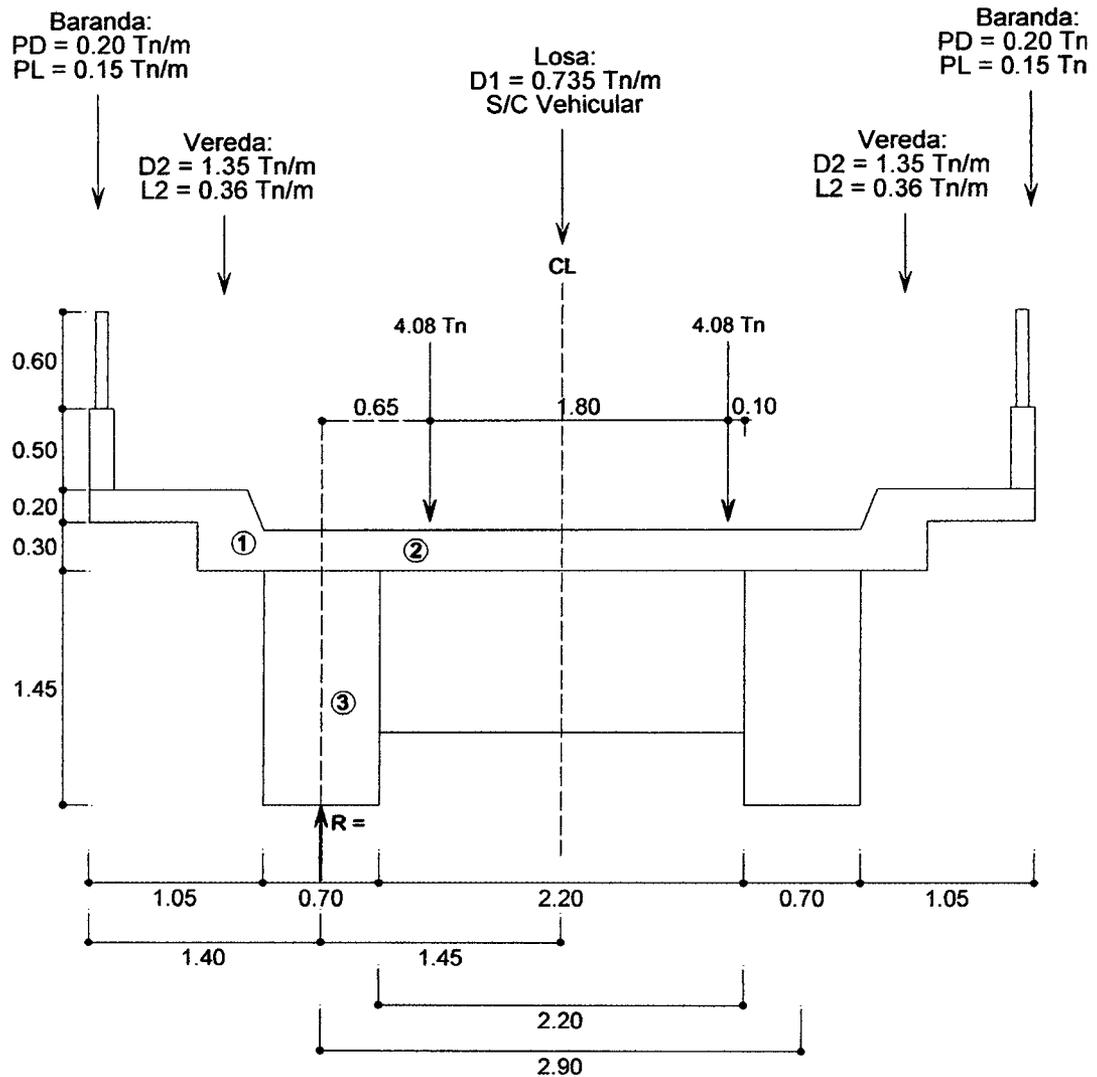


Gráfico 4.08 Metrado de Cargas de la viga lateral.

Del gráfico anterior, se tiene:

a. Carga Muerta

1.  $0.85 \times 1.40 = 1.19 \text{ Tn/m}$
2.  $0.735 \times 1.80 = 1.323 \text{ Tn/m}$
3.  $0.70 \times 1.45 \times 2.40 = 2.436 \text{ Tn/m}$

$$WD = (1.19 + 1.323 + 2.436) \text{ Tn/m}$$

$$WD = 4.95 \text{ Tn/m}$$

b. Carga viva en vereda y baranda

$$WL = L2 \times \text{ancho} + PL$$

$$WL = 0.36 \times 1.40 + 0.15$$

$$WL = 0.654 \text{ Tn/ml}$$



Según *Cuadro 2.25*, 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 del coeficiente de incidencia vehicular, se utilizó la *Ecuación 92*:

$$R = \lambda P$$

$$R = \frac{3.00 P + 1.20 P}{3.60} = 1.17 P$$

Luego, el coeficiente de incidencia vehicular es:

$$\lambda = 1.17$$

### C. COEFICIENTE DE IMPACTO

Del *Cuadro 2.27*, se tiene:

$$I = 0.33$$

Cargas sobre la viga, se utilizará las *Ecuaciones 93 y 94*.

$$\text{Eje delantero: } \lambda P' = 1.17 \times 1.78 = 2.10 \text{ Tn}$$

$$\text{Eje posterior: } \lambda P' = 1.17 \times 7.40 = 8.70 \text{ Tn}$$

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*:

$$(+M)_D = \frac{W_D \times L^2}{8} = \frac{4.95 \times 20.60^2}{8} = 262.57 \text{ Tn} - m$$

#### b. Por Sobrecarga en veredas

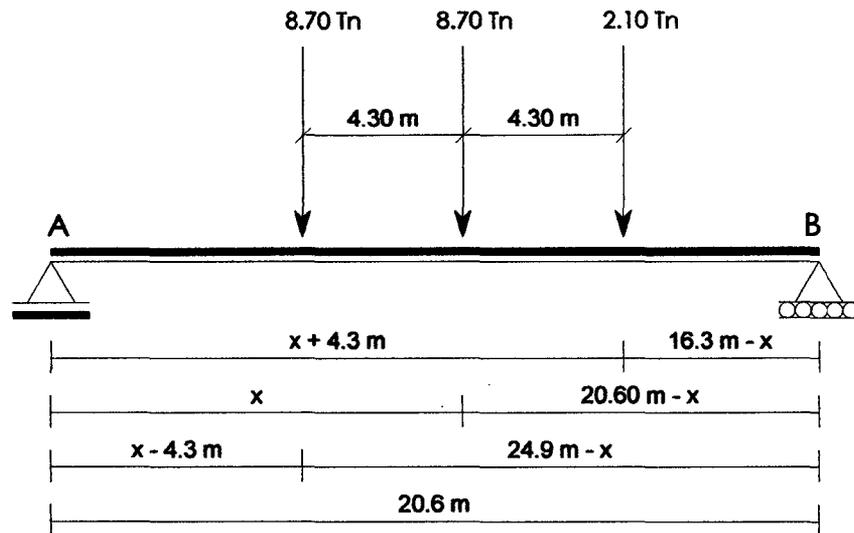
Se calculó con la *Ecuación 96*:

$$(+M)_L = \frac{W_L \times L^2}{8} = \frac{0.654 \times 20.60^2}{8} = 34.69 \text{ Tn} - m$$



c. Por Sobrecarga Vehicular

✓ Con el Tren de Cargas



$$4.3 \text{ m} < x < 16.3 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{8.70(24.90 - x) + 8.70(20.60 - x) + 2.10(16.30 - x)}{20.60}$$

$$R_A = 20.88 - 0.95 x$$

Luego se puede deducir que:

$$M_x = R_A(x) - 8.70(4.30) = (20.88 - 0.95 x)x - 8.7(4.30)$$

$$M_x = -37.41 + 20.88 x - 0.95 x^2$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} = 20.88 - 1.90 x \rightarrow x = 10.99 \text{ m}$$

Entonces el momento máximo será cuando:  $x = 10.99 \text{ m}$

Por presencia de múltiples sobrecargas, del Cuadro 2.26, para una banda de circulación el % de reducción es 120.

$$ML = 77.32 \times 1.2$$

$$ML = 92.78 \text{ Tn-m}$$





$$\frac{\partial Mx}{\partial x} = 23.05 - 2.18x \rightarrow x = 10.57 \text{ m}$$

Entonces el momento máximo será cuando:  $x = 10.57 \text{ m}$

$$ML = 121.86 \text{ Tn-m/ banda}$$

Del Cuadro 2.26, por ser una banda de circulación el % de reducción de carga es 120.

$$(+)\ ML = \frac{121.86 \times \lambda}{N^{\circ} \text{ de líneas de rueda}} \times (\% \text{ de reducción de carga})$$

$$(+)\ ML = \frac{121.86 \times 1.17}{2} \times 1.20$$

$$(+)\ ML = 85.54 \text{ Tn-m/viga}$$

Se utilizará el mayor valor del eje tándem o camión de diseño:

$$ML = 92.78 \text{ Tn-m/viga (Camión de Diseño)}$$

El momento por carga viva será igual a la suma del máximo del eje tándem o camión de diseño, más la carga distribuida.

$$ML = 92.78 \text{ Tn-m/viga} + 36.12 \text{ Tn-m/viga}$$

$$ML = 128.90 \text{ Tn-m/viga}$$

#### d. Momento De Impacto

No se aplicará a la carga distribuida. Se utilizará la Ecuación 97:

$$(+)\ MI = 0.33 \times 92.78 = 30.62 \text{ Tn-m/viga}$$

$$(+)\ MI = 30.62 \text{ Tn-m/viga}$$

### E. FUERZAS DE CORTE

(En la cara del apoyo)

#### a. Por Carga Muerta

Se utilizará la Ecuación 98:

$$V_D = \frac{W_D \times L}{2} = \frac{4.95 \times 20.60}{2} = 50.99 \text{ Tn}$$

#### b. Por Sobrecarga en veredas

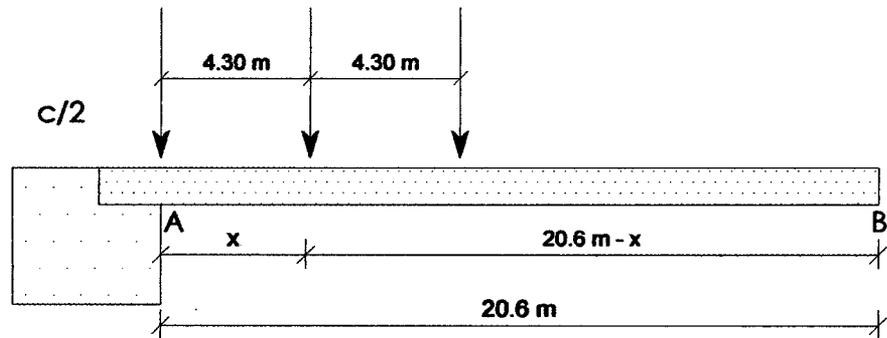
Se calculará con la Ecuación 99:



$$V_L = \frac{W_L \times L}{2} = \frac{0.654 \times 20.60}{2} = 6.74 \text{ Tn}$$

c. **Por Sobrecarga Vehicular**

✓ **Con el Tren de Cargas**



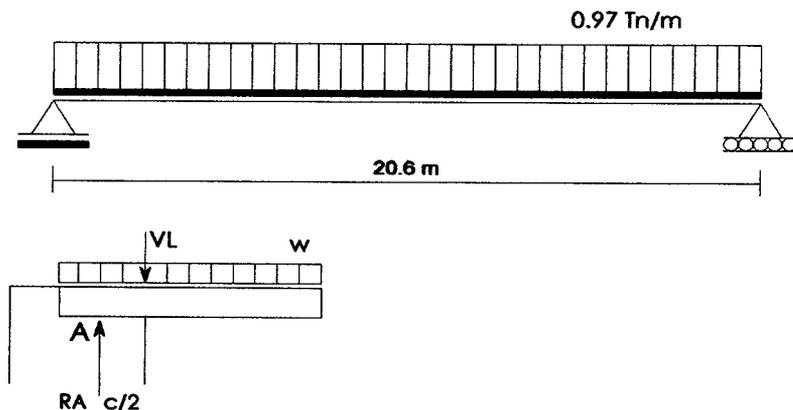
$$x = 4.30 + c/2 = 4.30 + 0.30 = 4.60 \text{ m}$$

En RA (Debido a Sobrecarga Vehicular)

$$RA = 20.88 - 0.95 x = 16.52 \text{ Tn} \times (1.20)$$

$$VL = 19.83 \text{ Tn/viga}$$

✓ **Por Sobrecarga Equivalente**



$$RA = w L / 2$$

$$RA = 9.99 \text{ Tn/vía}$$

$$VL = RA - w (c/2) = 9.99 - 0.97 (0.60/2)$$

$$VL = 9.70$$

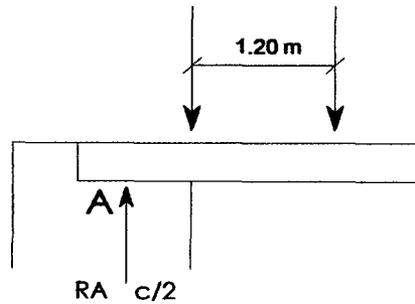


$$VL = \frac{9.70 \times \lambda}{N^{\circ} \text{ de líneas de rueda}} \times (\% \text{ de reducción de carga})$$

$$VL = \frac{9.70 \times 1.17}{2} \times 1.20$$

$$VL = 6.81 \text{ Tn/viga}$$

✓ **Con el Eje Tándem**



$$RA = 23.10 - 1.09 x$$

$$x = c/2 = 0.60 / 2 = 0.30$$

$$RA = 22.73 \text{ Tn} = VL$$

$$VL = \frac{22.73 \times 1.17}{2} \times 1.20$$

$$VL = 15.96$$

Se utilizará el mayor del Eje Tándem o Camión de Diseño.

$$VL = 19.83 \text{ Tn-m/viga}$$

El cortante por carga viva es igual al mayor del Eje Tándem o Camión, más sobrecarga equivalente.

$$VL = 19.83 + 6.81$$

$$VL = 26.64 \text{ Tn-m/viga}$$

**d. Momento por Impacto**

No se considera la sobrecarga.

$$VI = 0.33 \times 19.83 = 6.54 \text{ Tn/viga}$$

$$VI = 6.54 \text{ Tn/viga}$$

**F. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL****a. Por Flexión**

Se determinará con la *Ecuación 100*:

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

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

## - Momento actuante

Vereda

$$M_u = 1.45 M_{DC} + 2.03 (M_{LL} + M_{IM}) + 1.70 M_{LL}$$

$$M_u = 1.45 \times 262.57 + 2.03 (128.90 + 30.62) + 1.70 (34.69)$$

$$M_u = 763.53 \text{ Tn-m}$$

## - Momento resistente de la sección del concreto

Se utilizarán las *Ecuaciones 190 y 191*:

$$\phi M_c > M_u$$

$$\phi M_c = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$K = 66.04 \text{ (} K_u \text{ máx para } f_c \text{ de } 280 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ cm}$$

Al reemplazar valores, se tiene:

$$\phi M_c = 120239028.00 \text{ kg-cm} = 1202.39 \text{ Tn-m}$$

$$\phi M_c > M_u$$

$$1202.39 \text{ Tn-m} > 763.53 \text{ Tn-m (OK)}$$

∴ 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:



$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 763.53 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 70 \times 160^2}} = 0.85 - 0.6596 = 0.1904$$

Cálculo de la cuantía, se utilizará la *Ecuación 102*.

$$\rho = w \times f_c / f_y = 0.1904 \times 280 / 4200 = 0.0127$$

Cálculo del Acero , se utilizará la *Ecuación 103*.

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times 70 \times 160 = 20.16 \text{ cm}^2 \text{ (RNE - Norma E 0.60 - Ítem 9.7.2)}$$

$$As = \rho \times b \times d = 0.0127 \times 70 \times 160 = 142.47 \text{ cm}^2 > As_{\text{mín}}$$

Se considerará: 28 varillas de  $\phi = 1''$ , Área = 142 cm<sup>2</sup>

**Se utilizará 28 varillas de acero de 1"**

### CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO

*Cálculo del acero mínimo* (As mín), se determinará con la *Ecuación 111* (Norma E0.60 - Ítem 10.5.2):

$$As_{\text{mín}} = \frac{0.22 \sqrt{f_c}}{f_y} b_w \cdot d$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.88 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.22 \times f_c^{1/2} / f_y = 0.22 \times 27.46^{1/2} / 411.88$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.002799$$

$$As_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times b_w \times d = 0.002799 \times 70 \times 160$$

$$As_{\text{mín}} = 31.35 \text{ cm}^2$$

Se considerará: 6 varillas de  $\phi = 1''$ , Área = 30.42 cm<sup>2</sup>

**Se utilizará 6 varillas de acero de 1"**



### ACERO LATERAL (POR FLAMEO)

El acero lateral por flambeo se calculará con la *Ecuación 104*:

$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \times b \times d$$

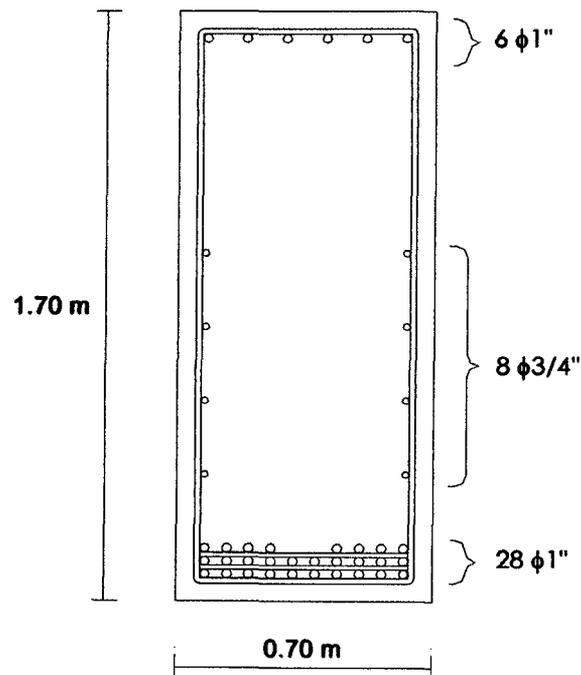
$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \times 70 \text{ cm} \times 170 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ lat}} = 23.80 \text{ cm}^2$$

Se considerará: 8 varillas de  $\phi = 3/4"$ , Área = 22.80 cm<sup>2</sup>

**Se utilizará 8 varillas de acero de 3/4" (4 a cada lado)**

En el siguiente gráfico se observa la viga lateral, ubicando el acero negativo, positivo y acero lateral.



**Gráfico 4.09** Acero en viga lateral.

El espaciamiento, no excederá del menor de los siguientes valores (*Ecuaciones 107 – 108 - 109*):

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380 (250 / f_s) - 2.5 C_c$$

$$s \leq 300 (250 / f_s)$$

El "s" entre las 4 varillas será:  $s = (h/2)/4$

$$s = 0.84 / 4 \times 100 = 21.25 \text{ cm}$$



Momento por servicio:

$$M_s = M_D + (M_L + M_I) + M_L \text{ vereda} = 274.61 + (128.90 + 30.62) + 28.01$$

$$M_s = 462.14 \text{ Tn-m} = 46214412.60 \text{ kg-cm}$$

El esfuerzo en el acero principal de flexión se calculará con la *Ecuación 110*:

$$f_s = M_s / (0.90 d \times A_s) = 46214412.60 / (0.90 \times 160 \text{ cm} \times 143.47 \text{ cm}^2)$$

$$f_s = 2236.91 \text{ kg/cm}^2 = 219.37 \text{ MPa}$$

$$C_c = 10 \text{ cm}$$

Al reemplazar datos, se tiene:

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s_1 = 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380 (250 / f_s) - 2.5 C_c$$

$$s_2 = 2000 \text{ mm}$$

$$s \leq 300 (250 / f_s)$$

$$s_3 = 433.066 \text{ mm}$$

Donde:

$C_c$ : La menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial l elemento.

$f_s$ : Esfuerzo en el acero principal de flexión.

Luego se observa que el espaciamiento calculado “s” es menor que “s1”:

$$s = 21.25 \text{ cm y } s_1 = 300 \text{ mm (El menor de los calculados)}$$

$$s < s_1$$

$$21.25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

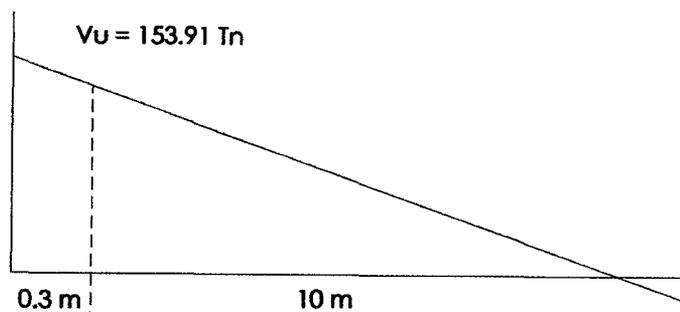
## b. Por Corte

El cálculo del cortante actuante, se determinará con la *Ecuación 105*:

$$V_u = 1.45 V_D + 2.03 (V_L + V_I) + 1.7 V_L \text{ vereda}$$

$$V_u = 1.45 \times 53.32 + 2.03 \times (26.64 + 6.54) + 1.70 \times 5.44$$

$$V_u = 153.91 \text{ Tn}$$





Corte que resiste el concreto: La contribución del concreto  $V_c$  se evaluará según las Ecuaciones 192 y 193:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0.70 \text{ m}$$

$$d = 1.60 \text{ m}$$

$$V_c = 0.17 \times 27.50^{1/2} \times 0.70 \times 1.60 = 0.9985 \text{ MN} = 101.81 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u$$

$$101.81 \text{ Tn} < 153.91 \text{ Tn}$$

∴ Se debe diseñar estribos.

#### Verificación de la sección

Se utilizará la Ecuación 112, en ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que:

$$0.66 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$0.66 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.66 \sqrt{27.46} \times 0.70 \times 1.60 = 3.88 \text{ MN}$$

$$3.88 \text{ MN} = 395.64 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 153.91 - 0.85 \times 101.81 = 67.37 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = 67.37 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s < 0.66 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$67.37 \text{ Tn} < 395.64 \text{ Tn (OK)}$$

El cortante resistente del concreto, se calculará con la Ecuación 106.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 55.70 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = 67.37 \text{ Tn} < 0.33 \sqrt{27.46} \times 0.70 \times 1.60 = 1.94 \text{ MN} = 395643.60 \text{ kg}$$

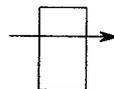
$$\phi V_s = 67.37 \text{ Tn} < 395.64 \text{ Tn, } S_{\text{máx}} = d/2 (600 \text{ mm})$$

#### Refuerzo mínimo de cortante:

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 170/2 = 85 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm (Según RNE)}$$

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:

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c} = \frac{0.85 \times 0.0001979 \times 420 \times 1.60}{0.6607 \text{ MN}} = 0.171120 \text{ m} = 17.11 \text{ cm}$$

$$S < S_{\text{máx}}$$

$$17.11 \text{ cm} < 33.93 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

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:

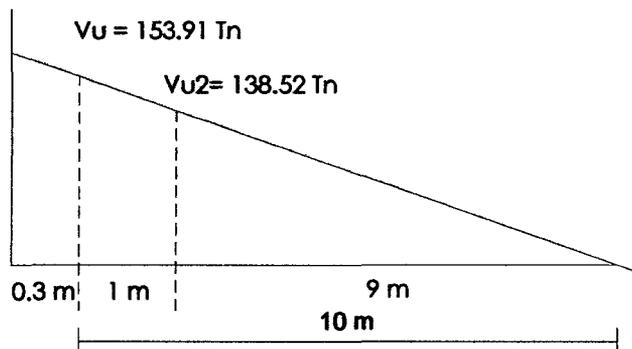
$$S_{\text{máx}} = 33.93 \text{ cm}$$

Corte resistente con  $S = 20 \text{ cm}$ :

$$V_u = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$V_u (S = 20 \text{ cm}) = 0.85 \times 0.9985 \text{ MN} + \frac{0.0001979 \text{ m}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 1.60 \text{ m}}{0.20 \text{ m}}$$

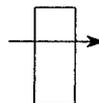
$$V_u (S = 20 \text{ cm}) = 1.414 \text{ MN} = 144.18 \text{ Tn} < V_u = 153.91 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$



El Cortante resistente del concreto, se calculará con la Ecuación 106:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 138.52 \text{ Tn} - 0.85 \times 101.81 = 51.98 \text{ Tn} = 0.50976268 \text{ MN}$$

Se considerará estribos de:  $\phi = 5/8"$ ,  $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ ,  $A_v = 2 \phi 5/8"$





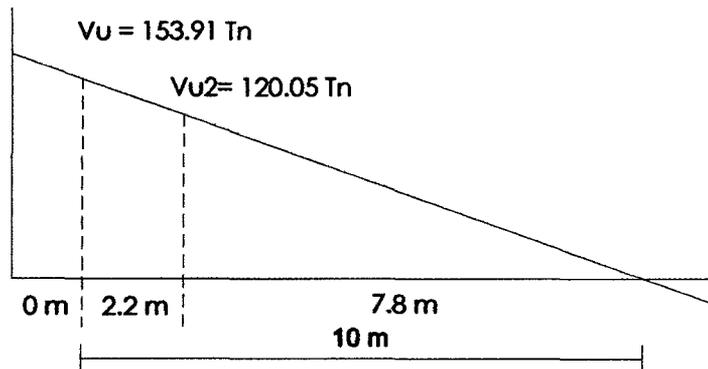
Espaciamiento en la sección crítica:

$$S = \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vu - \phi \cdot Vc} = \frac{0.85 \times 0.0001979 \times 420 \times 1.60}{0.510 \text{ MN}} = 0.221685 \text{ m} = 22.17 \text{ cm}$$

$$S < S_{\text{máx}}$$

$$22.17 \text{ cm} < 33.93 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

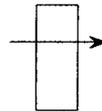
Se utilizará:  $S = 25 \text{ cm}$



El Cortante resistente del concreto, se determinará con la Ecuación 106.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 120.05 \text{ Tn} - 0.85 \times 120.05 = 18.01 \text{ Tn} = 0.176596 \text{ MN}$$

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:

$$S = \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vu - \phi \cdot Vc} = \frac{0.85 \times 0.0001979 \times 420 \times 1.60}{0.177 \text{ MN}} = 0.638752 \text{ m} = 63.88 \text{ cm}$$

$$S < S_{\text{máx}}$$

$$63.88 \text{ cm} > 33.93 \text{ cm} \quad (\text{Usar } S_{\text{máx}})$$

Se utilizará:  $S = 32 \text{ cm}$

Luego se utilizará:

$$1 \phi 5/8" @ 5 \text{ cm} + 5 \phi 5/8" @ 20 \text{ cm} + 5 \phi 5/8" @ 25 \text{ cm}, \text{ Resto } @ 32 \text{ cm}$$

## G. VERIFICACIONES

### a. Verificación de peralte por Servicio

Se calculará con las Ecuaciones 134 y 135:



Verificar el "d" requerido

$$d_{\text{mín}} < d$$

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot K \cdot j \cdot b}}$$

$$M = MD + ML + MI = 274.61 + 128.90 + 30.62 \text{ (Tn-m)}$$

$$M = 434.13 \text{ Tn-m}$$

$$f_c = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 0.323$$

$$j = 0.892$$

Al reemplazar datos, se obtuvo:

$$d_{\text{mín}} = 154.67 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} < d$$

$$154.67 \text{ cm} < 160 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

#### b. Verificación por agrietamiento

El reglamento especifica que cuando el esfuerzo  $f_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$  el refuerzo deberá cumplir los siguientes requisitos, *Ecuaciones 136, 137 y 138*:

$$f_{s \text{ máx act}} < f_{s \text{ máx adm}}$$

$$f_{s \text{ máx adm}} = Z / (d_c \times A)^{1/3}$$

$$f_{s \text{ máx act}} = 0.60 f_y$$

Cálculo de la distancia de la primera cara de esfuerzo a la fibra en tracción ( $d_c$ ):

$$d_c = r.e + \phi \text{ estribo} + \phi \text{ 1ra fila acero}/2$$

$$d_c = 5 \text{ cm} + 1.59 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm}$$

$$d_c = 7.86 \text{ cm}$$

Cálculo del centroide de la zona en tracción ( $X_c$ ):

$$X_c = [N^\circ \text{ capas} \times \phi \text{ varilla} + (N^\circ \text{ capas} - 1) \times \text{separadores} + \phi \text{ estribo} + \text{recubrimiento}]/2$$

$$X_c = [3 \times 1" \times 2.54 + (3-1) \times 1" \times 2.54 + 5/8" \times 2.54 + 5] / 2$$

$$X_c = 9.644 \text{ cm}$$

Cálculo del área de concreto (A). Se determinará con la *Ecuación 139*:

$$A = \frac{2 \cdot X_c \cdot b}{N^\circ \text{ varillas}} = \frac{2 \times 9.64 \times 70}{28} = 48.22 \text{ cm}^2$$

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



Luego con la *Ecuación 138*, se calculará el  $f_s$  máx:

$$f_s \text{ máx}_{adm} = \frac{Z}{\sqrt[3]{dc \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{7.86 \times 48.22}} = 3178.54 \text{ kg/cm}^2$$

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:

$$f_s \text{ máx}_{act} < f_s \text{ máx}_{adm}$$
$$2520.00 \text{ kg/cm}^2 < 3178.54 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

### 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*:

$$f_s \text{ adm} = 1470 - 0.33 f_s \text{ mín} + 55.12 (r/h)$$

$$r/h = 0.30 \text{ (según Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú-2003)}$$

Cálculo del  $f_s$  mín. Se determinó con la *Ecuación 143*:

$$f_s \text{ mín} = \frac{MD}{A_s \times j \times d} = \frac{274.61 \times 10^5}{142 \times 0.892 \times 160} = 1354.77 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del  $f_s$  máx. Se utilizó la *Ecuación 142*:

$$f_s \text{ máx} = \frac{MI}{A_s \times j \times d} = \frac{434.13 \times 10^5}{142 \times 0.892 \times 160} = 2141.77 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el  $f_s$  adm, será:

$$f_s \text{ adm} = 1470 - 0.33 f_s \text{ mín} + 55.12 (r/h) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_s \text{ adm} = 1470 - 0.33 \times 1354.77 + 55.12 \times 0.30$$

$$f_s \text{ adm} = 1039.46 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del  $f_s$  actuante. Se determinó con la *Ecuación 141*:

$$f_s \text{ act} = f_s \text{ máx} - f_s \text{ mín}$$

$$f_s \text{ act} = 2164.24 - 1458.98$$

$$f_s \text{ act} = 787.00 \text{ kg/cm}^2$$

Condición a cumplirse:

$$f_s \text{ act} < f_s \text{ adm}$$

$$787.00 \text{ kg/cm}^2 < 1039.46 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

### 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*.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{141.96}{70 \times 160} = 0.01268$$

Condición a cumplirse:

$$\rho < \rho_{\text{máx}}$$

$$0.01268 > 0.01200 \quad (\text{Usar cuantía máxima})$$

#### e. Verificando el eje neutro

Se determinará con la *Ecuación 147*.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'c \times S'} = \frac{142.00 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 290} = 8.64 \text{ cm}$$

Condición a cumplirse:

$$a < e$$

$$8.64 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

#### 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:

$$\text{Distancia entre varillas} = e_h = 1.30 \times 1'' = 1.30 \times 1 \times 2.54 = 3.25 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento lateral} = 2'' = 5.0 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ estribos } 5/8'' = 1.59 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ varilla } 1'' = 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{N}^\circ \text{ total de varillas de } 1'' = 28 \text{ varillas}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas por capa} = 10 \text{ varillas}$$

$$\text{N}^\circ \text{ capas} = 3$$

#### g. Ancho mínimo de la viga (b)

De acuerdo al *Gráfico 4.09*, se tiene:

$$b = 2 \times \text{rec} + 2 \times \phi \text{ est} + (\text{N}^\circ \text{ varillas} - 1) \times e_h + (\text{N}^\circ \text{ varillas}) \times (\phi \text{ varilla})$$

$$b = (2 \times 5.0) + (2 \times 1.59) + [(10 - 1) \times 3.25] + (10 \times 2.54)$$

$$b = 67.83 \text{ cm}$$

Luego:

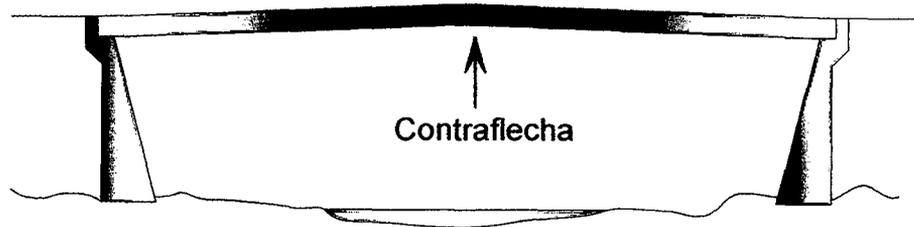
$$b_{\text{mín}} < b_w$$

$$67.83 \text{ cm} < 70.00 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$



## H. CÁLCULO DE LA CONTRAFLECHA

En el centro de la luz.



**Gráfico 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:

Pendiente:  $S = 0.5 \%$  (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*:

$$\Delta i_{cp} = \frac{5 W L^4}{384 E_c . I_e}$$

$$E_c = 15000 f_c^{1/2} = 15000 \times 280^{1/2} = 250998.008 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 5.18 \text{ Tn/m} = 51.77 \text{ kg/cm} \text{ (del metrado de cargas – carga muerta)}$$

- 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  $d'$ :

$$d' = r.e + \text{Diámetro estribo} + \text{Diámetro } 1^{\text{a}} \text{ fila}/2$$

$$r = 5 \text{ cm (2")}$$

$$\phi \text{ estribo} = 5/8"$$

*Acero Negativo:*

$$\phi \text{ varilla} = 1" (1 \text{ capa})$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y1 = 7.86 \text{ cm}$$

$$A2 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y2 = 12.90 \text{ cm}$$

Al reemplazar se obtuvo:

$$d' = 10.38 \text{ cm}$$

- Cálculo de “ $d_c$ ”:

*Acero Positivo:*

$$\phi \text{ varilla} = 1" (3 \text{ capas})$$

$$A1 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y1 = 7.86 \text{ cm}$$

$$A2 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y2 = 12.90 \text{ cm}$$

$$A3 = 25.34 \text{ cm}^2 \quad Y3 = 17.94 \text{ cm}$$

Al reemplazar se obtuvo:

$$d_c = 12.90 \text{ cm}$$



- 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  $As$ :

$$As = (\pi \cdot \phi \text{ varilla}^2/4) \times N^\circ \text{ varillas} = \pi \times 2.54^2/4 \times 28 = 141.88 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de los demás factores con las Ecuaciones 122 - 126:

$$n = 8$$

$$d = 157.10 \text{ cm}$$

$$d' = 10.38 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$dc = 12.90 \text{ cm}$$

$$t = 170 \text{ cm}$$

$$n As = 8 \times 141.88 = 1135.02 \text{ cm}^2$$

$$(2n - 1) \times As' = (2 \times 8 - 1) \times 30.40 = 456.04 \text{ cm}^2$$

$$r = n.As + (2n - 1).As' = 8 \times 142.88 + (2 \times 8 - 1) \times 30.40 = 1591.06 \text{ cm}^2$$

$$\rho = n.As.d + (2n - 1).As'.d' = (1135.02 \times 157.10) + (456.04 \times 10.38)$$

$$\rho = 183047.75 \text{ cm}^3$$

$$c = \frac{r}{b} \times \left( \sqrt{\frac{2 \times \rho \times b}{r^2} + 1} - 1 \right)$$

$$c = \frac{1591.06}{70} \times \left( \sqrt{\frac{2 \times 183047.74 \times 70}{1591.06^2} + 1} - 1 \right) = 37.86 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times c^3}{3} + n.As(d - c)^2 + (2n - 1).As'(c - d')^2$$

$$I_{cr} = \frac{70 \times 37.86^3}{3} + 1135.02 \times (157.1 - 37.86)^2 + 456.03 \times (37.86 - 10.38)^2$$

$$I_{cr} = 17748825.00 \text{ cm}^4$$

Se debe cumplir que:

$$I_{cr} < I_g$$

$$17748825.00 \text{ cm}^4 < 28659166.67 \text{ cm}^4 \quad (\text{OK})$$



- Momento de inercia efectivo:

Se determinará con la Ecuación 127:

$$I_e = \left(\frac{Mag}{Ma}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{Mag}{Ma}\right)^3\right] \times I_{cr}$$

Para calcular el momento máximo actuante, se utilizó la Ecuación 121:

$$Ma = M_{DC} + M_{LL} + M_{IM} = 274.61 + 128.90 + 30.62 = 434.13 \text{ Tn-m}$$

$$Mag < Ma$$

$$112.84 \text{ Tn-m} < 434.13 \text{ Tn-m} \text{ (La sección es agrietada!)}$$

Al reemplazar, se obtiene.

$$I_e = 17940395.00 \text{ cm}^4$$

$$I_e < I_g$$

$$17940395.00 \text{ cm}^4 < 28659166.67 \text{ cm}^4 \text{ (OK)}$$

- Deformación instantánea por carga permanente:

Al reemplazar en la Ecuación 118, se tiene.

$$\Delta i_{cp} = \frac{5 W L^4}{384 E_c \cdot I_e} = \frac{5 \times 51.77 \times 2060^4}{384 \times 2.51 \times 10^5 \times 1.79 \times 10^7}$$

$$\Delta i_{cp} = 2.70 \text{ cm}$$

### c. Deformación de larga duración por carga permanente

Se utilizará la Ecuación 128:

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \rho'}$$

- Cálculo de  $\rho'$ :

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  $\lambda$ :

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*:

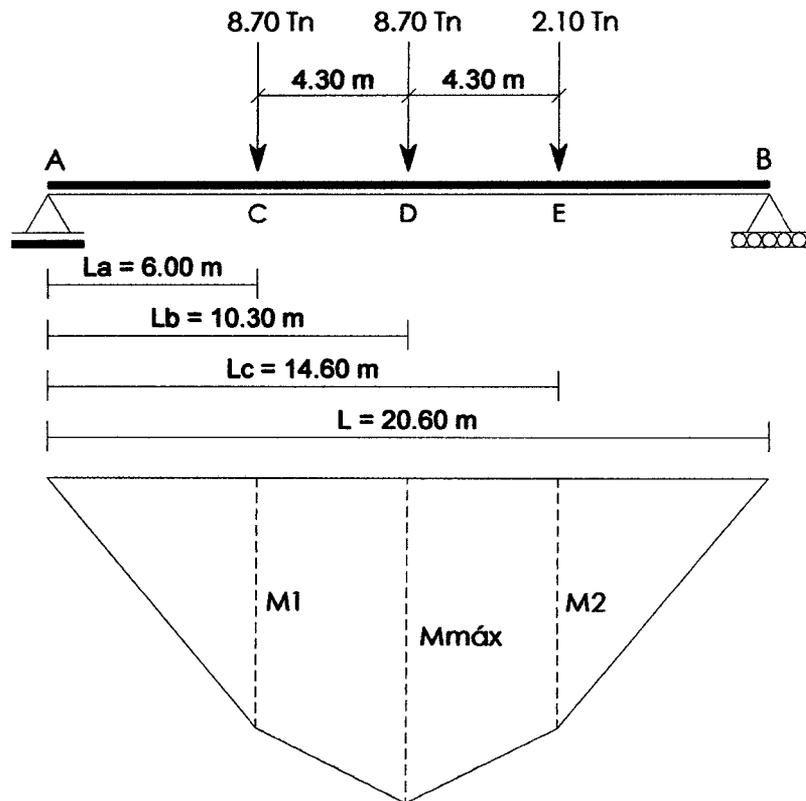
$$\Delta d_{(cp)} = \Delta i_{(cp)} \times \lambda = 2.69 \text{ cm} \times 1.75 = 4.74 \text{ cm}$$

**e. Deformación total por carga permanente**

Se utilizó la *Ecuación 131*:

$$\Delta_{(cp)} = \Delta i_{(cp)} + \Delta d_{(cp)} = 2.69 \text{ cm} + 4.74 \text{ cm} = 7.43 \text{ cm}$$

**f. Deformación instantánea por sobrecarga vehicular (HL-93)**



Cálculo de la reacción en A:

$$R_A = \frac{P_a(L - L_a) + P_b(L - L_b) + P_c(L - L_c)}{L} = 11.13 \text{ Tn}$$

Cálculo de la reacción en B:

$$R_B = 8.70 + 8.70 + 2.10 - 11.13 = 8.37 \text{ Tn}$$



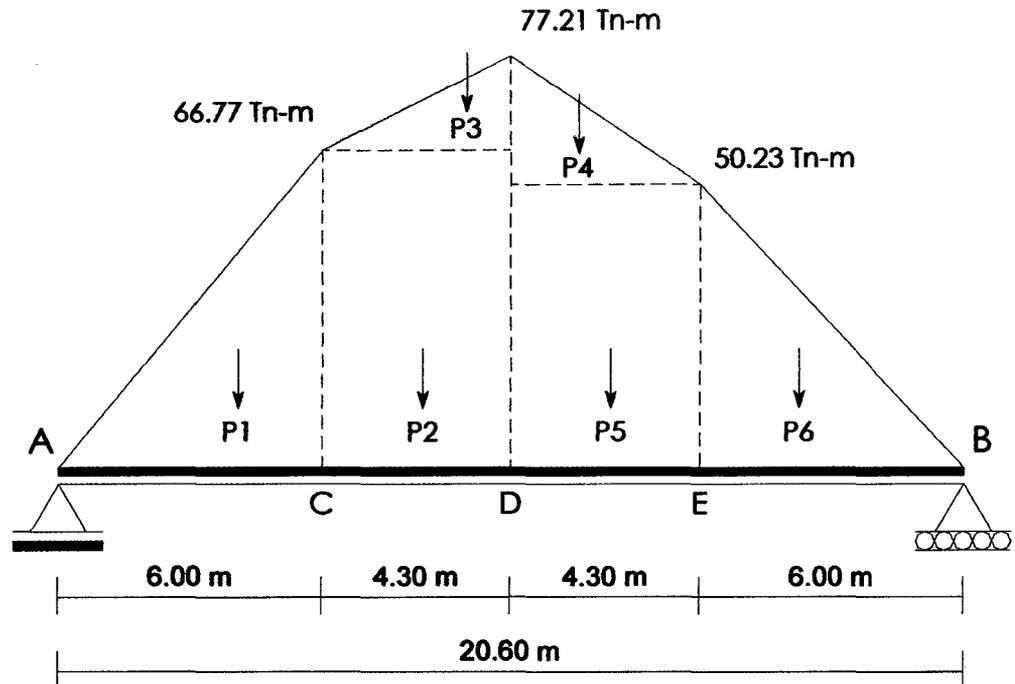
Cálculo de los momentos:

$$M1 = RA \times 6 = 66.77 \text{ Tn-m}$$

$$M2 = RB \times (20.60 - 14.60) = 50.23 \text{ Tn-m}$$

$$M_{\text{máx}} = RA \times 10.30 - 8.70 \times 4.3 = 77.21 \text{ Tn-m}$$

Viga conjugada:



Cálculo de los pesos:

$$P1 = (66.77 \times 6)/2 = 200.30 / Ec.Ic \text{ Tn-m}^2$$

$$P2 = (66.77 \times 4.3) = 287.09 / Ec.Ic \text{ Tn-m}^2$$

$$P3 = (77.21 - 66.77) \times 4.3/2 = 22.44 / Ec.Ic \text{ Tn-m}^2$$

$$P4 = (77.21 - 50.23) \times 4.3/2 = 57.99 / Ec.Ic \text{ Tn-m}^2$$

$$P5 = (50.23 \times 4.3) = 216.01 / Ec.Ic \text{ Tn-m}^2$$

$$P6 = (50.23 \times 6)/2 = 150.70 / Ec.Ic \text{ Tn-m}^2$$

Haciendo momento en E, se calculará RA.

$$RA = \frac{487.38}{Ec.Ic} \text{ Tn-m}^2$$

Deformación en el centro de la luz, en el punto D:

Haciendo momento en D, se calculó  $\Delta D$ .

$$\Delta D = \frac{3108.71}{Ec.Ic} \text{ Tn-m}^3 = \frac{3108.71 \times 10^7}{250998.01 \times 17940395.00} = 0.0069 \text{ m}$$

$$\Delta s/c = 0.69 \text{ cm}$$



**g. Deformación máxima**

Se utilizó la Ecuación 132:

$$\Delta_{\text{máx}} = \Delta_{\text{carga permanente}} + \Delta_{s/c \text{ vehicular}} = \Delta_{(cp)} + \Delta_{s/c} = 7.43 + 0.69$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 8.12 \text{ cm}$$

**h. Contraflecha total**

Se determinó con la Ecuación 133:

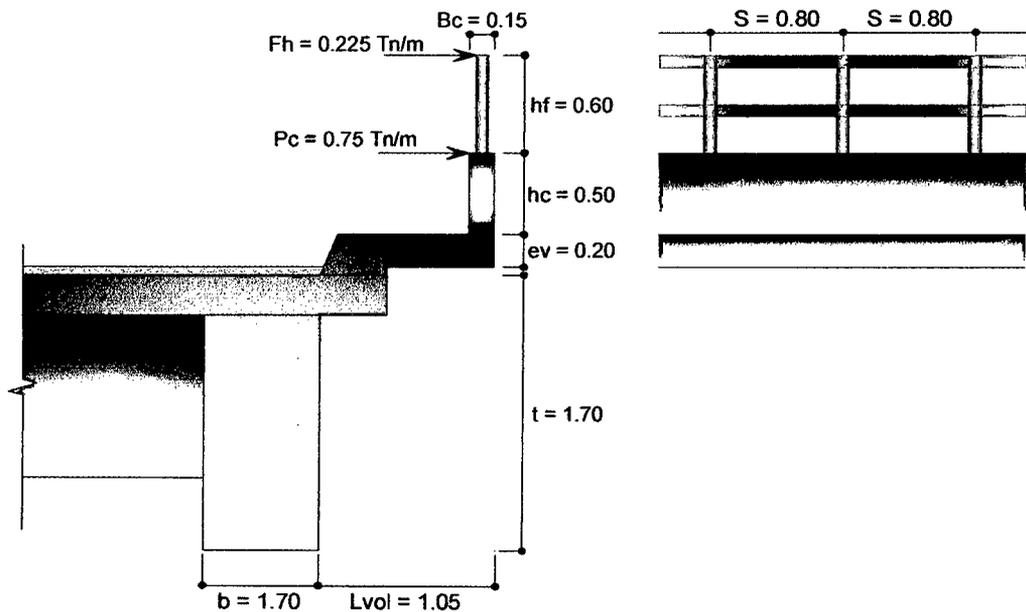
$$\text{Contraflecha} = \Delta_{\text{evac. aguas}} + \Delta_{\text{máx}}$$

$$\text{Contraflecha} = 5.15 \text{ cm} + 8.12 \text{ cm}$$

$$\text{Contraflecha} = 13.27 \text{ cm}$$

**4.7.5 DISEÑO DE LA BARANDA**

Las dimensiones se observan en el siguiente gráfico.



**Gráfico 4.11** Esquema de la baranda.

**A. DISEÑO DE ELEMENTO DE TUBO GALVANIZADO**

Todas las características de la tubería serán tomadas del Cuadro 2.28.

**a. Verificación del Poste**

**- Verificación del momento**

El Momento actuante (Ma) se calculó con la Ecuación 148:

$$Ma = Fh \times hf \times s = 0.108 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$Ma = 10800 \text{ kg-cm}$$



El momento resistente ( $M_r$ ) se determinará con la Ecuación 149:

$$M_r = F \cdot I / Y$$

El momento de inercia, se calculó con la Ecuación 150:

$$I = \frac{\pi}{64} [(Di + 2 \cdot et)^4 - Di^4]$$

$$= \frac{\pi}{64} \left[ \left( 3.50'' \times 2.54 + 2 \times \frac{3.00}{10} \right)^4 - (3.50'' \times 2.54)^4 \right]$$

$$I = 91.54 \text{ cm}^4$$

$$F = 800.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del Cuadro 2.28)}$$

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:

$$M_r = \frac{800.00 \times 91.54}{4.75}$$

$$M_r = 15432.77 \text{ kg-cm}$$

Luego se debe cumplir:

$$M_r > M_a$$

$$15432.77 \text{ kg-cm} > 10800 \text{ kg-cm} \quad (\text{Conforme})$$

#### - Verificación del cortante

El Cortante Actuante ( $V_a$ ) se calculó con la Ecuación 152:

$$V_a = F_h \times s$$

$$V_a = 180 \text{ kg}$$

El cortante resistente ( $V_r$ ) se determinó con la Ecuación 153:

$$V_r = T \times A / 2$$

Donde:

$$T: \text{Esfuerzo admisible al corte} = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del Cuadro 2.28)}$$

$$A: \text{Área de la sección} = 8.66 \text{ cm}^2$$

$$V_r = 60 \times 8.66 / 2$$

$$V_r = 259.84 \text{ kg}$$



Luego se debe cumplir:

$$V_r > V_a$$

$$259.84 \text{ kg} > 180 \text{ kg} \quad (\text{Conforme})$$

### b. Verificación del pasamano

#### - Verificación del Momento

El Momento Actuante ( $M_a$ ) se determinó con la Ecuación 154:

$$M_a = \frac{Fh \times s^2}{10} = \frac{0.225 \times 0.80^2}{10} = 0.0144 \text{ Tn} - m = 1440.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

El Momento Resistente ( $M_r$ ) se calculó con la Ecuación 155:

$$M_r = F \cdot I / Y$$

El momento de inercia se determinó con la Ecuación 156:

$$I = \frac{\pi}{64} [(D_i + 2 \cdot e_t)^4 - D_i^4] = \frac{\pi}{64} \left[ \left( 3.0'' \times 2.54 + 2 \times \frac{2.5}{10} \right)^4 - (3.0'' \times 2.54)^4 \right]$$

$$I = 47.9 \text{ cm}^4$$

$$F = 800.00 \text{ kg/cm}^2$$

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:

$$M_r = \frac{800.00 \times 47.90}{4.06}$$

$$M_r = 9439.00 \text{ kg-cm}$$

Luego se debe cumplir:

$$M_r > M_a$$

$$9439.00 \text{ kg-cm} > 1440.00 \text{ kg-cm} \quad (\text{Conforme})$$

#### - Verificación del Cortante

El Cortante Actuante ( $V_a$ ) se determinó con la Ecuación 158:



$$V_a = \frac{Fh \times s}{2} = \frac{0.225 \times 0.80}{2} = 90.00 \text{ kg}$$

Para el cálculo del Cortante Resistente ( $V_r$ ), se utilizó la Ecuación 159:

$$V_r = T \times A/2$$

$$T = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del Cuadro 2.28)}$$

$$A = 6.18 \text{ cm}^2 \text{ (se utilizó la Ecuación 160)}$$

$$V_r = 60 \times 6.18/2$$

$$V_r = 185.43 \text{ kg}$$

Luego se debe cumplir:

$$V_r > V_a$$

$$185.43 \text{ kg} > 90.00 \text{ kg} \text{ (Conforme)}$$

## B. DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

### a. Acero por Flexión

El Momento Actuante ( $M_u$ ), 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:  $\phi = 3/8"$  (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:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times 0.375 \times 10^5}{0.9 \times 280 \times 100 \times 11.52^2}} = 0.0112881$$

$$w = 0.0112881$$

La cuantía del acero requerida, se determinó con la Ecuación 164:

$$\rho = w \times f_c / f_y = 0.0112881 \times 280/4200 = 0.00075254$$

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:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 11.52 = 2.0736 \text{ cm}^2$$



Elegimos el mayor, entonces:  $A_s = 2.0736 \text{ cm}^2$

El espaciamiento, se determinó con la *Ecuación 167*:

$$S_p = 100 \times A_v / A_s = 100 \times 0.71 / 2.0736 = 34.24 \text{ cm}$$

$$S_p = 30 \text{ cm}$$

Verificación del espaciamiento con la *Ecuación 168*:

$$S_p < 3.(15)$$

$$30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad (\text{Conforme})$$

**Se utilizará acero 3/8" @ 30 cm**

#### b. Acero por Corte

El Cortante Actuante ( $V$ ) se determinó con la *Ecuación 169*:

$$V = P_c = 0.75 T_n$$

El Cortante Resistente por el concreto ( $V_c$ ) se calculó con la *Ecuación 170*:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times \frac{11.52}{1000} = 8.69 T_n$$

Luego verificamos por corte:

$$V_c > V$$

$$8.69 T_n > 0.75 T_n \quad (\text{Conforme})$$

*La sección no necesita acero por corte.*

#### c. Acero por temperatura en baranda

Se determinó con las *Ecuaciones 171, 172 y 173*:

Área de acero requerido:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 11.52 = 2.0736 \text{ cm}^2$$

Si considerará acero: 3/8",  $A_\phi = 0.71 \text{ cm}^2$

El espaciamiento será:  $S = 100 \times 0.71 / 2.0736 = 34.24 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  (Conforme)

**Se utilizará acero de 3/8" @ 30 cm**



#### 4.7.6 DISEÑO DE LAS VEREDAS

Ancho de veredas = 0.80 m, las dimensiones se observan en el siguiente gráfico.

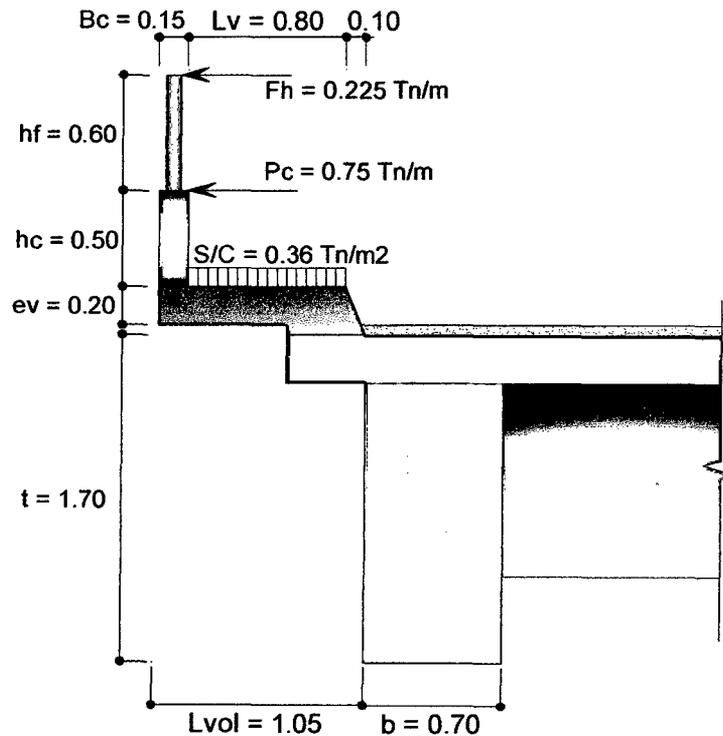


Gráfico 4.12 Esquema de la vereda.

#### 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 Ec. - 175:

$$F2 = (hf + \text{anclaje}) \times Pu/s = (0.60 + 0.30) \times 5/0.80$$

$$F2 = 0.0056 \text{ Tn/m}$$

- Carga por peso baranda pasamano. Se determinó con la Ecuación 176:

$$F3 = 2 \times Pu = 2 \times 4$$

$$F3 = 0.0080 \text{ Tn/m}$$

- Carga por peso de vereda. Se calculó con la Ecuación 177:

$$F4 = ev \times (L \text{ vol}) \times \gamma = 0.20 \text{ m} \times 1.05 \text{ m} \times 2.50 \text{ Tn/m}^3$$

$$F4 = 0.525 \text{ Tn/m}$$

**b. Cálculo de momento por peso propio**

Se calculó con la *Ecuación 178*:

$$\begin{aligned}MD &= 1.05 \times (F1 + F2 + F3) + (0.70/2) \times F4 \\MD &= 1.05 \times (0.1875 + 0.0056 + 0.0080) + (0.35) \times 0.525 \\MD &= 0.395 \text{ Tn-m}\end{aligned}$$

**B. MOMENTO POR SOBRECARGA**

La sobrecarga en la vereda se determinó con la *Ecuación 179*:

$$\begin{aligned}ML &= (L \text{ vol} - Bc) \times (s/c) = (1.05 - 0.15) \times 0.36 \\ML &= 0.324 \text{ Tn-m}\end{aligned}$$

**C. CÁLCULO DE ACERO POR FLEXIÓN**

El momento último, se calculó con la *Ecuación 180*:

$$\begin{aligned}Mu &= 1.16 (1.25 MD + 1.75 ML) \\Mu &= 1.16 (1.25 \times 0.395 + 1.75 \times 0.324) \\Mu &= 1.23 \text{ Tn-m}\end{aligned}$$

El momento actuante en la baranda, se determinó con la *Ecuación 181*:

$$\begin{aligned}Mu &= Pc \times hc = 0.75 \times 0.50 = 0.36 \text{ Tn-m} \\ \text{Se eligió el mayor, entonces: } Mu &= 1.23 \text{ Tn-m}\end{aligned}$$

Se considerará acero de 3/8",  $Dv = 0.95 \text{ cm}$ ,  $Av = 0.71 \text{ cm}^2$

Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm}$

Ancho del bloque comprimido:  $b = 100 \text{ cm}$

El peralte efectivo se determinó con la *Ecuación 182*:

$$d = ev - (Dv/2 + r) = 20 - (0.95/2 + 3) = 16.52 \text{ cm}$$

Cálculo de "w". Se determinó con la *Ecuación 183*:

$$\begin{aligned}w &= 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \times 1.23 \times 10^5}{0.9 \times 280 \times 100 \times 16.52^2}} \\w &= 0.0181\end{aligned}$$

La cuantía de acero requerida, se calculó con la *Ecuación 184*:

$$\rho = w \times f_c / f_y = 0.0181 \times 280/4200 = 0.0012$$

El área de acero requerida, se determinó con la *Ecuación 185*:

$$As = 0.0012 \times 100 \times 16.52 = 1.99 \text{ cm}^2$$



El área de acero mínimo, se calculó con la *Ecuación 186*:

$$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Luego, debe cumplirse:

$$As > As_{\min}$$

$$1.99 \text{ cm}^2 < 3.60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Usar } As_{\min})$$

$$\text{Entonces: } As = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos } \phi = 3/8", A\phi = 0.71 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se calculó con la *Ecuación 187*:

$$S = 100 \times 0.71 / 3.60 = 19.72 \text{ cm}$$

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 igual 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*:

$$Ast = 0.0018 \times b \times ev = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos: } \phi 3/8", A\phi = 0.71 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se determinó con la *Ecuación 189*:

$$S = 100 \times 0.71 / 3.60 = 19.72 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/8" @ 25cm

#### E. LONGITUD DE DESARROLLO

Se utilizó la *Ecuación 194*:

$$Ld = \frac{0.06 \times Av \times fy}{\sqrt{f'c}} \geq 30 \text{ cm}$$

$$Ld = \frac{0.06 \times 0.71 \times 4200}{\sqrt{280}} = 10.7 \text{ cm} < 30 \text{ cm, usar } 30 \text{ cm}$$

Las longitudes efectivas de desarrollo en ningún caso debe ser menor que 30 cm, entonces:  $Ld = 30 \text{ cm}$ .



## 4.8 APOYOS

## 4.8.1 DISEÑO DEL APOYO MÓVIL

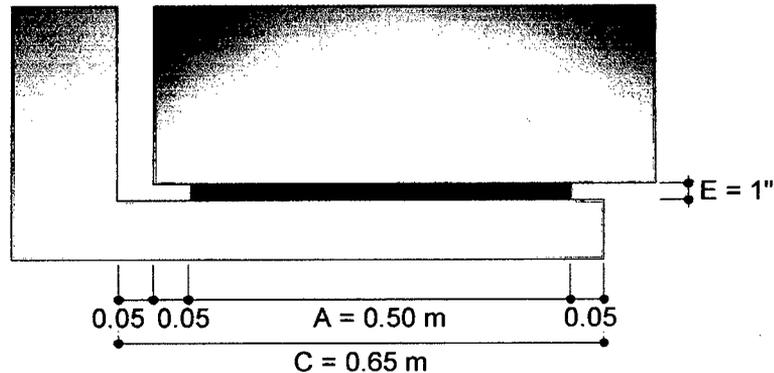


Gráfico 4.13 Esquema del apoyo móvil.

**CARACTERÍSTICAS DEL APOYO:**

Se utilizará el apoyo de NEOPRENO, Dureza Shore A (ShA).

- Reacción por carga muerta:  $VD = 50.99 \text{ Tn/viga}$
- Longitud total:  $Lt = 21.20 \text{ m}$
- Reacción por carga viva (VL+Vs/c):  $VL = 22.71 \text{ Tn/viga}$
- 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:

$$\sigma_c = [VD + (VL + Vs/c)] / (A \times B) = 21.06 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de compresión:

$$\sigma_c \leq \sigma_m$$

$$21.06 \text{ kg/cm}^2 \leq 150.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Conforme})$$



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*:

$$et = K1 ( E^3/A^2 ) ( \sigma - 3 ) / G = 1.82 ( 2.50^3 / 50.00^2 ) ( 21.53 - 3 ) / 8.00$$

$$et = 0.026 \text{ cm}$$

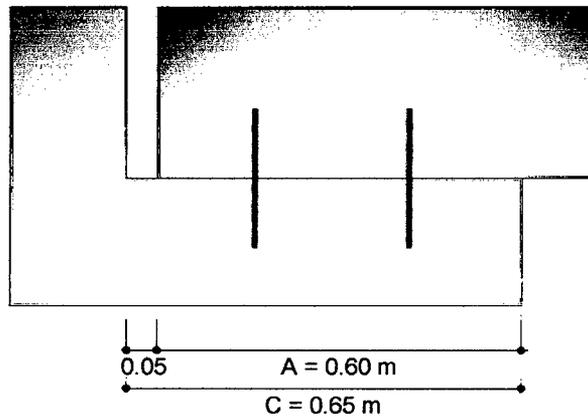
Verificación de deflexión vertical:

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

$$0.026 \leq 15 \% ( 2.50 )$$

$$0.026 \text{ cm} \leq 0.375 \text{ cm} \quad (\text{Conforme})$$

#### 4.8.2 DISEÑO DEL APOYO FIJO



**Gráfico 4.14** Esquema del apoyo fijo.

Reacción por carga muerta:

$$VD = 53.32 \text{ Tn}$$

Datos:

- Coeficiente de aceleración sísmica:  $A = 0.32 \text{ g}$
- 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:

$$A_{lat} = (0.50 + 0.20 + 0.30 + 1.10 + 0.35) \times 20$$

$$A_{lat} = 49.00 \text{ m}^2$$

La fuerza del viento en la superestructura, se determinó con la Ecuación 203:

$$F_{vs} = P_v \times A_{lat} = 150 \times 49 = 7350 \text{ kg}$$

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:

$$F_s = V_D \times A = 53320 \times 0.32 = 17062.40 \text{ kg}$$

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:

$$F_R = [(F_{vs} + F_{vv})^2 + (F_s + F_f)^2]^{1/2} = ((7350 + 3000)^2 + (17062.4 + 4500)^2)^{1/2}$$

$$F_R = 23917.77 \text{ kg}$$

### 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:

$$A_s = F_R / f_s = 23917.77 / 1680 = 14.24 \text{ cm}^2$$

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:

$$5 \text{ varillas de } \phi = 3/4", \text{ Área} = 14.25 \text{ cm}^2$$

Entonces se utilizará:

$$5 \text{ varillas de acero de } 3/4"$$

### 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:  $L_d = 0.06 A_v \cdot f_y / (f'c)^{1/2} = 42.92 \text{ cm}$
- Longitud de desarrollo 2:  $L_d = 0.006 D_v \cdot f_y = 48.01 \text{ cm}$
- Longitud de desarrollo 3:  $L_d = 30 \text{ cm}$

Se considerará el mayor valor de los tres:

$$L_d = 48.00 \text{ cm}$$



## 4.9 SUBESTRUCTURA

### 4.9.1 DISEÑO DE ESTRIBOS

#### A. DATOS

Dimensiones de la cajuela:  $H=1.75$  m,  $c = 0.65$  m

Características de suelo:

Relleno:  $\gamma = 1800$  kg/m<sup>3</sup>,  $\phi = 33^\circ$

Cimentación:  $\gamma = 2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\phi = 33^\circ$

Coefficiente de fricción terreno-concreto:  $f = 0.60$

Coefficiente de fricción concreto-concreto:  $f = 0.70$

Materiales:  $f_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

Capacidad portante del terreno:  $\sigma_t = 2.19$  kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente de aceleración sísmica horizontal  $KH = A/2 = 0.16$

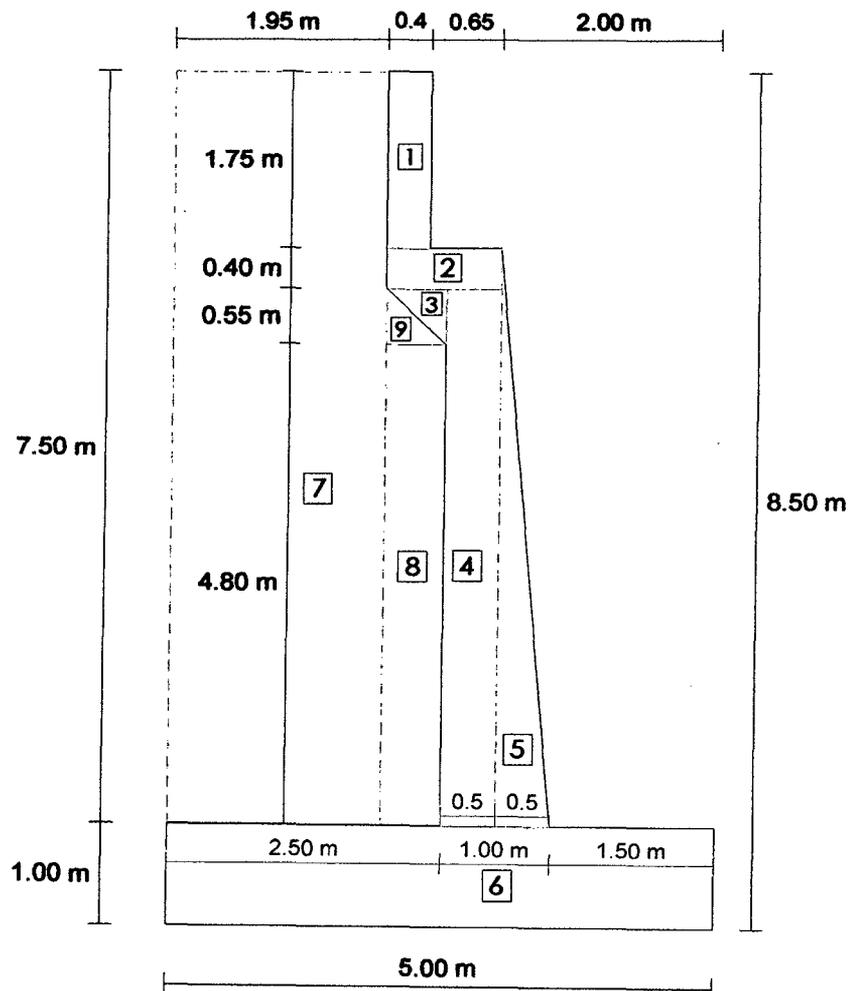


Gráfico 4.15 Esquema del estribo.



**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:  $t = h/8 \text{ a } h/6$ ,  $t = 1.06\text{m}$ , 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 =  $1000 \text{ kg/m}^2$

**C. CÁLCULO DE CONSTANTES**

El Coeficiente de Empuje Activo, se determinó con la *Ecuación 214*:

$$Ca = \frac{1 - \text{sen } 33}{1 + \text{sen } 33} = 0.29$$

El Coeficiente de empuje Pasivo, se calculó con la *Ecuación 215*:

$$Cp = \frac{1 + \text{sen } 33}{1 - \text{sen } 33} = 3.39$$

Altura equivalente:  $h' = sc/\gamma = 1000/1800 = 0.56 \text{ m}$

**D. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD**

**a. Sin puente con relleno y sobrecarga**

Se utilizaron las *Ecuaciones 216 y 217*:

$$Ea = \frac{1}{2} \times 0.32 \times 1800 \times 8.5 \times (8.5 - 2 \times 0.56) = 22.54 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{h \times (h + 3h')}{3 \times (h + 2h')} = \frac{8.5 \times (8.5 + 3 \times 0.56)}{3 \times (8.5 + 2 \times 0.56)} = 3.00 \text{ m}$$

- El empuje pasivo, se determinó con las *Ecuaciones 218 y 219*:

$$Ep = \frac{Cp \times \gamma \times h^2}{2} = \frac{3.39 \times (1800/1000) \times 1^2}{2} = 3.05 \text{ Tn}$$

$$y = 1.00/3 = 0.33 \text{ m}$$

Fuerzas horizontales actuantes.

**Cuadro 4.35** Fuerzas horizontales actuantes

DESCRIPCION	FH (Kg)	Yi (m)	Mv (Kg-m)
Empuje tierras	30578.191	2.945	90052.522

- Estabilidad al volteo

*Momento de volteo*



$Mv = 90.05 \text{ Tn-m}$

*Momento estabilizador*

**Cuadro 4.36** Momento estabilizador

DESCRIPCION	FV (Kg)	Xi (m)	Me (Kg-m)
E	8768.155	5.000	43840.776
(1)	1680.000	2.850	4788.000
(2)	1008.000	2.525	2545.200
(3)	363.000	2.683	974.050
(4)	6420.000	2.250	14445.000
(5)	3210.000	1.833	5885.000
(6)	12000.000	2.500	30000.000
(7)	38610.000	4.025	155405.250
(8)	6969.600	2.775	19340.640
(9)	399.300	2.867	1144.660
<b>SUB-TOTAL</b>	<b>79428.055</b>		<b>278368.576</b>

Coeficiente de seguridad al volteo:  $Me/Mv = 3.09 > 2$  (OK)

- Estabilidad de deslizamiento

- El empuje pasivo, se calculó con la *Ecuación 218*:

$$Ep = \frac{Cp \times \gamma \times h^2}{2} = 2.45Tn$$

- El coeficiente de seguridad al deslizamiento, se determinó con la *Ecuación 220*:

$$C.S.D. = \frac{\sum Fv \times f + Ep}{\sum Fh} = \frac{79.43 \times 0.6 + 2.45}{30.58} = 1.64 < 2$$

Existe peligro al deslizamiento, se calculará diseñando una cuña en la base.

- Las presiones en la base, se calculó con la *Ecuación 221*:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum Fv} = \frac{5.00}{2} - \frac{278.37 - 90.05}{79.43} = 0.13 \text{ m}$$

$e \text{ máx} = B/6 = 5/6 = 0.83 \text{ m}, \quad e < e \text{ máx} \text{ (Conforme)}$



Se está asegurando esfuerzos de compresión en toda la base.

- Para el cálculo de los esfuerzos, se determinó con la *Ecuación 222*:

$$\sigma = \frac{0.01 \sum Fv}{B} \pm \frac{0.06 \sum Fv \times e}{B^2} = \frac{0.01 \times 79.43}{5} \pm \frac{0.06 \times 79.43 \times 0.13}{5^2}$$

$$\sigma \text{ máx} = 1.83 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_t = 1.85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma \text{ mín} = 1.34 \text{ kg/cm}^2 > 0.00 \text{ (OK)}$$

**b. Con puente y relleno con sobrecarga**

- La reacción máxima, se calculó con la *Ecuación 223*:

$$R = RD + RL = [(2 \times 50.99 \text{ Tn}) + (2 \times 22.71 \text{ Tn})]/5.70$$

$$R = 25.89 \text{ Tn}$$

- La fricción en el apoyo de simple resbalamiento, se determinó con la *Ecuación 224*:

$$Ff = 0.15 R = 0.15 \times 25.89 = 3.88 \text{ Tn, aplicado a: } yf = 6.80 \text{ m de la base.}$$

- Sismo:

$$Eq = 0.10 \times RD = 1.79 \text{ Tn}$$

**Estabilidad al volteo**

- Momento estabilizador

**Cuadro 4.37 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	2.94	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	10.30	11940.64
Emp. Por Fricción				2806.32	6.75	18942.63
EQ : Fza. por Sismo				0.00	6.75	0.00
SUB-TOTAL	105865.40		339835.40	31900.06		120935.80

- El coeficiente de seguridad al volteo, se calculó con la *Ecuación 225*:

$$C.S.V = Me / Mv = 339.84 \text{ Tn} / 120.94 \text{ Tn} = 2.81 > 2 \text{ (OK)}$$



**Estabilidad al deslizamiento**

$$\sum F_h = 31.90 \text{ Tn}$$

$$\sum F_v = 105.87 \text{ Tn}$$

- El coeficiente de seguridad al deslizamiento, se calculó con la *Ec. - 227*:

$$C.S.D. = \frac{\sum F_v \times f + E_p}{\sum F_h} = \frac{105.68 \times 0.60 + 2.81}{31.90} = 2.04 > 2 \quad (OK)$$

- Las presiones en la base, se determinó con la *Ecuación 228*:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{\sum F_v} = \frac{5}{2} - \frac{339.84 - 120.94}{105.87} = 0.43 \text{ m} < e \text{ máx}$$

$$= 0.83 \text{ m} \quad (OK)$$

- Para calcular los esfuerzos, se utilizó la *Ecuación 229*:

$$\sigma = \frac{0.01 \sum F_v}{B} \pm \frac{0.06 \sum F_v \times e}{B^2} = \frac{0.01 \times 105.87}{5} \pm \frac{0.06 \times 105.87 \times 0.43}{5^2}$$

$$\sigma \text{ máx} = 1.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_t = 2.19 \text{ kg/cm}^2 \quad (OK)$$

$$\sigma \text{ mín} = 1.02 \text{ kg/cm}^2 > 0.00 \quad (OK)$$

**E. DISEÑO DEL CONCRETO**

**a. DISEÑO DE LA PANTALLA**

$$h = 8.50 - 1.00 = 7.50 \text{ m}$$

**Por Flexión**

$$B' = 1.00 \text{ m}, d = 0.90$$

$$Ea = \frac{Ca \times \gamma \times h}{2} (h - 2h') = 18.61 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{h \times (h + 3h')}{3 \times (h + 2h')} = 2.66 \text{ m}$$

- 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*:

$$Mu = 1.45 MD = 1.45 \times 49.52 = 71.80 \text{ Tn-m}$$

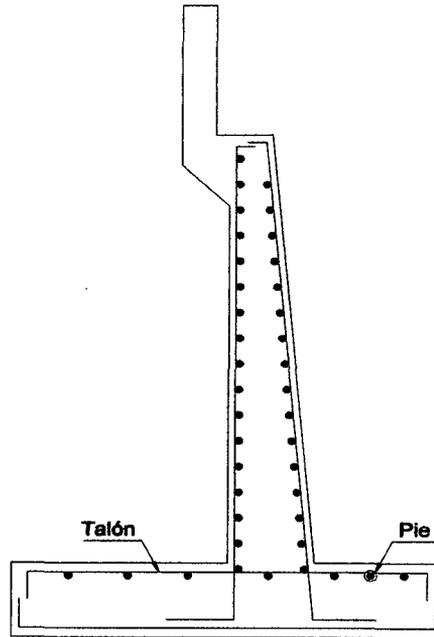
- Momento resistente con  $\rho$  máx. Se determinó con la *Ecuación 232*:

$$Mr \text{ máx} = \phi \cdot K \cdot b \cdot d^2 = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 90^2 = 357.65 \text{ Tn-m} > Mu = 71.80 \text{ Tn-m}$$

Como  $Mr \text{ máx} > Mu$ , entonces la sección se diseña como simplemente armada.



### DISEÑO DEL ACERO



**Gráfico 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*:

$$\rho = w \times \frac{f'c}{fy} = 0.048 \times \frac{210}{4200} = 0.0024$$

Observamos que:  $\rho = 0.0024 < \rho \text{ máx} = 0.016$  (OK)

$\rho = 0.0024 > \rho \text{ mín} = 0.0018$  (OK)

**Acero Principal:**

Se utilizó la *Ecuación 235*:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 90 = 21.72 \text{ cm}^2$$

$$S = 5.1 \times 100 / 21.72$$

$$S = 23.48 \text{ cm}$$

Usaremos  $\phi = 1"$ , cada 15 cm.

**Acero Horizontal:**

Se determinó con la *Ecuación 236*:

$$As t = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 90 = 18.00 \text{ cm}^2$$

$$2/3 As t = 12.00 \text{ cm}^2, 1 \phi 3/4", \text{ cada } 24.00 \text{ cm}$$

$$1/3 As t = 6.00 \text{ cm}^2, 1 \phi 1/2", \text{ cada } 22.00 \text{ cm}$$



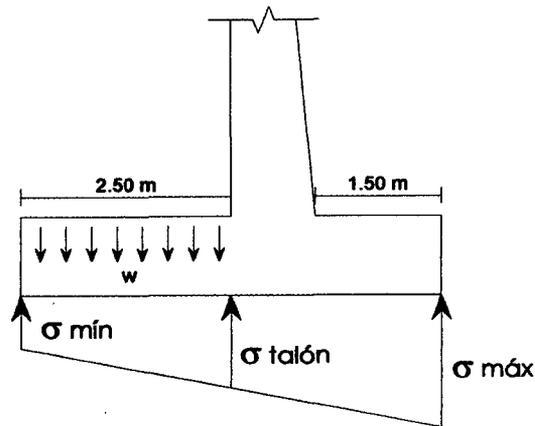
**Acero de Montaje:**

Se calculó con la *Ecuación 237*:

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

**1  $\phi$  3/4", cada 18.00 cm**

**b. DISEÑO DEL TALÓN**



**CARGAS DE GRAVEDAD**

Sobrecarga: 1000.00 kg/m<sup>2</sup>

Peso relleno = 1800 x 7.5 = 13500.00 kg/m<sup>2</sup>

Peso zapata: 2400.00 kg/m<sup>2</sup>

w = 16900.00 kg/m<sup>2</sup>

- **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*:

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

*1er Caso:* Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma \text{ máx} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ mín} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma 1 = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuación del momento:

$$M2 = 47860.32 \text{ kg-m}$$



2do Caso: Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma \text{ máx} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ mín} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma 1 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

A reemplazar en la ecuación del momento:

$$M2 = 37829.60 \text{ kg-m}$$

- **Corte producido por el diagrama de presiones**

Se utilizó la Ecuación 241:

$$V2 = \left( \sigma_{\text{mín}} \times l' + \frac{(\sigma_2 - \sigma_{\text{mín}}) \times l'}{2} \right) \times 100$$

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:

$$V2 = 23448.64 \text{ kg}$$

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:

$$V2 = 19587.69 \text{ kg}$$

- **DISEÑO DEL ACERO**

▪ **Acero por Flexión**

$$t = 1.00 \text{ m}, d = 0.90 \text{ m}$$

$$M = M1 - M2 = 14.98 \text{ Tn-m}, Mu = 1.7 M = 25.47 \text{ Tn-m}$$

El Momento resistente, se determinó con la Ecuación 242:

$$Mur = \phi Ku.b.d^2, Ku = 49.06, Mur = 357.647 \text{ Tn-m} > Mu = 25.47 \text{ Tn-m} \text{ (OK)}$$

Sección simplemente armada.

Cálculo de "w". Se calculó con la Ecuación 243:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 25 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 90^2}} = 0.0168$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho \text{ máx} = 0.02$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho \text{ mín} = 0.0018$$



$A_s = 16.20 \text{ cm}^2$ . Usaremos:  $\phi 3/4"$  cada 18.00 cm

- Chequeo por corte

$$V = V_1 - V_2 = 14.21 \text{ Tn}, V_u = 1.70 V = 24.16 \text{ Tn}$$

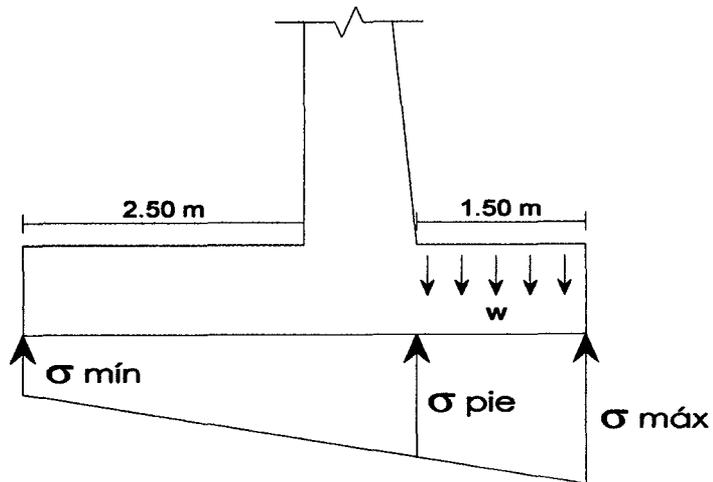
El corte resistente del concreto, se determinó con la Ecuación 244:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 58.7553 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u$$

$$58.76 \text{ Tn} > 24.16 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

### c. DISEÑO DE LA PUNTA



### CARGAS DE GRAVEDAD

$$\text{Peso zapata: } w = 2400 \times t = 2400 \times 1.00 = 2400.00 \text{ kg/m}$$

- El momento producido por la carga  $w$ , se calculó con la Ecuación 245:

$$M_1 = w \cdot l^2/2 = 2.4 \times 1.50^2/2 = 2.70 \text{ Tn-m}$$

- El corte producido por la carga  $w$ , se determinó con la Ecuación 246:

$$V_1 = w \cdot l = 2.4 \times 1.50 = 3.60 \text{ Tn}$$

- Momentos producidos por el diagrama de presiones

Se utilizó con la Ecuación 247:

$$M_2 = \left[ \frac{\sigma_{mín} \times l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{mín}) \times l^2}{6} \right] \times 100$$

1er Caso: Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma \text{ máx} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma \text{ m\u00edn} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma 3 = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuaci\u00f3n del momento:

$$M2 = 16395.03 \text{ kg-m}$$

**2do Caso:** Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma \text{ m\u00e1x} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ m\u00edn} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma 3 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuaci\u00f3n del momento:

$$M2 = 13618.66 \text{ kg-m}$$

- Corte producido por el diagrama de presiones

Se determin\u00f3 con la *Ecuaci\u00f3n 248*:

**1er Caso:** Sin puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma \text{ m\u00e1x} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ m\u00edn} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma 3 = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuaci\u00f3n, se tiene:

$$V2 = 22721.46 \text{ kg}$$

**2do Caso:** Con puente con relleno y sobrecarga

$$\sigma \text{ m\u00e1x} = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ m\u00edn} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma 3 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

Al reemplazar en la ecuaci\u00f3n, se obtiene:

$$V2 = 19595.00 \text{ kg}$$

- **DISE\u00d1O DEL ACERO**

▪ **Acero por Flexi\u00f3n**

$$t = 1.00 \text{ m}, d = 0.90 \text{ m}$$

$$M = M1 - M2 = 13.70 \text{ Tn-m}, Mu = 1.7 M = 1.7 \times 13.70 = 23.28 \text{ Tn-m}$$

El momento resistente, se calcul\u00f3 con la *Ecuaci\u00f3n 249*:

$$Mur = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 90^2 = 357.647 \text{ Tn-m} > Mu = 23.28 \text{ Tn-m} \quad (\text{OK})$$

Secci\u00f3n simplemente armada.

C\u00e1lculo de *w*. Se utiliz\u00f3 la *Ecuaci\u00f3n 250*:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 23.28 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 90^2}} = 0.0153$$



$$\rho = 0.0008, \rho < \rho \text{ máx} = 0.02$$

$$\rho = 0.0008, \rho < \rho \text{ mín} = 0.0018$$

$A_s = 16.20 \text{ cm}^2$ . Se utilizará:  $\phi 3/4''$  cada 18.00 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*:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 58.7553 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u$$

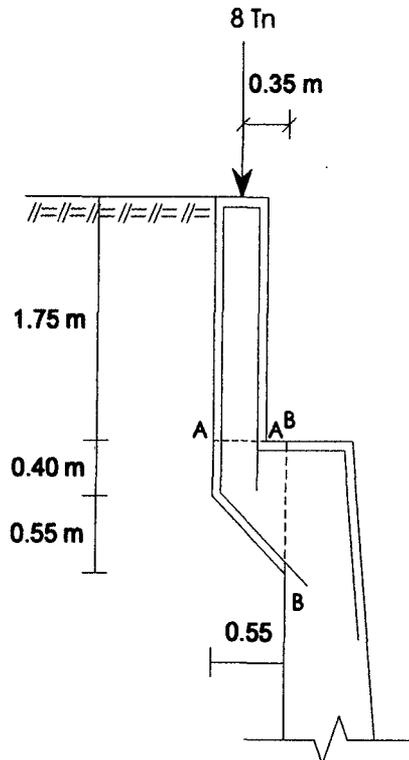
$$58.76 \text{ Tn} > 32.51 \text{ Tn} \quad (\text{OK})$$

- 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:  $\phi 3/4''$  cada 18.00 cm

#### d. DISEÑO DE LA CORONACIÓN



**Gráfico 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*:

$$M = Ea \times y = 1442 \times 0.70 = 1004.81 \text{ kg-m}$$

$$Mu = 1.70 \times M = 1.70 \times 1004.81 = 1708.20 \text{ kg-m}$$

- El momento resistente del concreto, se calculará con la *Ecuación 254*:

$$Mur = \phi Ku \cdot b \cdot d^2, Ku = 49.06, Mur = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 35^2$$

$$Mur = 54088.65 \text{ kg-m}$$

$$Mur > Mu, 54088.65 \text{ kg-m} > 1708.20 \text{ kg-m} \quad (\text{OK})$$

Sección simplemente armada.

- Cálculo del acero

Cálculo de  $w$ . Se utilizará la *Ecuación 255*:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 1708.20 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 35^2}} = 0.0074$$

$$\rho = 0.0004, \rho < \rho \text{ máx} = 0.02$$

$$\rho = 0.0004, \rho < \rho \text{ mín} = 0.0018$$

**As = 6.30 cm<sup>2</sup>. Se utilizará:  $\phi$  1/2" cada 20.00 cm**

- Chequeo por corte. Se calculará con las *Ecuaciones 256 y 257*:

$$V = \sum Fh = Ea = 1442.45 \text{ kg}$$

$$Vu = 1.70 \times V = 1.7 \times 1442.45 = 2451.16 \text{ kg}$$

- El corte resistente por el concreto, se determinará con la *Ecuación 258*:

$$Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 35 = 2284.93 \text{ kg}$$

$$Vc > Vu$$

$$2284.93 \text{ kg} > 2451.16 \text{ kg}$$

- 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:  $\phi$  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*:

$$M_u = \phi K_u \cdot b \cdot d^2 = 0.9 \times 49.06 \times 100 \times 80^2, K_u = 49.06$$

$$M_u = 282585.60 \text{ kg-m}$$

$$M_u > M_u, 282585.60 \text{ kg-m} > 4760.20 \text{ kg-m} \quad (\text{OK})$$

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 cm<sup>2</sup>. Se utilizará:  $\phi$  5/8" cada 14.00 cm**

- Chequeo por corte. Se determinará con las *Ecuaciones 256 y 257*:

$$V = \sum F_h = E_a = 10688.00 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.70 \times V = 1.7 \times 10688.00 = 18169.60 \text{ kg}$$

- 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*:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elegimos } \phi \text{ 5/8", } D_v = 1.59 \text{ cm, } A_v = 1.98 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Espaciamiento: } S = 100 \times A_v / A_s = 100 \times 1.98 / 14.40 = 13.75 \text{ cm}$$

**Se utilizará:  $\phi$  5/8" cada 14 cm**



#### 4.9.2 DISEÑO DE ALAS

##### A. DATOS

- Resistencia del terreno:  $\sigma = 2.19 \text{ kg/cm}^2$
- Ángulo de fricción:  $\phi = 33^\circ$
- Coef. 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.:  $f_{\text{alb/alb}} = 0.70$
- Coef. De fricción: alb./arcilla seca:  $f_{\text{alb/alb}} = 0.60$
- $\phi_w = \phi/2 = 15.50^\circ$

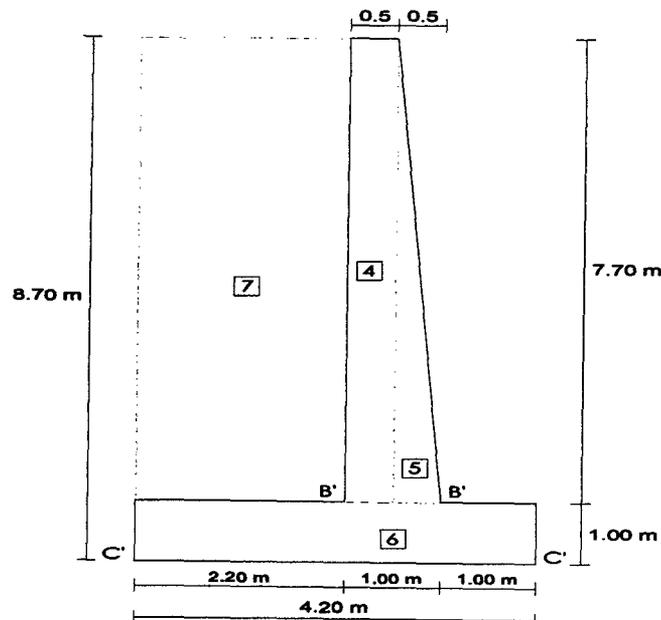


Gráfico 4.18 Esquema de las alas del estribo.



## B. CONTROL DE ESTABILIDAD

### a. CHEQUEO EN LA SECCIÓN B-B'

#### a.1 Fuerzas horizontales y verticales

Se utilizarán las Ecuaciones 260 hasta 266:

Empuje de tierras

$hp = 7.70 \text{ m}$	$hp = 7.70 \text{ m}$
$Ca = [\text{Tan}(45^\circ - 33/2)]^2$	$Ca = 0.29$
$d = 7.70/3$	$d = 2.57 \text{ m}$
$Ea = (1/2) \times 2640 \times 7.70^2 \times 0.32$	$E = 25051.83 \text{ kg}$
$EH = 25051.83 \times \text{Cos}(15.50)$	$EH = 24140.71 \text{ kg/m}$
$Mv = 24140.71 \times 2.57$	$Mv = 61961.15 \text{ kg-m/m}$
$Ev = 25051.83 \times \text{Sen}(15.50)$	$Ev = 6694.81 \text{ kg/m}$
$Mr = 6694.81 \times 1.00$	$Mr = 6694.81 \text{ kg/m}$

**Cuadro 4.38** 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 □ <sub>c</sub>	9240.00	0.75	6930.00			
(5) (1/2) x E2 x hp x □ <sub>c</sub>	4620.00	0.33	1540.00			
(6) Zapata : B x hz x □ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00			
(7) B2 x hp x □ <sub>r</sub>	0.00	2.10	0.00			
<b>SUB-TOTAL</b>	<b>20554.81</b>		<b>15164.81</b>	<b>24140.71</b>		<b>61961.15</b>

#### a.2 Excentricidad (e)

Se utilizarán las Ecuaciones 267 y 268:

$$E = 1.00 \text{ m}, \quad X_o = (Mr - Mv)/\sum F_v = (15.16 - 61.96)/20.55 = -2.28 \text{ m}$$

$$e = E/2 - [(Mr - Mv)/\sum F_v] = E/2 - X_o = 1.00/2 - (-2.28) = 2.78 \text{ m}$$

$$e < E/6, \quad 2.78 \text{ m} > 0.17 \text{ m} \quad (\text{Se controlará con la armadura})$$

#### a.3 Chequeo de tracciones y compresiones (p)

Se determinará con las Ecuaciones 269, 270 y 271:

$$p = 20.55/(1 \times 100) \times (1 + 6 \times 2.78/1) \quad -5.25 \leq p_1 = 36.30 \text{ kg/cm}^2 \leq 70.00 \text{ (OK)}$$

$$p = 20.55/(1 \times 100) \times (1 - 6 \times 2.78/1) \quad -5.25 \leq p_2 = -32.19 \text{ kg/cm}^2 \leq 70.00$$

$$p_{adm} = 0.40 f_c = 0.40 \times 175 \text{ kg/cm}^2 = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tracción adm. Concreto} = 0.03 f_c = 0.03 \times 175 = 5.25 \text{ kg/cm}^2$$



**a.4 Chequeo al volteo (Cv)**

Se calculó con la Ecuación 272:

$$Cv = Mr/Mv = 15.16/61.96 = 0.25$$

$Cv > 2$ ,  $0.25 < 2$  (Se controlará con la armadura)

**a.5 Chequeo al deslizamiento (Cd)**

Se determinó con la Ecuación 273:

$$Cd = \sum Fv \times f / \sum Fh = 20.55 \times 0.70 / 24.14 = 0.60, \quad f = 0.70$$

$Cd > 1.50$ ,  $0.60 < 1.50$  (Se controlará con la armadura)

**b. CHEQUEO EN LA SECCIÓN C-C'**

**b.1 Fuerzas horizontales y verticales**

Se utilizarán las Ecuaciones 260 hasta 266:

Empuje de tierras:

	$H_f = 8.70 \text{ m}$
$Ca = [\text{Tan}(45^\circ - 33/2)]^2$	$Ca = 0.29$
$d = 8.70/3$	$d = 2.90 \text{ m}$
$Ea = (1/2) \times 2640 \times 8.70^2 \times 0.32$	$E = 31981.33 \text{ kg}$
$EH = 31981.33 \times \text{Cos}(15.50)$	$EH = 30818.18 \text{ kg/m}$
$Mv = 30818.18 \times 2.90$	$Mv = 89372.74 \text{ kg-m/m}$
$Ev = 31981 \times \text{Sen}(15.50)$	$Ev = 8546.64 \text{ kg/m}$
$Mr = 8546.64 \times 4.20$	$Mr = 35895.88 \text{ kg-m}$

**Cuadro 4.39** Fuerzas horizontales y verticales

DESCRIPCION	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	89372.73
(4) E1.hp.□ <sub>C</sub>	9240.00	1.75	16170.00			
(5) (1/2).E2.hp.□ <sub>C</sub>	4620.00	1.33	6160.00			
(6) Zapata : B.hz.□ <sub>C</sub>	10080.00	2.10	21168.00			
(7) B2.hp.□ <sub>r</sub>	44721.60	3.10	138636.96			
<b>SUB-TOTAL</b>	<b>77208.24</b>		<b>218030.84</b>	<b>30818.18</b>		<b>89372.73</b>

**b.2 Excentricidad (e)**

Se determinó con las Ecuaciones 267 y 268:

$$B = 4.20 \text{ m}, \quad X_o = (Mr - Mv) / \sum Fv = (218.03 - 89.37) / 77.21 = 1.67 \text{ m}$$

$$e = B/2 - [(Mr - Mv) / \sum Fv] = B/2 - X_o = 4.20/2 - 1.67 = 0.43 \text{ m}$$

$$e < E/6, \quad 0.43 \text{ m} < 0.70 \text{ m} \quad (\text{OK})$$



### b.3 Chequeo de tracciones y compresiones (p)

Se utilizarán las *Ecuaciones 269, 270 y 271*:

$$p = 77.21 / (420 \times 100) \times (1 + 6 \times 0.43 / 4.2) = 2.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.00 \leq p_1 = 2.98 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.85$$

$$p = 77.21 / (420 \times 100) \times (1 - 6 \times 0.43 / 4.2) = 0.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.00 \leq p_2 = 0.70 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.85 \text{ (OK)}$$

### b.4 Chequeo al volteo (Cv)

Se calculó con la *Ecuación 272*:

$$Cv = Mr / Mv = 218.03 / 89.37 = 2.44$$

$$Cv > 2, 2.44 > 2 \text{ (OK)}$$

### b.5 Cheque al deslizamiento (Cd)

Se determinó con *Ecuación 273*:

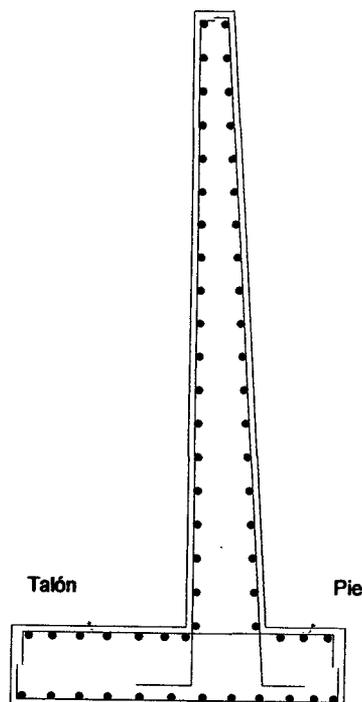
$$Cd = \sum Fv \times f / \sum Fh = 77.21 \times 0.60 / 30.82 = 1.50, f = 0.60$$

$$Cd > 1.50, 1.50 > 1.50 \text{ (OK)}$$

∴ El ala del estribo si es eficiente

## C. CÁLCULO DEL ACERO

### a. DISEÑO DEL CUERPO – PANTALLA DE ESTRIBO INICIO DE ALA



**Gráfico 4.19** Acero en las alas del estribo.



### a.1 Cálculo del Acero por Rotura

Se utilizó la *Ecuación 274*:

$$MD = Mv = EH \times d = 24140.71 \times 2.57$$

$$MD = 61961.15 \text{ kg-m/m}$$

- *Verificación del Peralte*

Cálculo de los momentos por servicio

$$Ms = MD + ML + MI = 61961.15 \text{ kg-m/m}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$f_c = 175.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \times j \times k = 24.89$$

El peralte mínimo es:

$$d = [2 Ms / (f_c \times j \times k \times b)]^{1/2}$$

$$d_{\text{req.}} = 70.56 \text{ cm}$$

$$Mu = 1.30 [MD + 1.75 (ML + MI)] = 80549.49 \text{ kg-m/m}$$

$$d' = 10.00 \text{ cm}$$

$$d = E - d' = 100 - 10 = 90.00 \text{ cm}$$

$$d_{\text{req.}} \leq d, \quad 70.56 \text{ cm} \leq 90.00 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

- **Acero Principal**

Se determinó con la *Ecuación 275*:

$$Mu = \phi \times f_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.70)$$

$$w = \rho \times f_y / f_c, \quad \rho = As / (b \times d)$$

$$w1 = [1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times 80549.49 / (0.9 \times 175 \times 100 \times 90^2)))^{0.5}] / 2$$

$$w1 = 1.63, \quad \rho1 = 0.068097$$

$$w2 = [1.7 - (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times 80549.49 / (0.9 \times 175 \times 100 \times 90^2)))^{0.5}] / 2$$

$$w2 = 0.07, \quad \rho2 = 0.002737$$

$$As1 = \rho1 \times b \times d = 0.068097 \times 100 \times 90 = 612.87 \text{ cm}^2$$

$$As2 = \rho2 \times b \times d = 0.002737 \times 100 \times 90 = 24.63 \text{ cm}^2$$

Se eligió el menor:  $As = 24.63 \text{ cm}^2$

El refuerzo principal mínimo, se calculó con la *Ecuación 276*:

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} < As, \quad 16.20 \text{ cm}^2 < 24.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Se utilizará:  $As = 24.63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento. Se utilizó la *Ecuación 277*:

Se considerará acero de 3/4".



$$@ = 100 \times A\phi / A_s, \quad A\phi = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$@ = 100 \times 2.85 / 24.63 = 11.50 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/4" @ 12.00 cm

▪ **Acero de montaje**

Se determinará con la Ecuación 278:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

Se considerará acero de 5/8".

$$A\phi = 1.98 \text{ cm}^2, \quad @ 12.22 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm

▪ **Acero horizontal**

Se calculará con la Ecuación 279:

$$A_s \text{ h} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 90 = 18.00 \text{ cm}^2$$

- Cara anterior

$$A_s = A_s \text{ h} / 3 = 18 / 3 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se considera acero de 3/8".

$$A\phi = 0.71 \text{ cm}^2, \quad @ 11.88 \text{ cm}$$

Se utilizará acero de 3/8" @ 12.00 cm

- Cara posterior

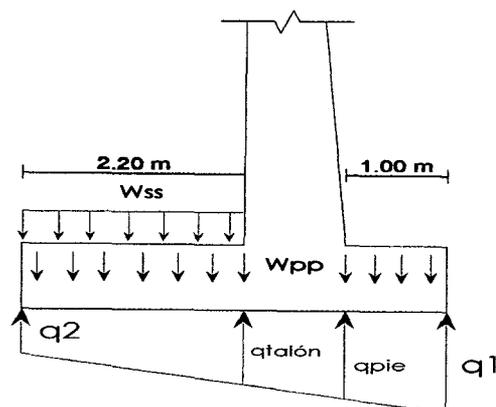
$$A_s = (2/3) \times A_s \text{ h} = (2/3) \times 18.00 = 12.00 \text{ cm}^2$$

Se considera 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 del Acero por Rotura

	$B = 4.20 \text{ m}$
$q_1 = p_1 \times b = 2.98 \times 100$	$q_1 = 29770.39 \text{ kg/m}$
$q_2 = p_2 \times b = 0.70 \times 100$	$q_2 = 6995.43 \text{ kg/m}$
$W_{ss} = \gamma_r \times (H_f - h_z) \times b = 2640 \times (8.7 - 1) \times 1$	$W_{ss} = 20328.00 \text{ kg/m}$
$W_{pp} = \gamma_c \times h_z \times b = 2400 \times 1 \times 1$	$W_{pp} = 2400.00 \text{ kg/m}$

### b.2 Zapata Anterior (pie)

Se utilizará las *Ecuaciones 280 y 281*:

$B_1 = 1.00 \text{ m}$

$q_{pie} = q_1 - (B_1/B) \times (q_1 - q_2) = 24347.78 \text{ kg/m}$

$MD = M_{pp} = W_{pp} \times B_1 \times (B_1/2) = 2400 \times 1 \times (1/2) = 1200.00 \text{ kg-m/m}$

$ML = M_q = q_{pie} \times B_1 \times (B_1/2) + (q_1 - q_{pie})(B_1/2)(2 \times B_1/3) = 13981.43 \text{ kg-m/m}$

#### - Verificación del Peralte

Cálculo de los momentos por servicio

$M_s = MD + ML = 1200.00 + 13981.43 = 12781.43 \text{ kg-m/m}$

$b = 100 \text{ cm}, f_c = 175 \text{ kg/cm}^2, f_c \times j \times k = 24.89$

El Peralte mínimo es:

$d_{req} = [2 M_s / (f_c \times j \times k \times b)]^{1/2} = [2 \times 12781.43 / (24.89 \times 100)]^{1/2}$

$d_{req} = 32.05 \text{ cm}$

$d' = 8.00 \text{ cm}$

$d = h_z - d' = 100 - 8 = 92.00 \text{ cm}$

$d_{req} \leq d, \quad 32.05 \text{ cm} \leq 92.00 \text{ cm} \quad (\text{OK})$

#### - Acero Principal

Se determinó con las *Ecuaciones 282 y 283*:

$M_u = 1.75ML - 0.95MD = 1.75 \times 13981.43 - 0.95 \times 1200 = 23327.50 \text{ kg-m/m}$

$M_u = \phi \times f_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.70)$

$w = \rho \times f_y / f_c, \quad \rho = A_s / (b \times d)$

$w_1 = [1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_u / (\phi \times f_c \times b \times d^2)))]^{0.5} / 2$

$w_1 = 1.68, \quad \rho_1 = 0.070097$

$w_2 = [1.7 - (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_u / (\phi \times f_c \times b \times d^2)))]^{0.5} / 2$

$w_2 = 0.02, \quad \rho_2 = 0.000737$



$$As1 = \rho1 \times b \times d = 0.070097 \times 100 \times 92 = 644.89 \text{ cm}^2$$

$$As2 = \rho2 \times b \times d = 0.000737 \times 100 \times 92 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el menor:  $As = 6.78 \text{ cm}^2$

El acero mínimo, se calculó con la *Ecuación 284*:

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 92 = 16.56 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} < As, \quad 16.56 \text{ cm}^2 > 6.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{Usar cuantía mínima})$$

Se utilizará:  $As = 16.56 \text{ cm}^2$

Cálculo del espaciamiento. Se determinará con la *Ecuación 285*:

Se considerará acero de 5/8",  $A\phi = 1.98 \text{ cm}^2$

$$@ = 100 \times A\phi / As = 100 \times 1.98 / 16.56 = 11.95 \text{ cm}$$

**Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm**

#### - Acero Transversal

Se determinó con la *Ecuación 286*:

$$Ast = 0.0018 \times b \times hz = 0.0018 \times 100 \times 100 = 18.00 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento. Se calculó con la *Ecuación 285*:

Se considerará acero de 5/8",  $A\phi = 1.98 \text{ cm}^2$ ,  $@ = 11.00 \text{ cm}$

**Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm**

#### - Verificación del cortante

Se calculó con las *Ecuaciones 287, 288 y 289*:

$$VL = Vq = 24347.78 \times 1 + (29770.39 - 24347.78) \times (1/2) = 27059.09 \text{ kg}$$

$$VD = Vpp = Wpp \times B1 = 2400 \times 1 = 2400.00 \text{ kg}$$

$$Vu \text{ máx} = Vu = 1.7 \times 27059.09 - 0.9 \times 2400 = 43840.45 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que absorbe el concreto, se calculó con la *Ecuación 290*:

$$Vc = 0.53 \times f'c^{1/2} \times b \times d = 0.53 \times 175^{1/2} \times 100 \times 92 = 64.50 \text{ Tn/m}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 64.50 = 54.83 \text{ Tn/m}$$

$$\phi Vc \geq Vu, \quad 54.83 \text{ Tn/m} \geq 43.84 \text{ Tn/m} \quad (\text{OK})$$

#### b.3 Zapata Posterior (talón)

Se determinó con las *Ecuaciones 291 y 292*:

$$B2 = 2.20 \text{ m}$$

$$q_{\text{talón}} = q2 - (B2/B) \times (q1 - q2)$$

$$q_{\text{talón}} = 6995.43 - (2.2/4.2) \times (29770.39 - 6995.43) = 18925.18 \text{ kg/m}$$



$$M_{ss} = W_{ss} \times B_2 \times (B_2/2) = 20328.00 \times 2.20 \times (2.20/2) = 49193.76 \text{ kg-m}$$

$$M_{pp} = W_{pp} \times B_2 \times (B_2/2) = 2400 \times 2.20 \times (2.20/2) = 5808.00 \text{ kg-m/m}$$

$$MD = M_{ss} + M_{pp} = 49193.76 + 5808.00 = 55001.76 \text{ kg-m/m}$$

$$ML = M_q = q_2 \times B_2 \times (B_2/2) + (q_{\text{talón}} - q_2)(B_2/2)(B_2/3)$$

$$ML = 6995.43 \times 2.20 \times (2.20/2) + (18925.18 - 6995.43) \times (2.20/2) \times (2.20/3)$$

$$ML = 26552.27 \text{ kg-m/m}$$

**- Verificación del Peralte**

Cálculo de los momentos por servicio.

$$M_s = MD - ML = 55001.76 - 26552.27 = 28449.49 \text{ kg-m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, f_c = 175 \text{ kg/cm}^2, f_c \times j \times k = 24.89$$

El Peralte mínimo es:

$$d_{\text{req}} = [2 M_s / (f_c \times j \times k \times b)]^{1/2} = [2 \times 28449.49 / (24.89 \times 100)]^{1/2}$$

$$d_{\text{req}} = 47.81 \text{ cm}$$

$$d' = 8.00 \text{ cm}$$

$$d = h_z - d' = 1 \times 100 - 8 = 92.00 \text{ cm}$$

$$d_{\text{req}} \leq d, \quad 47.81 \text{ cm} \leq 92.00 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

**- Acero Principal**

Se determinó con las Ecuaciones 293 y 294:

$$M_u \text{ máx} = M_u = 1.75 \times 26552.27 - 0.95 \times 55001.76 = -5785.19 \text{ kg-m/m}$$

$$M_u = \phi \times f_c \times b \times d^2 \times w \times (1 + w/1.70)$$

$$w = \rho \times f_y / f_c, \quad \rho = A_s / (b \times d)$$

$$w_1 = [1.7 + (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_u / (\phi \times f_c \times b \times d^2)))]^{0.5} / 2$$

$$w_1 = 1.70, \quad \rho_1 = 0.071014$$

$$w_2 = [1.7 - (1.7^2 - 4 \times (1.7 \times M_u / (\phi \times f_c \times b \times d^2)))]^{0.5} / 2$$

$$w_2 = 0.00, \quad \rho_2 = -0.000180$$

$$A_{s1} = \rho_1 \times b \times d = 0.071014 \times 100 \times 92 = 653.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \rho_2 \times b \times d = -0.00018 \times 100 \times 92 = -1.66 \text{ cm}^2$$

Se utilizó el menor:  $A_s = -1.66 \text{ cm}^2$

El acero mínimo, se calculó con la Ecuación 295:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 92 = 16.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} < A_s, \quad 16.56 \text{ cm}^2 > -1.66 \text{ cm}^2 \quad (\text{Usar cuantía mínima})$$



Se utilizó:  $A_s = 16.56 \text{ cm}^2$

Cálculo del espaciamiento. Se utilizó la *Ecuación 296*:

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 utilizó la *Ecuación 297*:

$A_{st} = 0.0018 \times b \times h_z = 0.0018 \times 100 \times (1 \times 100) = 18.00 \text{ cm}^2$

Se considerará acero de 5/8",  $A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$ , @ = 11.00 cm

**Se utilizará acero de 5/8" @ 12.00 cm**

- **Verificación del cortante**

Se determinará con las *Ecuaciones 298, 299 y 300*:

$V_L = V_q = 18925.18 \times 2.20 - (18925.18 - 29770.39) \times (2.20/2) = 28512.67$   
kg

$V_{ss} = W_{ss} \times B_2 = 20328.00 \times 2.20$

$V_{ss} = 44721.60 \text{ kg}$

$V_{pp} = W_{pp} \times B_2 = 2400 \times 2.20$

$V_{pp} = 5280.00 \text{ kg}$

$VD = V_{ss} + V_{pp} = 44721.60 + 52800$

$VD = 50001.60 \text{ kg-m/m}$

$V_u \text{ máx} = V_u = 1.7 \times 28512.67 - 0.9 \times 50001.60$

$V_u = 3470.10 \text{ kg}$

Fuerza cortante que absorbe el concreto, se utilizó la *Ecuación 301*:

$V_c = 0.53 \times f_c^{1/2} \times b \times d = 0.53 \times 175^{1/2} \times 100 \times 92 = 64.50 \text{ Tn/m}$

$\phi V_c = 0.85 \times 64.50 = 54.83 \text{ Tn/m}$

$\phi V_c \geq V_u, 54.83 \text{ Tn/m} \geq 3.47 \text{ Tn/m}$  (OK)



## 4.10 FALSO PUENTE

### 4.10.01 DISEÑO DE ENCOFRADOS DE LA SUPERESTRUCTURA

#### CARACTERÍSTICAS DE LA MADERA SEGÚN GRUPO ESTRUCTURAL:

El material a emplearse en la construcción de los encofrados del puente será madera del tipo cuyas características mecánicas para el diseño de sus elementos estén dentro de los siguientes tipos:

GRUPO ESTRUCTURAL		A	B	C
DENSIDAD (kg/m <sup>3</sup> )		750	650	450
Esfuerzos Admisibles (kg/cm <sup>2</sup> )	Compresión paralela F <sub>c  </sub>	145	110	80
	Compresión perpendicular F <sub>c</sub>	40	28	15
	Tensión paralela T <sub>  </sub>	145	105	75
	Flexión Fr	210	150	100
	Corte F <sub>v</sub>	15	12	8
Módulo de Elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )	Al 5% del e.	95,000	75,000	55,000
	Promedio	130,000	100,000	90,000

Para el diseño de estas estructuras de madera se tiene que cumplir con las siguientes verificaciones:

#### a) FLEXION:

$$\sigma = M/S < F_m$$

Donde: M : Momento máximo actuante en la viga  
S : Módulo de sección de la viga

#### b) CORTE:

$$v = V \cdot Q / (I \cdot b) < F_v$$

Donde: V : Cortante actuante vertical total en la viga en la sección elegida  
Q : Momento estático con respecto al eje neutro del área de la sección transversal arriba del punto en el que se va a determinarse v; un momento estático es un área multiplicada por la distancia de su centroide a un eje dado  
I : Momento de inercia de la viga con respecto a su eje neutro  
b : Ancho de la viga en el punto en el que se calcula v

#### c) DEFLEXION:

$$\Delta = 5 \cdot W \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I) \quad , \text{ Vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuidas}$$

$$\Delta = W \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I) \quad , \text{ Vigas empotradas en los dos extremos con carga uniformemente distribuidas}$$

$$\Delta = W \cdot L^4 / (128 \cdot E \cdot I) \quad , \text{ Vigas continuas con carga uniformemente distribuidas}$$

$$\Delta = P \cdot L^3 / (48 \cdot E \cdot I) \quad , \text{ Vigas continuas con carga puntual en el centro del claro}$$

$$\Delta = 23 \cdot P \cdot L^3 / (648 \cdot E \cdot I) \quad , \text{ Vigas continuas con dos cargas concentradas iguales, colocadas en las terceras partes}$$

$$\text{Deflexión permisible,} \quad \Delta \leq L/250$$

Donde: W : Carga uniformemente distribuida (carga muerta + carga viva)  
L : Luz del claro  
E : Módulo elástico de la madera  
I : Momento de inercia de la viga  
P : Carga puntual (carga muerta + carga viva)

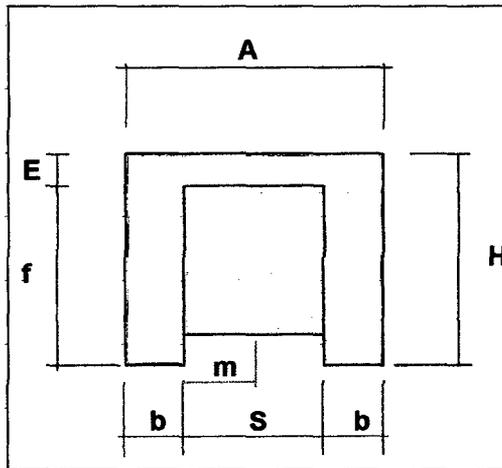


**DATOS:**

Luz total del puente L = 20.00 m  
 N° de vigas diafragma N = 5.00

**Sección Transversal del puente**

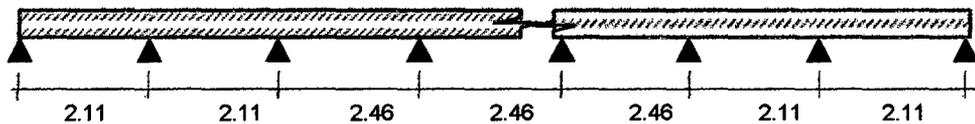
Peralte de viga H = 1.70 m  
 Espesor de losa E = 0.25 m  
 Ancho de vía A = 3.60 m  
 Ancho de viga b = 0.70 m  
 Separación vigas S = 2.20 m  
 Viga diafragma : ancho n = 0.30 m  
 peralte p = 1.25 m  
 f = 1.45 m  
 m = 1.10 m  
 P. específico concreto fresco = 2400.00 kg/m<sup>3</sup>  
 Carga viva 400.00 kg/m<sup>2</sup>



**DISEÑO DE ENCOFRADOS**

**UBICACIÓN DE LAS VIGAS TRANSVERSALES DEL FALSO PUENTE:**

N° de tramos : 8



**DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGAS PRINCIPALES:**

**METRADOS DE CARGAS**

**A.- Diseño del entablado inferior**

N° de tramos : 24

Los 6 primeros tramos desde el estribo son de : 1.02 m  
 El resto de tramos centrales son de : 1.05 m

Separación adoptada entre vigas transv. del falso puente ( D ) = 1.05 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera = B (ver cuadro anterior)  
 ESPESOR ( h ) = 2 1/2 " 6.350 cm  
 BASE ( b ) = 32 5/8 " 82.700 cm  
 Densidad de la madera ( d ) = 650 kg/m<sup>3</sup>  
 Elasticidad de madera ( E ) = 75,000 kg/cm<sup>2</sup>

**a) Carga muerta (CM):**

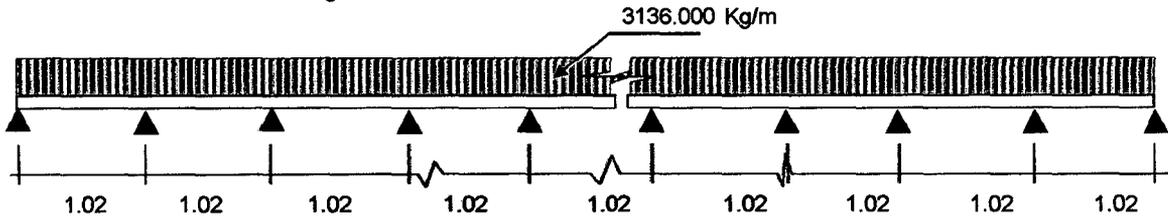
Peso de la viga  $W_l = b_v \cdot h_v \cdot \rho_{ec}$  = 2856.000 kg/m  
 Peso del entablado  $W_e = b_e \cdot h_e \cdot \rho_e$  = 34.134 kg/m



b) Carga viva (CV):

$$CV = 280.000 \text{ kg}$$

$$W = 3136.000 \text{ Kg/m}$$



24.48

Calculo de I y S:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 1764.597 \text{ cm}^4$$

$$S = b \cdot h^2 / 6 = 555.778 \text{ cm}^3$$

Momento por sobrecarga	$M = W \cdot L^2 / 8$	40783.680 Kg-cm		
Flexión actuante	$\sigma = M / S$	73.381 kg/cm <sup>2</sup>	<	150 CONFORME
Esfuerzo Cortante	$v = W \cdot l / 2$	1599.360		
Esfuerzo actuante	$V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h)$	4.568 kg/cm <sup>2</sup>	<	12 CONFORME
Deflexión	$\Delta = W \cdot l^4 / (128 \cdot E \cdot I)$	0.20	<	0.41 CONFORME

**B.- Diseño del entablado lateral**

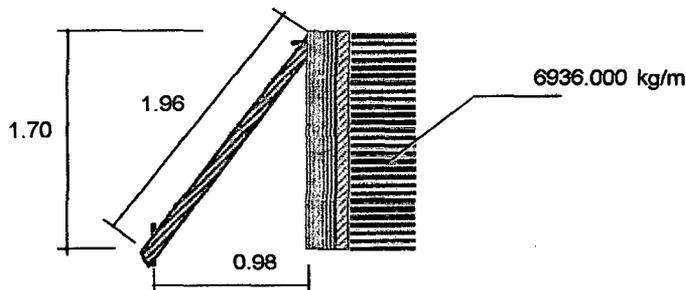
Separación entre barrotes (D) = 1.02 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera =	B	(ver cuadro anterior)
ESPESOR (h)=	2 1/2 "	6.350 cm
BASE (b)=	67 "	170.000 cm
Densidad de la madera(d) =		650 kg/m <sup>3</sup>
Elasticidad de madera (E) =		75,000 kg/cm <sup>2</sup>

a) Presión lateral (considerando presión máxima en el fondo como uniforme) :

Presión máxima  $P_m = h \cdot \gamma \cdot P_{ec} = 6936.000 \text{ kg/m}$



Calculo de I y S:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 3627.345 \text{ cm}^4$$

$$S = b \cdot h^2 / 6 = 1142.471 \text{ cm}^3$$

Momento por sobrecarga	$M = W \cdot L^2 / 8$	90202.680 Kg-cm		
Flexión actuante	$\sigma = M / S$	78.954 kg/cm <sup>2</sup>	<	150 CONFORME
Esfuerzo Cortante	$v = W \cdot l / 2$	3537.360		
Esfuerzo actuante	$V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h)$	4.915 kg/cm <sup>2</sup>	<	12 CONFORME
Deflexión	$\Delta = W \cdot l^4 / (128 \cdot E \cdot I)$	0.22	<	0.41 CONFORME



**C.- Diseño del barrote**

Separación entre tornapunta y pie de barrote =L= 1.70 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera = **B**  
 ALTURA(  $h_v$ )= **12** " 30.480 cm  
 BASE (  $b_v$ )= **8** " 20.320 cm

Densidad de la madera (  $\delta$  ) = **650** kg/m<sup>3</sup>  
 Elasticidad de madera ( E ) = **75,000** kg/cm<sup>2</sup>

a) Carga muerta (CM):

$W_d = 4161.600$  Kg/m

Calculo de I y S:

$I = b \cdot h^3 / 12 = 47949.860$  cm<sup>4</sup>  
 $S = b \cdot h^2 / 6 = 3146.316$  cm<sup>3</sup>

Momento por sobrecarga  $M = W \cdot L^2 / 8 = 150337.800$  Kg-cm

Flexión actuante	$\sigma = M / S$	<b>47.782</b> kg/cm <sup>2</sup>	<	<b>150</b>	<b>CONFORME</b>
Esfuerzo Cortante	$v = W \cdot L / 2$	<b>3537.360</b>			
Esfuerzo actuante	$V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h)$	<b>8.567</b> kg/cm <sup>2</sup>	<	<b>12</b>	<b>CONFORME</b>
Deflexión	$\Delta = 5 \cdot W \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I)$	<b>0.13</b> cm	<	<b>0.68</b>	<b>CONFORME</b>

**D.- Diseño del tornapunta**

Longitud del tornapunta =L= 1.96 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera = **B**  
 ALTURA(  $h_v$ )= **4** " 10.160 cm  
 BASE (  $b_v$ )= **3** " 7.620 cm

Densidad de la madera (  $\delta$  ) = **650** kg/m<sup>3</sup>  
 Elasticidad de madera ( E ) = **75,000** kg/cm<sup>2</sup>  
 Esfuerzo adm. Com.(  $F_{cII}$  ) = **110** kg/cm<sup>2</sup>

Carga actuante:

Carga total = Pt = 1779.934 kg

Cálculo de esbeltez:

$L/D = 25.72$

$K = 18.34$

$F_c = 22.99 < f_a = 0.329 \cdot E / (L/D)^2 = 33.12 < F_{cII} = 110$  CONFORME



**DISEÑO DE ENCOFRADO DE LA LOSA:**

**METRADOS DE CARGAS**

Separación entre viguetas ( D ) = 1.02 m

**A.- Diseño del entablado**

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera = **B**  
 ALTURA(  $h_e$ )= **1 1/2 "** 3.810 cm  
 BASE (  $b_e$ )= **86 3/5 "** 220.000 cm  
 Densidad de la madera(  $d$ ) = **650 kg/m3**  
 Elasticidad de madera (  $E$ ) = **75,000 kg/cm2**

a) Carga muerta (CM):

Peso de la losa  $W_l = b_l \cdot h_l \cdot \rho_{ec}$  = 1320.000 kg/m  
 Peso del entablado  $W_e = b_e \cdot h_e \cdot \rho_e$  = 54.483 kg/m

b) Carga viva (CV):

CV = 880.000 kg  
 $W_t = 2200.000 \text{ Kg/m}$

Calculo de I y S:

$I = b \cdot h^3 / 12 = 1013.950 \text{ cm}^4$   
 $S = b \cdot h^2 / 6 = 532.257 \text{ cm}^3$

Momento por sobrecarga  $M = W \cdot L^2 / 8 = 28611.000 \text{ Kg-cm}$

Flexión actuante  $\sigma = M / S = 53.754 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ CONFORME}$

Esfuerzo Cortante  $v = w \cdot l / 2 = 1122.000$

Esfuerzo actuante  $V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h) = 2.008 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ CONFORME}$

Deflexión  $\Delta = W \cdot l^4 / (128 \cdot I) = 0.24 < 0.41 \text{ CONFORME}$

**B.- Diseño de la vigueta**

Separación entre puntales =  $L = 0.73 \text{ m}$

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera = **B**  
 ALTURA(  $h_v$ )= **4 "** 10.160 cm  
 BASE (  $b_v$ )= **2 "** 5.080 cm  
 Densidad de la madera (  $\delta$ ) = **650 kg/m3**  
 Elasticidad de madera (  $E$ ) = **75,000 kg/cm2**

a) Carga muerta (CM):

Peso de la losa  $W_l = b_l \cdot h_l \cdot \rho_{ec} = 612.000 \text{ Kg/m}$   
 Peso del entablado  $W_e = b_e \cdot h_e \cdot \rho_e = 25.260 \text{ Kg/m}$   
 Peso de las viguetas  $W_v = b_v \cdot h_v \cdot \rho_w = 3.355 \text{ Kg/m}$   
 Peso de clavos y otros,  $W_d = 3.000 \text{ Kg/m}$   
 $W_d = 643.615 \text{ Kg/m}$



**b) Carga viva (CV):**

CV = 408.000 kg  
W = 1051.615 Kg/m

Calculo de I y S:  
 $I = b \cdot h^3 / 12 = 443.980 \text{ cm}^4$   
 $S = b \cdot h^2 / 6 = 87.398 \text{ cm}^3$

Momento por sobrecarga  $M = W \cdot L^2 / 8 = 7069.191 \text{ Kg-cm}$

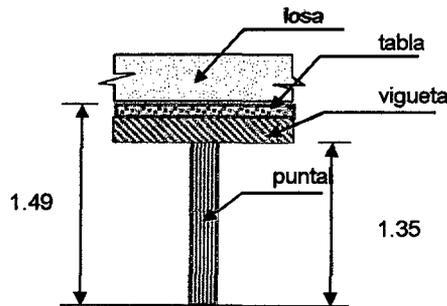
Flexión actuante  $\sigma = M / S = 80.885 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ CONFORME}$

Esfuerzo Cortante  $v = W \cdot L / 2 = 385.592$

Esfuerzo actuante  $V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h) = 11.206 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ CONFORME}$

Deflexión  $\Delta = W \cdot L^4 / (128 \cdot I) = 0.07 \text{ cm} < 0.44 \text{ CONFORME}$

**C.- Diseño del puntal**



Separación entre puntales = L = 0.73 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera =	B	"	
ALTURA (h <sub>v</sub> ) =	2	"	5.080 cm
BASE (b <sub>v</sub> ) =	2	"	5.080 cm
Densidad de la madera (δ) =			650 kg/m <sup>3</sup>
Elasticidad de madera (E) =			75,000 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo adm. Com. (F <sub>c</sub> /I) =			110 kg/cm <sup>2</sup>

Carga actuante:

Peso de entabaldo+vigueta+losa+CV	771.184 kg
Peso del puntal	2.262 kg
Peso total = Pt =	773.446 kg

Cálculo de esbeltez:

L/D = 26.54

K = 18.34

$F_c = 29.97 < f_a = 0.329 \cdot E / (L/D)^2 = 28.36 < F_{c/I} = 110 \text{ CONFORME}$



**DISEÑO DE ENCOFRADO DE LA VIGA DIAFRAGMA:**

**METRADOS DE CARGAS**

Separación entre viguetas ( D ) = 0.73 m

**A.- Diseño del entablado de inferior**

Asumiendo la sección de :

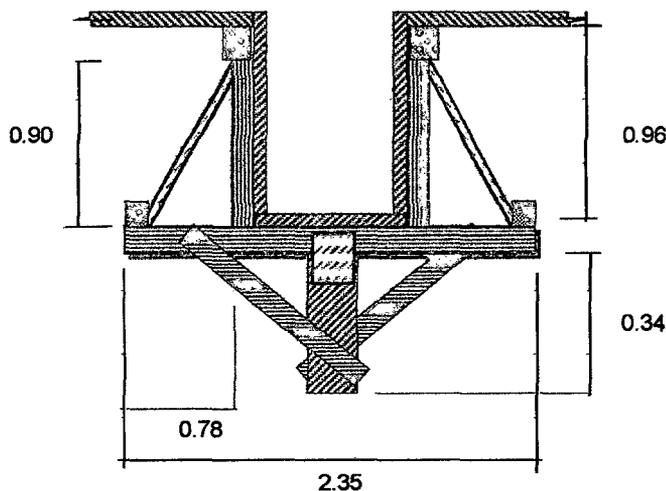
Tipo de madera =	B	
ESPESOR ( h <sub>e</sub> )=	1 1/2 "	3.810 cm
BASE (b <sub>e</sub> )=	11 4/5 "	30.000 cm
Densidad de la madera(d) =		650 kg/m <sup>3</sup>
Elasticidad de madera (E) =		75,000 kg/cm <sup>2</sup>

a) Carga muerta (CM):

Peso de la viga	$W_1 = b_e \cdot h_e \cdot \rho_{ec}$	=	900.000 kg/m
Peso del entablado	$W_e = b_e \cdot h_e \cdot \rho_e$	=	7.430 kg/m

b) Carga viva (CV):

CV	=	120.000 kg
W	=	1020.000 kg/m



Calculo de I y S:

$I = b \cdot h^3 / 12 = 138.266 \text{ cm}^4$   
 $S = b \cdot h^2 / 6 = 72.581 \text{ cm}^3$

Momento por sobrecarga	$M = W \cdot L^2 / 8$	6856.667 Kg-cm		
Flexión actuante	$\sigma = M / S$	94.470 kg/cm <sup>2</sup>	<	150 CONFORME
Esfuerzo Cortante	$v = W / 2$	374.000		
Esfuerzo actuante	$V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h)$	4.908 kg/cm <sup>2</sup>	<	12 CONFORME
Deflexión	$\Delta = W \cdot L^4 / (128 \cdot I)$	0.22	<	0.29 CONFORME

**B.- Diseño del entablado lateral**

Separación entre barrotes ( D ) = 0.73 m

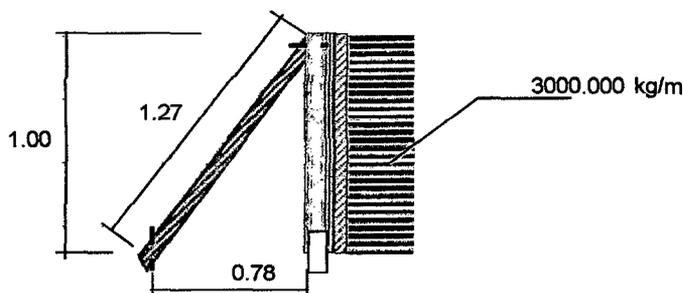
Asumiendo la sección de :

Tipo de madera =	B	(ver cuadro anterior)
ESPESOR ( h )=	1 1/2 "	3.810 cm
BASE (b)=	39 3/8 "	100.000 cm
Densidad de la madera(d) =		650 kg/m <sup>3</sup>
Elasticidad de madera (E) =		75,000 kg/cm <sup>2</sup>



a) Presión lateral (considerando presión máxima en el fondo como uniforme) :

Presión máxima  $P_m = h \cdot \rho \cdot g$  3000.000 kg/m



Calculo de I y S:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 460.886 \text{ cm}^4$$

$$S = b \cdot h^2 / 6 = 241.935 \text{ cm}^3$$

Momento por sobrecarga	$M = W \cdot L^2 / 8$	20166.667 Kg-cm			
Flexión actuante	$\sigma = M / S$	83.356 kg/cm <sup>2</sup>	<	150	CONFORME
Esfuerzo Cortante	$v = w \cdot L / 2$	1100.000			
Esfuerzo actuante	$V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h)$	4.331 kg/cm <sup>2</sup>	<	12	CONFORME
Deflexión	$\Delta = W \cdot L^4 / (128 \cdot EI)$	0.20	<	0.29	CONFORME

C.- Diseño del barrote

Separación entre tornapunta y pie de barrote = L = 1.00 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera =	B		
ALTURA ( h <sub>v</sub> ) =	6 "		15.240 cm
BASE ( b <sub>v</sub> ) =	4 "		10.160 cm
Densidad de la madera ( δ ) =		650 kg/m <sup>3</sup>	
Elasticidad de madera ( E ) =		75,000 kg/cm <sup>2</sup>	

a) Carga muerta (CM):

Wd = 2200.000 Kg/m

Calculo de I y S:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 2996.866 \text{ cm}^4$$

$$S = b \cdot h^2 / 6 = 393.290 \text{ cm}^3$$

Momento por sobrecarga	$M = W \cdot L^2 / 8$	27500.000 Kg-cm			
Flexión actuante	$\sigma = M / S$	69.923 kg/cm <sup>2</sup>	<	150	CONFORME
Esfuerzo Cortante	$v = W \cdot L / 2$	1100.000			
Esfuerzo actuante	$V = 3/2 \cdot v / (b \cdot h)$	10.656 kg/cm <sup>2</sup>	<	12	CONFORME
Deflexión	$\Delta = 5 \cdot W \cdot L^4 / (384 \cdot EI)$	0.13 cm	<	0.40	CONFORME

C.- Diseño del tornapunta

Longitud del tornapunta = L = 1.27 m

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera =	B		
ALTURA ( h <sub>v</sub> ) =	3 "		7.620 cm
BASE ( b <sub>v</sub> ) =	2 "		5.080 cm
Densidad de la madera ( δ ) =		650 kg/m <sup>3</sup>	
Elasticidad de madera ( E ) =		75,000 kg/cm <sup>2</sup>	
Esfuerzo adm. Com. ( F <sub>c</sub> / I ) =		110 kg/cm <sup>2</sup>	

Carga actuante:

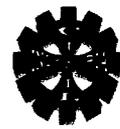
Carga total = P<sub>t</sub> = 678.107 kg

Cálculo de esbeltez:

$$L/D = 25.00$$

$$K = 18.34$$

$$F_c = 17.52 < f_a = 0.329 \cdot E / (L/D)^2 = 27.20 < F_c / I = 110 \text{ CONFORME}$$



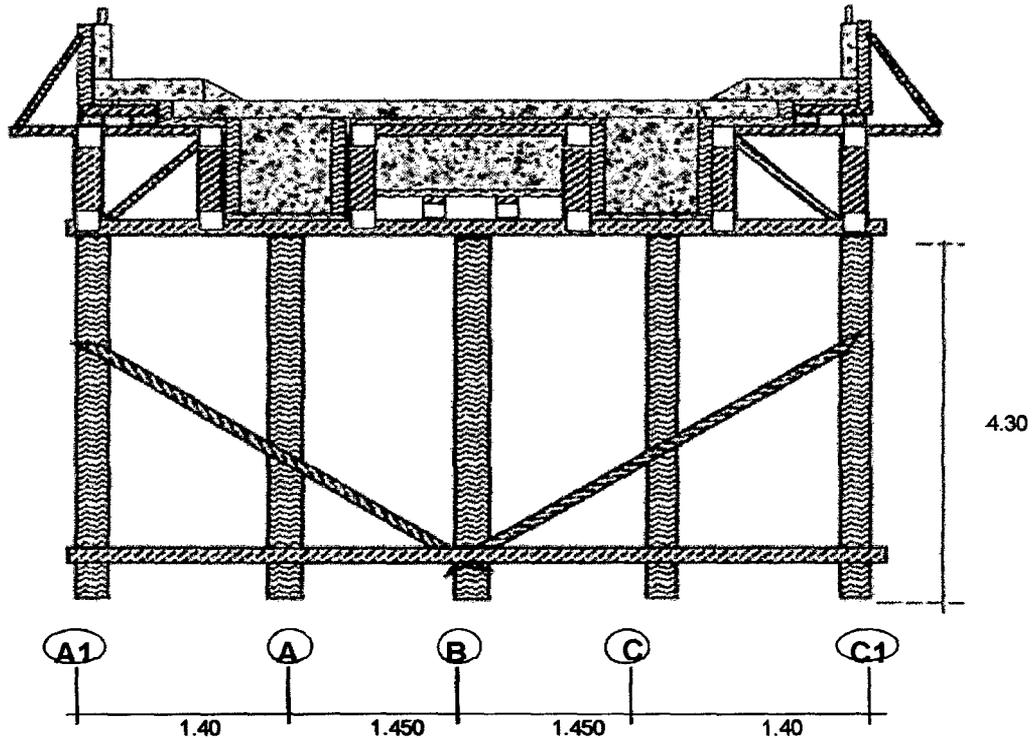
4.10.02 DISEÑO DEL FALSO PUENTE

DEFINICION.-

Consiste en un entramado de madera (o metálico) que se eleva desde el cauce del río hasta el nivel interior de la superestructura, sirviendo de apoyo al encofrado del concreto; el falso puente debe permitir el paso del agua durante la época de construcción del puente, para lo cual se debe prever los apoyos adecuados.

Número de niveles: 1

Sección Transversal para falso puente de un nivel :



Altura total del pie derechos= h = 4.30 m

A.- DISEÑO DE LA VIGA TRANSVERSAL

Asumiendo la sección de :

Tipo de madera =

Diámetro =

Densidad de la madera ( δ ) =

Elasticidad de madera ( E ) =

B " 20.320 cm  
8 " 650 kg/m3  
75,000 kg/cm2

Carga puntual "M"

P. de la losa+vereda = 591.70 kg  
Peso de la madera = 71.31 kg  
Carga viva = 241.46 kg  
Total = 904.47 kg

Carga puntual "N"

P. de la losa+vereda = 591.70 kg  
Peso de la madera = 30.50 kg  
Carga viva = 241.46 kg  
Total = 863.66 kg

Carga puntual "O"

Peso de la losa = 1341.30 kg  
Peso de la madera = 52.33 kg  
Carga viva = 216.04 kg  
Total = 1609.67 kg

Carga puntual "P"

Peso de la viga diafragr = 396.00 kg  
Peso de la madera = 34.64 kg  
Carga viva = 85.00 kg  
Total = 515.64 kg

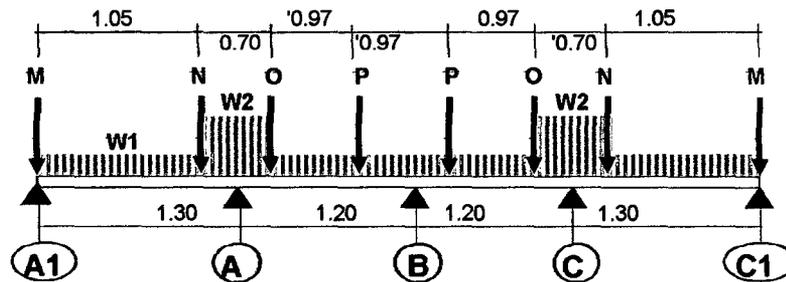
Carga distribuida "W1"

Peso de la viga de madera = 21.08 kg/m



Carga distribuida "W2"

Peso de la viga principal C° =	4161.60 kg/m
Peso de la madera =	148.69 kg/m
Carga viva =	510.00 kg/m
<b>Total =</b>	<b>4820.29 kg/m</b>



$R_{A1} =$	1182.12 kg	$R_A =$	5316.72 kg	$R_B =$	1948.01 kg
$R_C =$	5316.72 kg	$R_{C1} =$	1182.12 kg		

Cortantes finales en la viga:

$Q_{A1-A} =$	1182.12	$Q_{B-C} =$	-974.00
$Q_{A-A1} =$	-2453.02	$Q_{C-B} =$	2863.70
$Q_{A-B} =$	2863.70	$Q_{C-C1} =$	-2453.02
$Q_{B-A} =$	-974.00	$Q_{C1-C} =$	-1182.12

Calculo de I y S:

$$I = 8368.830 \text{ cm}^4$$

$$S = \pi D^3 / 32 = 823.704 \text{ cm}^3$$

Momento por sobrecarga M =	45245.400 Kg-cm		
Flexión actuante $\sigma = M/S =$	54.929 kg/cm <sup>2</sup>	<	150.00 CONFORME
Esfuerzo Cortante v =	2862.93		
Esfuerzo act. $V = 16 \cdot v / (3 \cdot \pi \cdot D^2) =$	11.771 kg/cm <sup>2</sup>	<	12.00 CONFORME
Deflexión $\Delta =$	0.10 cm	<	0.68 CONFORME

B.- DISEÑO DEL PIE DERECHO

Longitud del puntal = L = 4.30 m  
 Asumiendo la sección de :  
 Tipo de madera = B  
 DIAMETRO (φ) = 8 " 20.320 cm

Densidad de la madera (δ) = 650 kg/m<sup>3</sup>  
 Elasticidad de madera (E) = 75,000 kg/cm<sup>2</sup>  
 Esfuerzo adm. Com. (F<sub>c</sub>/) = 110 kg/cm<sup>2</sup>

Carga actuante:  
 Carga de superestructura Ps = 5,316.72 kg  
 Peso del puntal+vigas inferiores Pp = 101.04 kg  
 Carga total Pt = 5,417.76 kg

Cálculo de esbeltez:

$$L/D = 21.16$$

$$K = 15.89$$

$$F_c = 16.71 < f_a = 0.2467 \cdot E / (L/D)^2 = 70.15 < F_{cII} = 110 \text{ CONFORME}$$

C.- DISEÑO DE LA ZAPATA

Pu = 5,417.76 kg

Datos

Sección de la columna  
 D = 0.20 m  
 Características del suelo  
 Pe = 1,770.00 kg/m<sup>3</sup>  
 $\sigma_t = 2.19 \text{ kg/cm}^2$   
 h = 0.60 m (potencia del suelo sobre zapata)



Calidad del concreto

f<sub>c</sub> = 140.00 kg/cm<sup>2</sup>  
Pec<sup>o</sup> = 2,300.00 kg/cm<sup>2</sup>

a)- Dimensionamiento en planta

Asumiendo:  
H = (altura de zapata) = 0.40 m

Cálculo de las presiones que ejerce suelo y zapata :

σ<sub>s</sub> = 1,062.00 kg/m  
σ<sub>z</sub> = 920 kg/m

Cálculo del área de zapata :

A<sub>z</sub> = 0.27 m<sup>2</sup>  
Luego,  
m = 0.20 m

Las dimensiones de la zapata será :

A = 0.60 m  
B = 0.60 m

b)- Dimensionamiento en altura

Verificando,

1.- Por punzonamiento (corte perimetral)

σ<sub>tu</sub> = 15049.33 kg/m<sup>2</sup>  
Q<sub>z</sub> = 0.40 m  
b<sub>o</sub> = perímetro de falla = 1.90 m  
A<sub>o</sub> = área de falla = 0.13 m<sup>2</sup>

V<sub>vo</sub> = fuerza cortante en todo el perímetro de falla = 3,496.23 kg

φ = 0.65  
v<sub>vo</sub> = 0.46 kg/cm<sup>2</sup>, (esfuerzo cortante del concreto en todo el alrededor)  
v<sub>co</sub> = 8.46 kg/cm<sup>2</sup>

Se debe cumplir que:  
0.46 < 8.46 ; BIEN !

2.- Por corte por flexión (tracción diagonal)

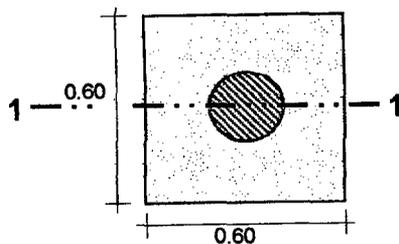
V<sub>u</sub> = fuerza cortante en el área de falla  
V<sub>uA</sub> = σ<sub>tu</sub>\*B\*(m-dz) = -1805.92 kg  
v<sub>u</sub> = V<sub>u</sub>\*/(B\*dz) = -0.75 kg/cm<sup>2</sup>  
v<sub>uad</sub> = 0.53\*φ\*raiz(f<sub>c</sub>) = 4.08 kg/cm<sup>2</sup>

Se debe cumplir que:  
-0.75 < 4.08 ; BIEN !

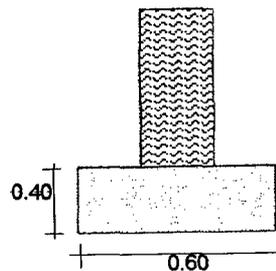
3.- Por tracción por flexión

M<sub>u</sub> = 1.3\*σ<sub>tu</sub>\*B\*m<sup>2</sup>/2 = 391.28 kg-m  
M<sub>u</sub> = 391.28 kg-m  
f<sub>t</sub> = 6\*M<sub>u</sub>/(bh<sup>2</sup>) = 2.45 kg/cm<sup>2</sup>  
f<sub>tad</sub> = 1.3\*φ\*raiz(f<sub>c</sub>) = 10.00

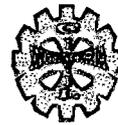
Se debe cumplir que:  
2.45 < 10.00 ; BIEN !



ZAPATA - PLANTA



SECCION 1 - 1



## **4.11 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)**

### **4.11.1 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 ha desarrollarse 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. 68:** El estado esta obligado a promover la conservación de la diversidad biológica y de las áreas naturales protegidas.

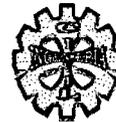
##### **2. CODIGO DEL MEDIO AMBIENTE Y DE LOS RECURSOS NATURALES (D.L 613 del 08/09/90)**

**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. 3.-** Toda persona tiene derecho a exigir una acción rápida y efectiva ante la justicia, en defensa del medio ambiente y recursos naturales.

##### **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.



### **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.

### **D. UBICACIÓN DEL PROYECTO**

El presente proyecto se encuentra ubicado en:

Departamento : Cajamarca.  
Provincia : Cajamarca.  
Distrito : Cajamarca.  
Sector : La Molina

El proyecto en mención se encuentra ubicado en las coordenadas UTM: 9209738.07 (Este) y 774568.92 (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.

## **4.11.2 DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE**

### **A. MEDIO FÍSICO**

#### **a) CLIMA**

El clima es variado propio de la sierra, frío en las partes altas con precipitaciones pluviales de mayor intensidad en los meses de diciembre a abril; temperatura mínima de 0° C y máxima de 20° C.

#### **b) SUELO**

Presenta una topografía llana en su mayor recorrido y en tramos pequeños presenta una topografía ondulada, con algunas áreas de cultivo y pequeños bosques en la margen izquierda y una zona ya urbanizada en la margen derecha



### **c) AGUA**

En la zona de estudio, la fuente de agua principalmente se da a través de las lluvias que van a dar a los ríos Grande y Porcón que a su vez dan origen al río Mashcon, y que permiten el crecimiento de las diversas especies vegetales.

### **d) AIRE**

Actualmente existe un importante volumen vehicular los que en su mayoría son moto taxis los mismos que por su combustión incompleta generan una **contaminación considerable**, por lo que el aire presenta una contaminación moderada en la zona en estudio.

## **B. MEDIO BIOLÓGICO**

### **a) FLORA**

A lo largo de los márgenes del río mashcón existe ya poca vegetación natural, la mayor parte ha sido urbanizada.

### **b) FAUNA**

En esta zona se aprecia poca presencia de animales silvestres, 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 un gran número de viviendas, ya que se encuentra en la zona de expansión urbana de Cajamarca.

### **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 el sector La Molina la población cuenta con servicios de salud tales como postas médicas, también cuentan con agua potable, desagüe y electricidad en sus hogares, el material de construcción predominante de las viviendas es de material noble.

### d) EDUCACIÓN

El sector la molina se encuentra prácticamente dentro de la ciudad de Cajamarca por lo que se puede decir que cuenta con varios centros educativos secanos a la zona en estudio.

## 4.11.3 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 Cuadro 7.41 en el Anexo 7.4). 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 tener claro de los resultados finales, se elaboró la matriz Cromática (ver Cuadro 7.42 en el Anexo 7.4) con la siguiente escala de impactos:

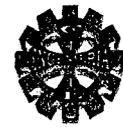
Cuadro 4.42

Índice de impacto	Categoría	Color
100 – 75	Crítico	Rojo
75 – 50	Severo	Amarillo
50 – 25	Moderado	Verde
0 – 25	Compatible	Azul

### 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.

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 mejor transito de escolares y amas de casa que día a día se



trasladan hacia los centros educativos y centros de abastos mas cercanos al sector La Molina

De acuerdo con las matrices, se puede decir que el proyecto presenta un:  
**IMPACTO AMBIENTAL MODERADO**

#### **4.11.4 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.

###### **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.

###### **c. Eliminación de Material Excedente**

Debido a las demoliciones de estructuras existentes y 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.

###### **d. Acopio de material**

Los depósitos de material deben ser 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 ya que podría caer en el cauce del río y perjudicar la flora que se encuentra aguas abajo



## **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.

## **4.11.5 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.

### **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.



# ***CAPITULO V***

---

## ***RESULTADOS***



## 5. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### 5.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

#### Topografía de la zona:

- Margen izquierdo: Llana
- Margen derecho: Llana a ondulada
- Equidistancia de curvas de nivel: 0.50 m
- Escala del plano topográfico: 1/500

### 5.2 ESTUDIO DEL TRÁNSITO

- Camión de diseño: HL – 93
- Tipo de vía:
  - IMD = 42 Veh/día
  - Según su jurisdicción: Sistema Vecinal.
  - Según su servicio: Tercera categoría.

### 5.3 ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

#### ESTUDIO GEOLÓGICO

- Formaciones del cuaternario
  - Depósitos fluvio – aluviales.
  - Depósitos fluvio-glaciales y lacustres
- Formaciones del terciario
  - Volcánico huambos
  - Volcánico san pablo
  - Volcánico goyllarisquizg

#### ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

- Presión admisible: 2.19 kg/cm<sup>2</sup>
- Resultado del suelo en estudio:

**Cuadro 5.01** Resultados del suelo en estudio

Calicata	Estrato	Clasificación	
		SUCS	
C1	E1	GP - GC	Gravas mal gradadas, gravas areno arcillosa
C2	E1	GP - GC	



**Cuadro 5.02** Resumen de los ensayos

CALICATA (C)	ESTRATO			CONTENIDO HUMEDAD	PESO ESPECÍFICO ( gr/cm <sup>3</sup> )		PLASTICIDAD			COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu)					TIPO DE SUELO	Ø	
							LÍMITES (%)		IP	COEFICIENTE DE GRADUACIÓN (Cc)							
	Nº	DE	A		W (%)	Finos	Grueso	LL		LP	%	D60	D30	D10			Cu
C1	E1	0.00	3.00	12.07	2.62	2.58	16.80	NP	NP		22.00	3.50	0.19	115.79	2.93	GP - GC	33°
C2	E1	0.00	3.00	12.05	2.63	2.60	17.40	NP	NP		20.00	3.40	0.18	111.11	2.50	GP - GC	33°



## 5.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

**Cuadro 5.03** Resultados de los Parámetros geomorfológicos

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS			
PARÁMETRO	SIMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Área de la cuenca	A	145.91	Km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	L	21.77	Km.
Pendiente del cauce principal	S	4.29	%
Pendiente de la cuenca	Sc	25.78	%
Tiempo de concentración	Tc	2.31	Hrs.
Altitud media de la cuenca	H	3387.34	m.
Número de orden de la cuenca	N	4	-

### Características del río en la zona del proyecto:

**Cuadro 5.04** Características del río en la zona del proyecto

CARACTERÍSTICAS DEL RÍO EN LA ZONA DEL PROYECTO	
Caudal de Diseño	Q = 153.77 m <sup>3</sup> /s
Tirante de Diseño	Yo = 4.30 m
Profundidad de socavación	ds = 1.50 m
Borde libre	bl = 2.00 m

## 5.5 DISEÑO DEL PUENTE - SUPERESTRUCTURA

### 5.5.1 DISEÑO GEOMÉTRICO

- Luz libre: 20.00 m.
- Número de vigas laterales: 2
- Número de diafragmas: 5
- Ancho de calzada: 3.60 m.
- Ancho de veredas: 0.80 m.
- Altura de guarderas: 0.50 m.
- Altura de barandas: 0.60 m.
- Altura total del puente: 8.50 m.



### 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:

**Cuadro 5.05** Resultados del diseño geométrico y estructural de la superestructura

Superestructura	
Nº de vigas laterales	2
Nº de diafragmas	5
Nº 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:

**Cuadro 5.06** Resultados del diseño estructural de la baranda

Baranda	
Altura	0.60 m
Tubo de baranda	3" F° G°
Varillas de baranda	3" F° G°

#### C. Vereda:

**Cuadro 5.07** Resultados del diseño estructural de la vereda

Vereda	
Ancho	0.80 m
Altura respecto a la losa	0.20 m
Acero (+)	Ø 3/8" @ 25.00 cm
Acero de repartición y de temperatura (+)	Ø 3/8" @ 25.00 cm
Acero (-)	Ø 3/8" @ 25.00 cm
Acero de repartición y de temperatura (-)	Ø 3/8" @ 25.00 cm



**D. Guarderas:**

**Cuadro 5.08** Resultados del diseño estructural de la guardera

Guardera	
Ancho	0.15 m
Altura respecto a la vereda	0.50 m
Acero (+)	Ø 3/8" @ 30.00 cm
Acero de repartición y de temperatura (+)	Ø 3/8" @ 30.00 cm

**E. Losa:**

**Cuadro 5.09** Resultados del diseño estructural de la losa

Losa	
Espesor de losa	0.25 m
Acero positivo	Ø 5/8" @ 20.00 cm
Acero negativo	Ø 1/2" @ 25.00 cm
Acero de repartición negativo	Ø 3/8" @ 18.00 cm
Acero de repartición positivo	Ø 3/8" @ 18.00 cm

**F. Vigas laterales:**

**Cuadro 5.10** Resultados del diseño estructural de las vigas laterales

Vigas Laterales	
Peralte	1.70 m
Ancho	0.70 m
Distancia entre ejes	3.60 m
Acero positivo	28 Ø 1"
Acero negativo	6 Ø 1"
Acero por flambéo	8 Ø 3/4"
Estribos	1 Ø 5/8" @ 5 cm + 5 Ø 5/8" @ 20 cm + 5 Ø 5/8" @ 25 cm, resto @ 32 cm

**G. Vigas Diafragma:**

**Cuadro 5.11** Resultados del diseño de las vigas diafragma

Vigas Diafragma	
Peralte	1.25 m
Ancho	0.30 m
Acero positivo	4 Ø 3/4"
Acero negativo	4 Ø 3/4"
Acero por flambéo	4 Ø 5/8"
Estribos	1 Ø 3/8" @ 5 cm+3 @ 10 cm, resto @ 25 cm

**5.6 DISEÑO DEL PUENTE – APOYOS****Cuadro 5.12** Resultados del diseño de los estribos

<b>APOYOS</b>	
<b>APOYO MOVIL</b>	
Placa de Acero	60 x 50 x 3.8 cm
Lámina de Neoprene	60 x 50 x 2.5 cm
Pernos	4 $\varnothing$ 3/4" x 0.45 cm
<b>APOYO FIJO</b>	
Acero	6 $\varnothing$ 3/4"

**5.7 DISEÑO DEL PUENTE – SUBESTRUCTURA****Cuadro 5.13** Resultados del diseño de los estribos

<b>ESTRIBOS</b>	
Altura de estribo	h = 8.50 m
Ancho de zapata	B = 5.00 m
Espesor de zapata	t = 1.00 m
Ancho de arranque de pantalla	b' = 1.00 m
Longitud de la punta	D = 1.50 m
Acero en Pantalla	
- Acero Principal	$\varnothing$ 1" @ 15 cm
- Acero Horizontal	
Cara anterior	$\varnothing$ 1/2" @ 22 cm
Cara posterior	$\varnothing$ 3/4" @ 24 cm
- Acero de Montaje	$\varnothing$ 3/4" @ 18 cm
Acero en Talón	
- Acero por Flexión	$\varnothing$ 3/4" @ 18 cm
Acero en Punta	
- Acero por Flexión	$\varnothing$ 3/4" @ 18 cm
- Acero Transversal	$\varnothing$ 3/4" @ 18 cm

**Cuadro 5.14** Resultados del diseño de aletas

<b>ALETAS</b>	
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	
- Acero Principal	$\varnothing$ 3/4" @ 12 cm
- Acero Horizontal	
Cara anterior	$\varnothing$ 3/8" @ 12 cm
Cara posterior	$\varnothing$ 1/2" @ 12 cm
- Acero de Montaje	$\varnothing$ 5/8" @ 12 cm



<b>Acero en Zapata</b>	
- <i>Acero en zapata anterior</i>	
<i>Acero principal</i>	ø 5/8" @ 12 cm
<i>Acero transversal</i>	ø 5/8" @ 12 cm
- <i>Acero en zapata posterior</i>	
<i>Acero principal</i>	ø 5/8" @ 12 cm
<i>Acero transversal</i>	ø 5/8" @ 12 cm

5.8 IMPACTO AMBIENTAL

Cuadro 5.15 Valoración del impacto

<b>VALORACIÓN DEL IMPACTO</b>	
<b>IMPACTO</b>	<b>EL FACTOR DEL MEDIO MÁS IMPACTADO</b>
<b>IMPACTADO NEGATIVAMENTE</b>	<i>Fuertes ruidos:</i> - Trabajos de maquinaria pesada.
	<i>Elevados niveles de polvo:</i> - Movimiento de tierras.
<b>IMPACTADO POSITIVAMENTE</b>	<i>Seguridad:</i> - Tanto para las personas, como para los vehículos, la ejecución de este proyecto, será beneficioso sobre todo en tiempos de lluvia.
	<i>Calidad de vida:</i> - Con la realización del proyecto, el poblador podrá realizar de manera más fluida su traslado hacia centros educativos y principales centros de abastos de la ciudad de Cajamarca.

El proyecto presenta un: **IMPACTO AMBIENTAL MODERADO**



# ***CAPITULO VI***

---

## ***CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES***

---



## **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1 CONCLUSIONES:**

- ✓ Se realizó el diseño estructural del puente, el cual 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.
- ✓ Se elaboró el expediente técnico con el cual se conseguirá el financiamiento del proyecto

### **6.2 RECOMENDACIONES:**

- ✓ La ejecución de este Proyecto debe regirse estrictamente a las Especificaciones Técnicas y Planos correspondientes, a fin de lograr una estructura resistente y segura, que facilite el tránsito vehicular y peatonal sin ningún tipo de riesgo.
- ✓ Considerar una comisión o un comité, que brinde el mantenimiento del puente, para que la estructura perdure el periodo de tiempo para el cual está diseñado.
- ✓ Se debe tratar de minimizar los impactos negativos producidos por la construcción del puente carrozable, tomando en cuenta el programa de vigilancia y control ambiental expuesto en el EIA.



## **BIBLIOGRAFÍA**

- Técnicas de Levantamiento Topográfico – Félix García Gálvez – Año 1994.
- Topografía - Paul R. Wolf – Editorial Alfa Omega - Año 1997.
- Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG- 2001 – Año 2001.
- Manual para el Diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Tránsito – Año 2005.
- Manual del Ingeniero – Frederick S. Merrit – Editorial Mc Graw Hill, México – 1993.
- Principios de la Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das – Editorial Tompson – Año 2001.
- Geología General – Hugo Rivera Mantilla – Lima UNMSM – 2005
- Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos – Rosa Haydee Llique Mondragón – Editorial Universitaria UNC – Año 2003.
- Mecánica de Suelos – Meter Huyen Wihem – Año 1996.
- Manual de Ensayos de Laboratorio EM 2000 V-I (MTC) – Año 2000.
- Mecánica de Suelos y Diseño de Pavimentos – Ing. Samuel Mora Quiñones – Año 1998.
- Principios de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das - Año 2001.
- Mecánica de Suelos Tomo III – Eulalio Suárez Badillo – Editorial Limusa – Año 1985.
- Mecánica de suelos – Peter L. Berry – Editorial Mc. Graw Hill – 1966.
- Mecánica de suelos y cimentaciones – Carlos Crespo Villalaz – Editorial Limusa 2004.
- Hidrología – Máximo Villón Béjar – Editorial Villón – Año 2002.
- Hidrología de Superficie – Oswaldo Ortiz Vera – Año 1994.
- Hidrología Aplicada – Ven Te Chow – Editorial Mc GRAW-HILL - Año 1994.
- Introducción a la Hidráulica Fluvial – Arturo Rocha Felices – Edición UNI – Año 1998.
- Mecánica de Fluidos – Víctor L. Streeter – Editorial Emma Ariza H. – Año 1994.
- Mejoramiento Carretera Cruce Paccha (Segundo Tramo) – Percy Delgado Rodríguez – 2010.
- Proyecto del Puente la Granada sobre el Río Magdalena – Luis A. Mestanza Heras – 2007.
- Puente Viejo sobre el Río Chotano – Wesley I. Alarcón Rojas – 2010.
- Manual de Diseño de Puentes - MTC-PERU – Editorial ICG - Año 2003.



- Puentes y Obras de Arte - Luis Pastor - Año 1982
- Reglamento Nacional de Edificaciones – Ministerio De Vivienda Construcción Y Saneamiento - Perú – Año 2003
- Análisis de Diseño de Puentes de Concreto Armado – Ing. César Aranís García-Rossell – Año 2006.
- Diseño de Puentes Tipo Viga Losa Método AASHTO LRFD con el Módulo Bridge del SAP 2000 – Ing. Luis Antonio Ramírez Morón – Año 2009.
- Carreteras Diseño Moderno – José Céspedes Abanto – Editorial Universitaria UNC – Año 2001.
- Diseño de Obras Hidráulicas - ACI Capítulo de estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, primera Edición, UNI 1994 Lima Perú.
- Guía de Evaluación de Impacto Ambiental – Foncodes 2008
- Costos y Presupuestos con S10 2005 – Henry Pantigoso Loza – Editorial Megabyte – Año 2006.
- Costos y Presupuestos de Obras – Miguel Salinas Seminario – Año 2004.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA”

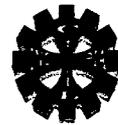


---

# ***ANEXO 01***

---

## ***ESTUDIOS PRELIMINARES***



7.1 ANEXOS – LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO Y ESTUDIO DE TRÁNSITO

Cuadro 7.01 Levantamiento topográfico

Punto	Coordenadas		Altura de cota z
	Este	Norte	
	x	y	
Estación	774568.000	9209751.000	2708.000
Orientación	774542.418	9209748.157	2707.514
1	774554.227	9209712.845	2705.450
2	774541.938	9209696.384	2709.200
3	774537.688	9209698.818	2705.800
4	774513.470	9209679.591	2710.060
5	774497.402	9209669.506	2710.260
6	774513.862	9209681.215	2706.200
7	774496.544	9209669.997	2706.400
8	774592.076	9209717.447	2708.432
9	774663.125	9209780.741	2705.801
10	774561.695	9209720.852	2705.321
11	774546.616	9209703.287	2705.651
12	774526.855	9209690.400	2706.021
13	774599.023	9209751.718	2704.143
14	774610.157	9209786.181	2707.143
15	774637.640	9209813.541	2706.732
16	774558.168	9209727.203	2705.135
17	774535.491	9209707.451	2705.945
18	774560.792	9209744.486	2707.592
19	774551.232	9209737.546	2708.155
20	774528.604	9209723.773	2707.579
21	774556.433	9209733.815	2705.336
22	774550.287	9209731.501	2705.784
23	774546.013	9209725.849	2705.942
24	774533.136	9209715.803	2705.995
25	774516.330	9209704.473	2706.576
26	774570.258	9209725.359	2708.728
27	774563.322	9209718.732	2708.783
28	774556.333	9209710.968	2709.488
29	774548.450	9209701.863	2709.398
30	774532.382	9209686.856	2709.857
31	774589.361	9209741.590	2708.003
32	774585.833	9209743.470	2704.610
33	774576.324	9209743.143	2704.660
34	774512.254	9209711.737	2708.003
35	774496.569	9209702.463	2708.367
36	774477.897	9209694.704	2708.768
37	774502.338	9209693.945	2706.942
38	774484.199	9209683.818	2707.198
39	774491.489	9209678.575	2706.934
40	774619.587	9209745.229	2706.987
41	774607.806	9209750.187	2706.984



42	774626.174	9209768.654	2705.325
43	774624.362	9209771.008	2703.845
44	774656.552	9209789.162	2704.856
45	774573.999	9209733.053	2705.136
46	774585.942	9209764.740	2707.604
47	774589.334	9209759.248	2704.085
48	774614.369	9209781.116	2703.813
49	774643.662	9209806.695	2703.378
50	774654.719	9209791.630	2703.451
51	774622.558	9209777.144	2703.843
52	774647.549	9209798.964	2703.432
53	774594.787	9209756.370	2704.112
54	774518.571	9209777.393	2707.745
55	774514.415	9209819.449	2707.653
56	774565.484	9209825.311	2707.546
57	774590.736	9209808.968	2707.356
58	774617.509	9209832.448	2706.546
59	774558.969	9209788.353	2707.513
60	774539.864	9209767.106	2707.653
61	774541.449	9209732.431	2707.674
62	774593.540	9209843.192	2706.476
63	774509.901	9209654.289	2710.345
64	774545.106	9209673.772	2709.914
65	774530.097	9209665.662	2710.212
66	774558.284	9209685.809	2709.254
67	774549.199	9209691.303	2709.301
68	774563.921	9209747.139	2708.000
69	774574.659	9209730.595	2708.520
70	774582.616	9209736.964	2708.490
71	774571.996	9209748.837	2704.293
72	774581.395	9209754.755	2704.100
73	774577.642	9209757.937	2707.312
74	774602.306	9209770.873	2703.912
75	774598.714	9209774.529	2707.435
76	774612.783	9209761.653	2703.957
77	774617.141	9209757.734	2706.043
78	774635.774	9209758.432	2706.156
79	774630.529	9209795.676	2703.623
80	774627.343	9209799.504	2706.943
81	774638.727	9209780.467	2703.653
82	774641.257	9209776.535	2705.043
83	774649.002	9209769.222	2705.932
84	774503.061	9209662.617	2710.287
85	774518.549	9209672.782	2710.123
86	774537.423	9209679.490	2709.943
87	774537.106	9209806.373	2707.567
88	774531.019	9209821.047	2707.612

**Cuadro 7.02** Control de Tránsito Vehicular en el Sector La Molina

FECHA	HORA	CAMIONETAS	COMBIS Y CAMIONES	TOTAL
		Y AUTOS		VEH/DIA.
Lunes 05/11/2012	8:00 am - 5:00 pm	36	18	54
Martes 06/11/2012	8:00 am - 4:00 pm	22	7	29
Miércoles 07/11/2012	8:00 am - 4:30 pm	25	11	36
Jueves 08/11/2012	8:00 am - 4:00 pm	22	7	29
Viernes 09/11/2012	8:00 am - 5:00 pm	29	11	40
Sábado 10/11/2012	8:00 am - 4:00 pm	32	22	54
Domingo 11/11/2012	8:00 am - 3:00 pm	29	22	50
<b>TOTAL</b>		194	97	292
<b>PROMEDIO/DIA</b>		28	14	42

**Cuadro 7.03** Control de Tránsito Peatonal Vehicular en el Sector La Molina

FECHA	HORA	CAMIONETAS	COMBIS Y CAMIONES	TOTAL
		Y AUTOS		VEH/DIA.
Lunes 05/11/2012	8:00 am - 5:00 pm	120.6	95.4	216
Martes 06/11/2012	8:00 am - 4:00 pm	97.2	75.6	172.8
Miércoles 07/11/2012	8:00 am - 4:30 pm	84.6	79.2	163.8
Jueves 08/11/2012	8:00 am - 4:00 pm	81	81	162
Viernes 09/11/2012	8:00 am - 5:00 pm	90	90	180
Sábado 10/11/2012	8:00 am - 4:00 pm	97.2	86.4	183.6
Domingo 11/11/2012	8:00 am - 3:00 pm	104.4	91.8	196.2
<b>TOTAL</b>		675	599	1274
<b>PROMEDIO/DIA</b>		96	86	182



## 7.2 ANEXO – ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (RESULTADOS DE LOS ENSAYOS)

### 7.2.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

#### CONTENIDO DE HUMEDAD

Calicata		C1	C2
Estrato		E1	E1
Profundidad (m)		(0.00 - 3.00)	(0.00 - 3.00)
P. tara	(gr)	38.2	38.5
P. tara + m.h.	(gr)	482.9	487.6
P. tara + m.s.	(gr)	435	439.3
P. agua	(gr)	47.9	48.3
P. m. seca	(gr)	396.8	400.8
<b>W (%)</b>		<b>12.07</b>	<b>12.05</b>

#### PESO ESPECIFICO MATERIAL FINO

Calicata		C1	C2
Estrato		E1	E1
Profundidad (m)		(0.00 - 3.00)	(0.00 - 3.00)
Wf	(gr)	163.20	163.20
W(f+w)	(gr)	658.00	658.00
W(f+s)	(gr)	264.30	264.10
W(f+w+s)	(gr)	720.50	720.60
Ws	(gr)	101.10	100.90
<b>Peso especifico</b>	<b>(gr/cm3)</b>	<b>2.62</b>	<b>2.63</b>

#### PESO ESPECIFICO MATERIAL GRUESO

Calicata		C1	C2
Estrato		E1	E1
Profundidad (m)		(0.00 - 3.00)	(0.00 - 3.00)
Ws	(gr)	88.90	66.40
W sumergido	(gr)	54.40	40.90
<b>Peso especifico</b>	<b>(gr/cm3)</b>	<b>2.58</b>	<b>2.60</b>

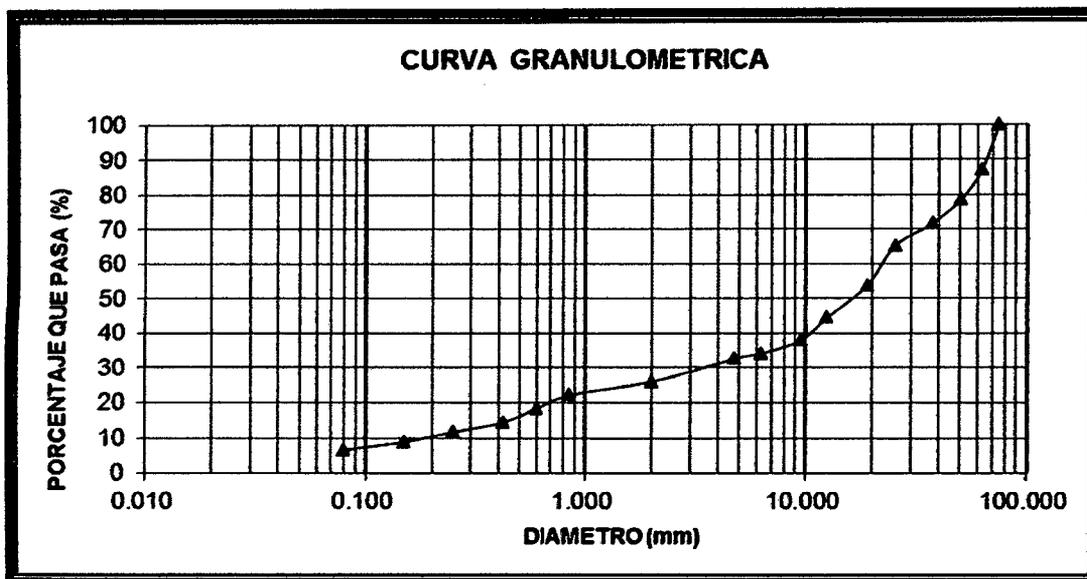


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO SECO

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD
I	1	0.00 - 3.00 m.

Peso Muestra (gr) = 5332

TAMIZ		PRP (gr)	%RP	%RA	% QUE PASA
Nº	ABERTURA(mm)				
3	75.000	0.000	0.000	0.000	100.000
2 ½	63.000	679.900	12.750	12.750	87.250
2	50.800	451.600	8.470	21.220	78.780
1 ½	37.500	379.250	7.110	28.330	71.670
1	25.400	342.500	6.420	34.760	65.240
03-abr	19.000	612.900	11.490	46.250	53.750
1/2	12.500	496.350	9.310	55.560	44.440
03-ago	9.510	346.250	6.490	62.050	37.950
Nº 1/4	6.300	202.500	3.800	65.850	34.150
Nº 4	4.760	283.600	5.320	67.370	32.630
Nº 10	2.000	351.900	6.600	73.970	26.030
Nº 20	0.850	206.700	3.880	77.850	22.150
Nº 30	0.600	197.200	3.700	81.550	18.450
Nº 40	0.425	208.000	3.900	85.450	14.550
Nº 60	0.250	152.500	2.860	88.310	11.690
Nº 100	0.150	298.250	5.590	91.040	8.960
Nº 200	0.080	122.600	2.300	93.340	6.660
CAZOLETA	--	354.950	6.660	100.000	0.000
TOTAL		5332			



D60 = 22.00	D30 = 3.50	D10 = 0.19
Cu = 115.79	Cc = 2.93	

DIAMETRO MEDIO: se calcula con la ecuacion Nº 45

dm = 0.01\*20\*(0.2 + 3.4 + 17 + 35 + 65) mm

dm = 24.12 mm

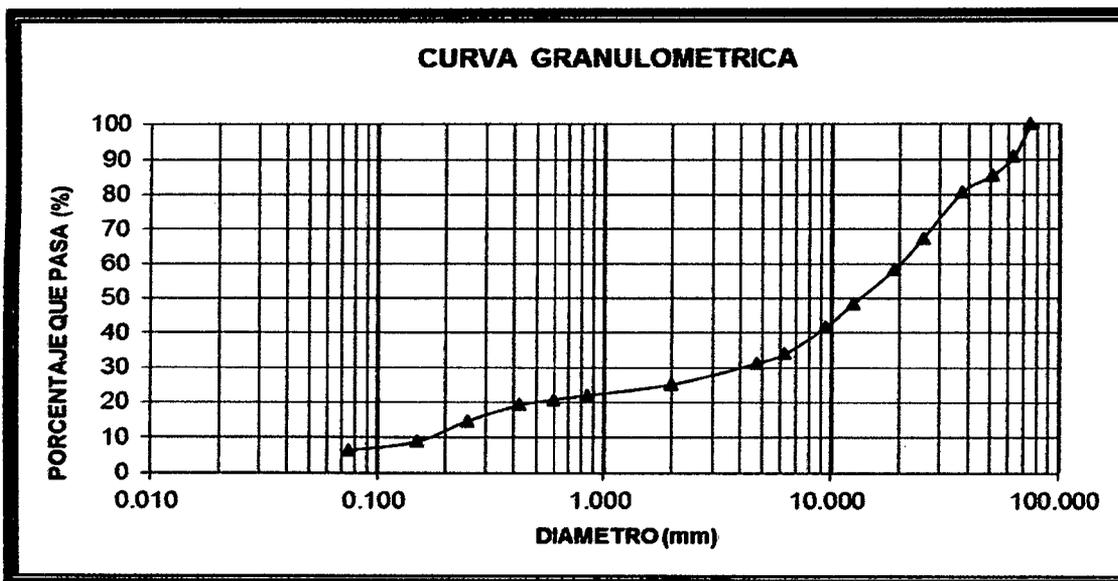


**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO SECO**

<b>CALICATA</b>	<b>ESTRATO</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>
II	1	0.00 - 3.00 m.

Peso muestra (gr) = 3650

TAMIZ		PRP (gr)	%RP	%RA	% QUE PASA
N°	ABERTURA(mm)				
3	75.000	0.000	0.000	0.000	100.000
2 ½	63.000	339.000	9.290	9.290	90.710
2	50.800	197.000	5.400	14.680	85.320
1 ½	37.500	174.200	4.770	19.460	80.540
1	25.400	481.700	13.200	32.650	67.350
03-abr	19.000	329.600	9.030	41.680	58.320
1/2	12.500	362.400	9.930	51.610	48.390
03-ago	9.510	243.700	6.680	58.290	41.710
N° 1/4	6.300	280.600	7.690	65.980	34.020
N° 4	4.760	98.500	2.700	68.680	31.320
N° 10	2.000	223.100	6.110	74.790	25.210
N° 20	0.850	114.200	3.130	77.920	22.080
N° 30	0.600	45.900	1.260	79.180	20.820
N° 40	0.425	55.600	1.520	80.700	19.300
N° 60	0.250	165.900	4.550	85.240	14.760
N° 100	0.150	215.500	5.900	91.150	8.850
N° 200	0.075	89.000	2.440	93.590	6.410
CAZOLETA	--	234.100	6.410	100.000	0.000
TOTAL		3650			



D60 = 20.00	D30 = 3.00	D10 = 0.18
Cu = 111.11		Cc = 2.50

**DIAMETRO MEDIO:** Se calcula con la ecuacion N° 45.

$$dm = 0.01 \cdot 20 \cdot (0.18 + 3.0 + 14 + 28 + 61) \text{ mm}$$

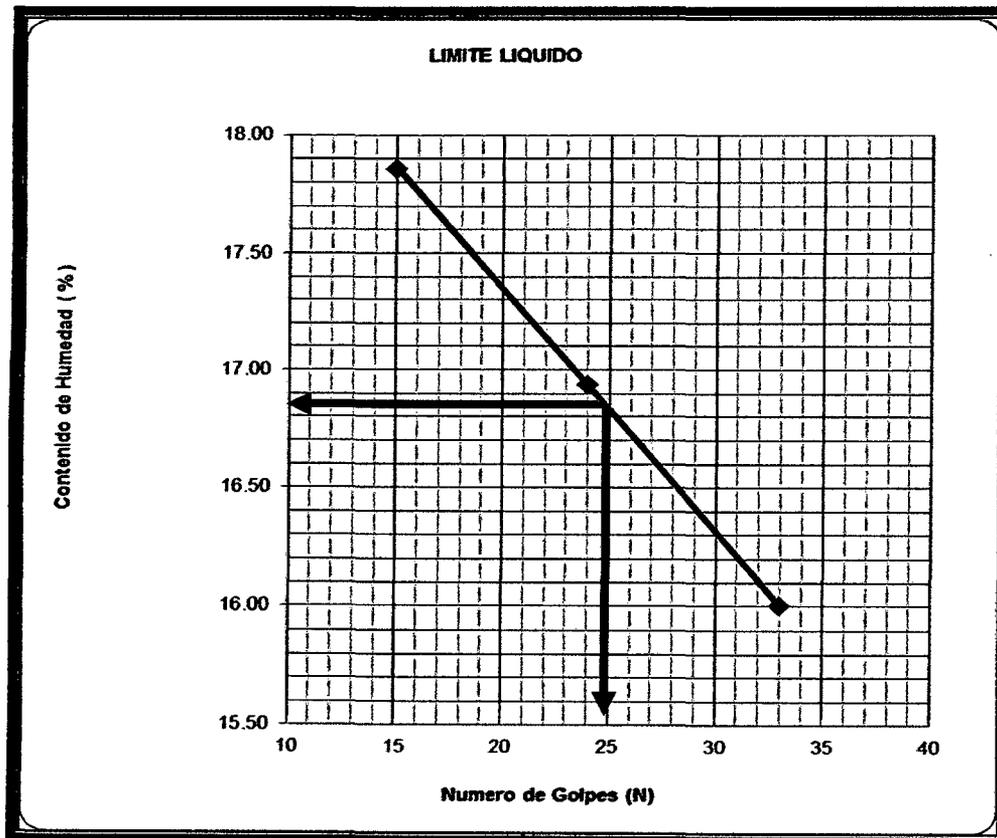
$$dm = 21.24 \text{ mm}$$



LÍMITES DE CONSISTENCIA

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD
1	1	0.00 - 3.00 m.

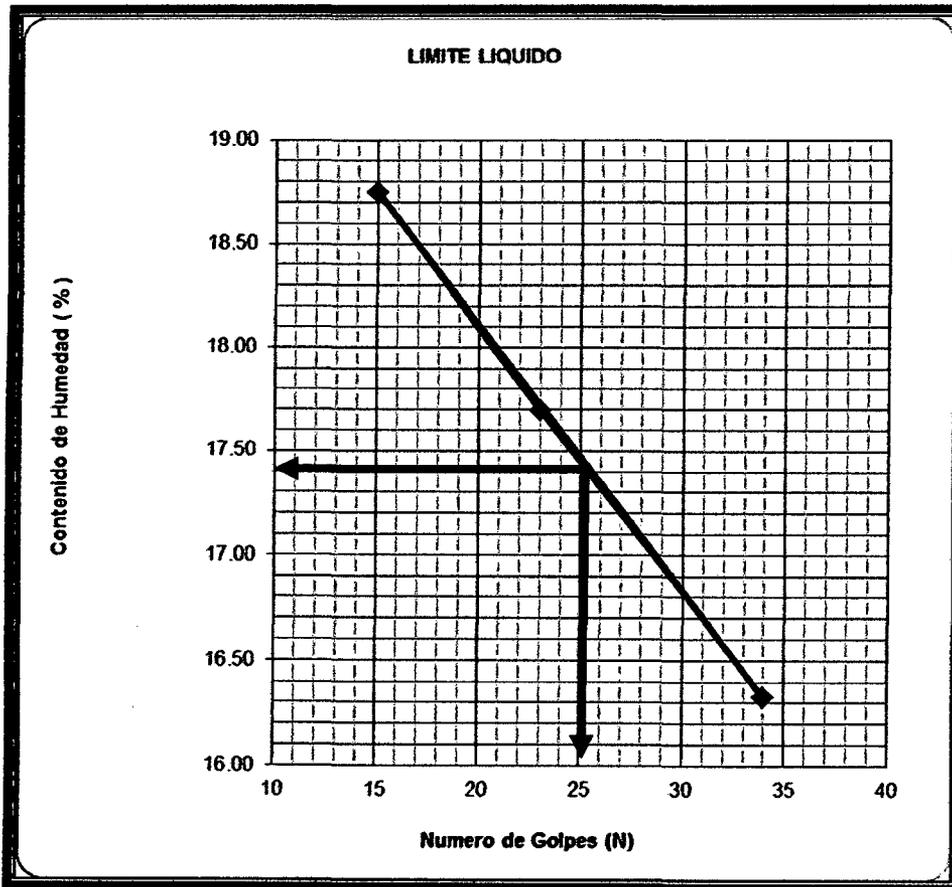
ANALISIS METODO	LIMITE LIQUIDO						LIMITE PLASTICO		Valores para determinaciones	
	MULTIPUNTO			UNIPUNTO			5	6	golpes N	factor K
Ensayo N°	1	2	3	4	LL = W <sup>0.4</sup> (N/25) <sup>0.121</sup>	LL = K * W <sup>1.1</sup>	5	6	20	0.974
Capsula N°	1	3	2	4						
Wt (gr)	20.80	21.40	22.00	22.20						
Wmh + t (gr)	50.50	50.40	51.00	51.80						
Wms + t (gr)	46.00	46.20	47.00	47.30						
Wms (gr)	25.20	24.80	25.00	25.10						
Ww (gr)	4.50	4.20	4.00	4.50						
W (%)	17.86	16.94	16.00	17.93	17.9	17.9	26	1.005		
	17.4	0.9286	O.K.	17.0	O.K.	-1.1	-1.1	27	1.009	
	16.5							28	1.014	
N GOLPES	15	24	33	25	O.K.	O.K.			29	1.018
Valores	16.80				17.4	17.4	N. P.		30	1.022





<b>CALICATA</b>	<b>ESTRATO</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>
II	1	0.00 - 3.00 m.

ANALISIS METODO	LIMITE LIQUIDO						LIMITE PLASTICO		Valores para determinaciones	
	MULTIPUNTO			UNIPUNTO			5	6	golpes N	factor K
Ensayo N°	1	2	3	4	LL = W <sup>0.75</sup> (N/25) <sup>0.121</sup>	LL = K * W <sup>n</sup>	5	6	20	0.974
Capsula N°	1	3	2	4						
Wt (gr)	20.40	21.90	22.50	22.60						
Wmh + t (gr)	50.80	50.50	51.00	51.40						
Wms + t (gr)	46.00	46.20	47.00	47.30						
Wms (gr)	25.60	24.30	24.50	24.70						
Ww (gr)	4.80	4.30	4.00	4.10						
W (%)	18.75	17.70	16.33	16.60	16.6	16.6	26	1.005		
	18.2	1.2117	O.K	Repetir	0.9	1.0			27	1.009
	17.0				28	1.014				
N GOLPES	15	23	34	25	O.K.	Repetir			29	1.018
Valores	17.40				17.1	17.1	N. P.		30	1.022





## DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO

Muestra	Peso molde + (gr.)	Peso molde + muestra (gr)	Peso muestra (gr.)	Vol. molde (cm <sup>3</sup> )	densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	Dens. prom (gr/cm <sup>3</sup> )
M-1	28.34	456.23	427.89	241.27	1.77	1.77
M-2	28.34	453.45	425.11	241.27	1.76	

## CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO

Datos:

$\gamma$ =	1.77	gr/cm <sup>3</sup>	(Peso específico del suelo)
c =	0.00	gr/cm <sup>2</sup>	(Cohesión)
$\phi$ =	33°		
Df =	250	cm	(Profundidad de la cimentación)
B =	500	cm	(Ancho de cimentación)

## I. Para Cimentaciones Corte General:

## a. Cimentación Cuadrada:

- Para  $\phi = 33^\circ$ , del *grafico de coeficientes de capacidad de carga*, página N° 20, obtenemos los factores de capacidad de carga:

$$N'_c = 21.5, \quad N'_q = 11.0, \quad N'_\gamma = 7.5$$

Remplazando valores en la *Ecuación 11* página N° 16, se obtiene qu:

$$\begin{aligned} q_u &= 6567.64 \text{ gr/cm}^2 \\ q_u &= 6.56764 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Con FS = 3, al reemplazar en la *Ecuación 13* página N° 20, se tiene:

$$\text{Carga admisible} = q_u / FS$$

$$q_{adm} = q_u / FS = (7.49/3) \text{ kg/cm}^2$$

- la capacidad portante del suelo es:

$$q_{adm} = 2.19 \text{ kg/cm}^2$$



## 7.3 ANEXO – ESTUDIO HIDROLÓGICO

### 7.3.1 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

Para la determinación de los parámetros, se utilizó la Carta Nacional a curvas de nivel

#### 7.3.1.1 ÁREA DE LA CUENCA (A):

se encontro usando el programa Autocad a través del comando List

$$A = 145.91 \quad \text{Km}^2 \quad \text{Cuenca}$$

#### 7.3.1.4 LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (L)

**CUADRO N° 7.04 TABULACIÓN DE DATOS PARA OBTENCIÓN DE LONGITUD Y PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL**

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL		PENDIENTE (S %)	$\left(\frac{L^2}{S_1}\right)^{1/2}$	
COTAS (m.s.n.m.)	LONGITUD (Km.)			
2704	2800	5.45	1.76	41.06
2800	3000	4.37	4.58	20.43
3000	3200	3.37	5.93	13.83
3200	3400	2.96	6.76	11.39
3400	3600	2.04	9.80	6.52
3600	3800	1.82	10.99	5.49
3800	3932	1.76	7.50	6.43
TOTAL		21.77	-	105.14

$$L = 21.77 \text{ Km}$$

#### 7.3.1.5 LONGITUD AL CENTROIDE (Lc)

$$Lc = 2.04 \text{ Km}$$

#### 7.3.1.7 PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL (S)

Utilizando la ecuación N° 19

$$S = 4.29\%$$

#### 7.3.1.8 PENDIENTE DE LA CUENCA (Sc)

**CUADRO N° 7.05 TABULACIÓN DE DATOS PARA OBTENCIÓN DE LA PENDIENTE DE LA CUENCA**

LONG. DE CURVAS DE NIVEL	
CURVA	LONG.(km.)
2800	4.87
3000	32.63
3200	40.38
3400	58.60
3600	43.67
3800	7.94
Total	188.09

Reemplazando datos en la ecuación N° 21, se obtiene:

$$Sc = 0.2578$$

$$Sc = 25.78\%$$



7.3.1.9 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc)

Con la ecuación N° 23, donde Ct = 0.30, se obtiene:

Tc = 2.31 Hrs

Por lo tanto: Tc = 138.6 minutos

7.3.1.10 ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA ( H )

CUADRO N° 7.06 ALTITUD MEDIA

COTAS (m.s.n.m.)		COTA PROMEDIO	AREA PARCIAL	Hi xAi
Ho	Hf	Hi (m)	Ai (Ha)	(m x Ha)
2704	2800	2752	435.73	1199128.96
2800	3000	2900	1425.37	4133573.00
3000	3200	3100	2089.37	6477047.00
3200	3400	3300	2884.53	9518949.00
3400	3600	3500	4371.00	15298500.00
3600	3800	3700	1740.25	6438925.00
3800	3932	3866	1644.75	6358603.50
Total				49424726.46

Mediante la ecuación N° 22, se tiene:

H = 3387.34 m.

7.3.1.11 NÚMERO DE ORDEN DE LA CUENCA (N)

N = 4

CUADRO N° 7.07 RESUMEN DE PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS			
PARÁMETRO	SIMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Area de la cuenca	A	145.91	Km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	L	21.77	Km.
Pendiente del cauce principal	S	4.29	%
Pendiente de la cuenca	Sc	25.78	%
Tiempo de concentración	Tc	2.31	Hrs.
Altitud media de la cuenca	H	3387.34	m.
Número de orden de la cuenca	N	4	-

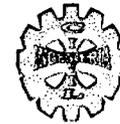


**7.3.2 MODELAMIENTO DE INTENSIDADES DE DISEÑO  
INFORMACION METEOROLOGICA**

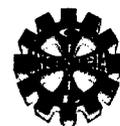
**ESTACION : AUGUSTO WEBERBAUER Dpto: Cajamarca  
CUENCA : MARAÑON Prov: Cajamarca**

**CUADRO N° 7.08 DATOS GENERALES**

<b>Precip. Máxima en 24 horas</b>	
<b>AÑO</b>	<b>MAXIMA</b>
1975	37.90
1976	72.90
1977	40.50
1978	14.80
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	24.70
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	22.20

**CUADRO N° 7.09 LLUVIAS MAXIMAS (mm): ESTACION WEBERBAUER**

AÑO	P.Máx.24h.	DURACION EN MINUTOS				
		5	10	30	60	120
1975	37.90	9.20	10.94	14.40	17.12	20.36
1976	72.90	17.70	21.04	27.70	32.94	39.17
1977	40.50	9.83	11.69	15.39	18.30	21.76
1978	14.80	3.59	4.27	5.62	6.69	7.95
1979	28.00	6.80	8.08	10.64	12.65	15.04
1980	28.80	6.99	8.31	10.94	13.01	15.47
1981	39.30	9.54	11.34	14.93	17.76	21.12
1982	30.50	7.40	8.80	11.59	13.78	16.39
1983	29.80	7.23	8.60	11.32	13.46	16.01
1984	27.60	6.70	7.97	10.49	12.47	14.83
1985	19.80	4.81	5.72	7.52	8.95	10.64
1986	27.40	6.65	7.91	10.41	12.38	14.72
1987	24.30	5.90	7.01	9.23	10.98	13.06
1988	18.20	4.42	5.25	6.91	8.22	9.78
1989	30.00	7.28	8.66	11.40	13.55	16.12
1990	24.70	6.00	7.13	9.38	11.16	13.27
1991	29.70	7.21	8.57	11.28	13.42	15.96
1992	17.70	4.30	5.11	6.72	8.00	9.51
1993	22.50	5.46	6.50	8.55	10.17	12.09
1994	28.50	6.92	8.23	10.83	12.88	15.31
1995	20.60	5.00	5.95	7.83	9.31	11.07
1996	35.10	8.52	10.13	13.34	15.86	18.86
1997	27.60	6.70	7.97	10.49	12.47	14.83
1998	31.70	7.70	9.15	12.04	14.32	17.03
1999	38.80	9.42	11.20	14.74	17.53	20.85
2000	36.10	8.76	10.42	13.72	16.31	19.40
2001	28.20	6.85	8.14	10.71	12.74	15.15
2002	22.30	5.41	6.44	8.47	10.08	11.98
2003	20.80	5.05	6.00	7.90	9.40	11.18
2004	28.10	6.82	8.11	10.68	12.70	15.10
2005	20.20	4.90	5.83	7.67	9.13	10.85
2006	20.60	5.00	5.95	7.83	9.31	11.07
2007	25.40	6.17	7.33	9.65	11.48	13.65
2008	27.00	6.55	7.79	10.26	12.20	14.51
2009	22.20	5.39	6.41	8.43	10.03	11.93



**CUADRO N° 7.10 INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h): ESTACION WEBERBAUER**

Latitud	:07°10' ( S )	Departamento : Cajamarca				
Longitud	:78°30' ( W )	Provincia : Cajamarca				
Altitud	:2536 m.s.n.m	Distrito : Cajamarca				
AÑO	P.Máx.24h.	DURACION EN MINUTOS				
		5	10	30	60	120
1975	37.90	110.40	65.64	28.80	17.12	10.18
1976	72.90	212.35	126.27	55.39	32.94	19.58
1977	40.50	117.97	70.15	30.77	18.30	10.88
1978	14.80	43.11	25.63	11.25	6.69	3.98
1979	28.00	81.56	48.50	21.28	12.65	7.52
1980	28.80	83.89	49.88	21.88	13.01	7.74
1981	39.30	114.48	68.07	29.86	17.76	10.56
1982	30.50	88.84	52.83	23.17	13.78	8.19
1983	29.80	86.81	51.62	22.64	13.46	8.01
1984	27.60	80.40	47.80	20.97	12.47	7.41
1985	19.80	57.68	34.29	15.04	8.95	5.32
1986	27.40	79.81	47.46	20.82	12.38	7.36
1987	24.30	70.78	42.09	18.46	10.98	6.53
1988	18.20	53.02	31.52	13.83	8.22	4.89
1989	30.00	87.39	51.96	22.80	13.55	8.06
1990	24.70	71.95	42.78	18.77	11.16	6.64
1991	29.70	86.51	51.44	22.57	13.42	7.98
1992	17.70	51.56	30.66	13.45	8.00	4.75
1993	22.50	65.54	38.97	17.10	10.17	6.04
1994	28.50	83.02	49.36	21.66	12.88	7.66
1995	20.60	60.01	35.68	15.65	9.31	5.53
1996	35.10	102.24	60.79	26.67	15.86	9.43
1997	27.60	80.40	47.80	20.97	12.47	7.41
1998	31.70	92.34	54.91	24.09	14.32	8.52
1999	38.80	113.02	67.20	29.48	17.53	10.42
2000	36.10	105.16	62.53	27.43	16.31	9.70
2001	28.20	82.15	48.84	21.43	12.74	7.58
2002	22.30	64.96	38.62	16.94	10.08	5.99
2003	20.80	60.59	36.03	15.80	9.40	5.59
2004	28.10	81.85	48.67	21.35	12.70	7.55
2005	20.20	58.84	34.99	15.35	9.13	5.43
2006	20.60	60.01	35.68	15.65	9.31	5.53
2007	25.40	73.99	43.99	19.30	11.48	6.82
2008	27.00	78.65	46.77	20.52	12.20	7.25
2009	22.20	64.67	38.45	16.87	10.03	5.96



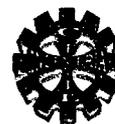
## CUADRO N° 7.11 TRANSFERENCIA DE INTENSIDADES A LA CUENCA DEL PROYECTO.

Utilizando la ecuación N° 24

Altitud :3387.34 m.s.n.m

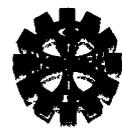
(de la cuenca)

AÑO	P.Máx.24h.	DURACION EN MINUTOS				
		5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1975	37.90	147.46	87.68	38.47	22.87	13.60
1976	72.90	283.64	168.65	73.99	43.99	26.16
1977	40.50	157.58	93.70	41.10	24.44	14.53
1978	14.80	57.58	34.24	15.02	8.93	5.31
1979	28.00	108.94	64.78	28.42	16.90	10.05
1980	28.80	112.06	66.63	29.23	17.38	10.33
1981	39.30	152.91	90.92	39.89	23.72	14.10
1982	30.50	118.67	70.56	30.95	18.41	10.94
1983	29.80	115.95	68.94	30.24	17.98	10.69
1984	27.60	107.39	63.85	28.01	16.66	9.90
1985	19.80	77.04	45.81	20.10	11.95	7.10
1986	27.40	106.61	63.39	27.81	16.54	9.83
1987	24.30	94.55	56.22	24.66	14.66	8.72
1988	18.20	70.81	42.11	18.47	10.98	6.53
1989	30.00	116.73	69.41	30.45	18.10	10.76
1990	24.70	96.10	57.14	25.07	14.91	8.86
1991	29.70	115.56	68.71	30.14	17.92	10.66
1992	17.70	68.87	40.95	17.96	10.68	6.35
1993	22.50	87.54	52.05	22.84	13.58	8.07
1994	28.50	110.89	65.93	28.93	17.20	10.23
1995	20.60	80.15	47.66	20.91	12.43	7.39
1996	35.10	136.57	81.20	35.62	21.18	12.59
1997	27.60	107.39	63.85	28.01	16.66	9.90
1998	31.70	123.34	73.34	32.17	19.13	11.37
1999	38.80	150.96	89.76	39.38	23.41	13.92
2000	36.10	140.46	83.52	36.64	21.79	12.95
2001	28.20	109.72	65.24	28.62	17.02	10.12
2002	22.30	86.77	51.59	22.63	13.46	8.00
2003	20.80	80.93	48.12	21.11	12.55	7.46
2004	28.10	109.33	65.01	28.52	16.96	10.08
2005	20.20	78.59	46.73	20.50	12.19	7.25
2006	20.60	80.15	47.66	20.91	12.43	7.39
2007	25.40	98.83	58.76	25.78	15.33	9.11
2008	27.00	105.05	62.46	27.40	16.29	9.69
2009	22.20	86.38	51.36	22.53	13.40	7.97
	<b>Promedio</b>	<b>110.90</b>	<b>65.94</b>	<b>28.93</b>	<b>17.20</b>	<b>10.23</b>
	<b>Desv. Est.</b>	<b>39.18</b>	<b>23.30</b>	<b>10.22</b>	<b>6.08</b>	<b>3.61</b>



CUADRO Nº 7.12 ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN GUMBEL

m	Intensidades Máximas Ordenadas (mm/h)				
	5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1	57.58	34.24	15.02	8.93	5.31
2	68.87	40.95	17.96	10.68	6.35
3	70.81	42.11	18.47	10.98	6.53
4	77.04	45.81	20.10	11.95	7.10
5	78.59	46.73	20.50	12.19	7.25
6	80.15	47.66	20.91	12.43	7.39
7	80.15	47.66	20.91	12.43	7.39
8	80.93	48.12	21.11	12.55	7.46
9	86.38	51.36	22.53	13.40	7.97
10	86.77	51.59	22.63	13.46	8.00
11	87.54	52.05	22.84	13.58	8.07
12	94.55	56.22	24.66	14.66	8.72
13	96.10	57.14	25.07	14.91	8.86
14	98.83	58.76	25.78	15.33	9.11
15	105.05	62.46	27.40	16.29	9.69
16	106.61	63.39	27.81	16.54	9.83
17	107.39	63.85	28.01	16.66	9.90
18	107.39	63.85	28.01	16.66	9.90
19	108.94	64.78	28.42	16.90	10.05
20	109.33	65.01	28.52	16.96	10.08
21	109.72	65.24	28.62	17.02	10.12
22	110.89	65.93	28.93	17.20	10.23
23	112.06	66.63	29.23	17.38	10.33
24	115.56	68.71	30.14	17.92	10.66
25	115.95	68.94	30.24	17.98	10.69
26	116.73	69.41	30.45	18.10	10.76
27	118.67	70.56	30.95	18.41	10.94
28	123.34	73.34	32.17	19.13	11.37
29	136.57	81.20	35.62	21.18	12.59
30	140.46	83.52	36.64	21.79	12.95
31	147.46	87.68	38.47	22.87	13.60
32	150.96	89.76	39.38	23.41	13.92
33	152.91	90.92	39.89	23.72	14.10
34	157.58	93.70	41.10	24.44	14.53
35	283.64	168.65	73.99	43.99	26.16
<b>Promedio</b>	<b>110.90</b>	<b>65.94</b>	<b>28.93</b>	<b>17.20</b>	<b>10.23</b>
<b>Desv. Est.</b>	<b>39.18</b>	<b>23.30</b>	<b>10.22</b>	<b>6.08</b>	<b>3.61</b>
<b><math>\alpha</math></b>	<b>0.03</b>	<b>0.06</b>	<b>0.13</b>	<b>0.21</b>	<b>0.35</b>
<b><math>\beta</math></b>	<b>93.27</b>	<b>55.46</b>	<b>24.33</b>	<b>14.47</b>	<b>8.60</b>



CUADRO N° 7.13 PROBABILIDADES OBSERVADA Y SIMULADA

m	Prob. Weibull $P(X \leq X_m)$ $m/(N+1)$	Probabilidad de Gumbel $F(x \leq x_m) = e^{-e^{-\alpha(x_m - \beta)}}$				
		5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1	0.0278	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401
2	0.0556	0.1083	0.1083	0.1083	0.1083	0.1083
3	0.0833	0.1243	0.1243	0.1243	0.1243	0.1243
4	0.1111	0.1825	0.1825	0.1825	0.1825	0.1825
5	0.1389	0.1986	0.1986	0.1986	0.1986	0.1986
6	0.1667	0.2152	0.2152	0.2152	0.2152	0.2152
7	0.1944	0.2152	0.2152	0.2152	0.2152	0.2152
8	0.2222	0.2237	0.2237	0.2237	0.2237	0.2237
9	0.2500	0.2857	0.2857	0.2857	0.2857	0.2857
10	0.2778	0.2902	0.2902	0.2902	0.2902	0.2902
11	0.3056	0.2994	0.2994	0.2994	0.2994	0.2994
12	0.3333	0.3833	0.3833	0.3833	0.3833	0.3833
13	0.3611	0.4020	0.4020	0.4020	0.4020	0.4020
14	0.3889	0.4345	0.4345	0.4345	0.4345	0.4345
15	0.4167	0.5067	0.5067	0.5067	0.5067	0.5067
16	0.4444	0.5241	0.5241	0.5241	0.5241	0.5241
17	0.4722	0.5327	0.5327	0.5327	0.5327	0.5327
18	0.5000	0.5327	0.5327	0.5327	0.5327	0.5327
19	0.5278	0.5496	0.5496	0.5496	0.5496	0.5496
20	0.5556	0.5538	0.5538	0.5538	0.5538	0.5538
21	0.5833	0.5579	0.5579	0.5579	0.5579	0.5579
22	0.6111	0.5703	0.5703	0.5703	0.5703	0.5703
23	0.6389	0.5824	0.5824	0.5824	0.5824	0.5824
24	0.6667	0.6175	0.6175	0.6175	0.6175	0.6175
25	0.6944	0.6213	0.6213	0.6213	0.6213	0.6213
26	0.7222	0.6288	0.6288	0.6288	0.6288	0.6288
27	0.7500	0.6470	0.6470	0.6470	0.6470	0.6470
28	0.7778	0.6882	0.6882	0.6882	0.6882	0.6882
29	0.8056	0.7848	0.7848	0.7848	0.7848	0.7848
30	0.8333	0.8079	0.8079	0.8079	0.8079	0.8079
31	0.8611	0.8440	0.8440	0.8440	0.8440	0.8440
32	0.8889	0.8596	0.8596	0.8596	0.8596	0.8596
33	0.9167	0.8677	0.8677	0.8677	0.8677	0.8677
34	0.9444	0.8853	0.8853	0.8853	0.8853	0.8853
35	0.9722	0.9980	0.9980	0.9980	0.9980	0.9980

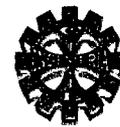


CUADRO N° 7.14 PRUEBA DE SMIRNOV - KOLMOGOROV

m	Desviación absoluta $P (x \leq X_m) - F(x \leq X_m) $				
	5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1	0.0124	0.0124	0.0124	0.0124	0.0124
2	0.0528	0.0528	0.0528	0.0528	0.0528
3	0.0409	0.0409	0.0409	0.0409	0.0409
4	0.0714	0.0714	0.0714	0.0714	0.0714
5	0.0597	0.0597	0.0597	0.0597	0.0597
6	0.0485	0.0485	0.0485	0.0485	0.0485
7	0.0208	0.0208	0.0208	0.0208	0.0208
8	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015
9	0.0357	0.0357	0.0357	0.0357	0.0357
10	0.0124	0.0124	0.0124	0.0124	0.0124
11	0.0062	0.0062	0.0062	0.0062	0.0062
12	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500
13	0.0409	0.0409	0.0409	0.0409	0.0409
14	0.0456	0.0456	0.0456	0.0456	0.0456
15	0.0900	0.0900	0.0900	0.0900	0.0900
16	0.0796	0.0796	0.0796	0.0796	0.0796
17	0.0604	0.0604	0.0604	0.0604	0.0604
18	0.0327	0.0327	0.0327	0.0327	0.0327
19	0.0218	0.0218	0.0218	0.0218	0.0218
20	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
21	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254
22	0.0409	0.0409	0.0409	0.0409	0.0409
23	0.0565	0.0565	0.0565	0.0565	0.0565
24	0.0492	0.0492	0.0492	0.0492	0.0492
25	0.0732	0.0732	0.0732	0.0732	0.0732
26	0.0935	0.0935	0.0935	0.0935	0.0935
27	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030
28	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896
29	0.0208	0.0208	0.0208	0.0208	0.0208
30	0.0255	0.0255	0.0255	0.0255	0.0255
31	0.0171	0.0171	0.0171	0.0171	0.0171
32	0.0293	0.0293	0.0293	0.0293	0.0293
33	0.0490	0.0490	0.0490	0.0490	0.0490
34	0.0591	0.0591	0.0591	0.0591	0.0591
35	0.0258	0.0258	0.0258	0.0258	0.0258
$\Delta c$	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030

$$\Delta t = 0.2600$$

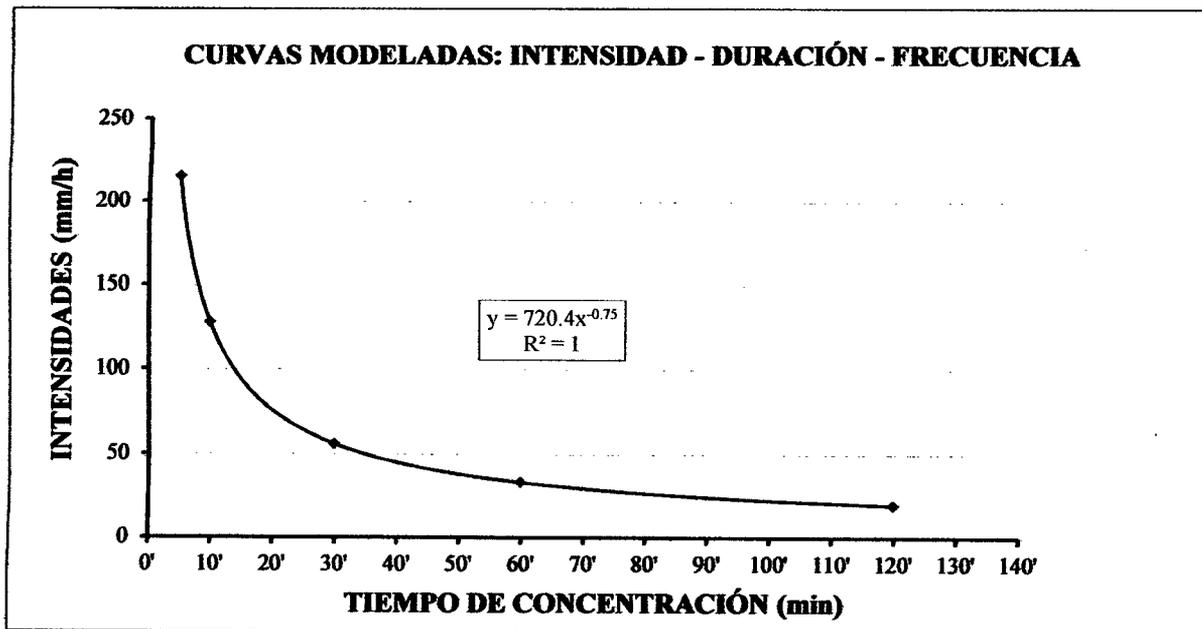
Como  $\Delta c \leq \Delta t$ , el ajuste es bueno para la distribución de Gumbel.



CUADRO N° 7.15 SIMULACIÓN DEL MODELO DE GUMBEL

N	J %	Tr	Datos Simulados				
			$X_r = \beta - \frac{1}{\alpha} \text{Ln} \left\{ -\text{Ln} \left[ 1 - \frac{1}{T_r} \right] \right\}$				
			5'	10'	30'	60'	120'
			$\alpha = 0.03$	0.06	0.13	0.21	0.35
			$\beta = 93.27$	55.46	24.33	14.47	8.60
40	10	380	275	163	72	43	25
	20	180	252	150	66	39	23
	30	113	237	141	62	37	22
	40	79	226	135	59	35	21
	50	58	217	129	57	34	20
	60	44	209	124	54	32	19
45	10	428	278	165	73	43	26
	20	202	255	152	67	40	24
	30	127	241	143	63	37	22
	40	89	230	137	60	36	21
	50	65	221	131	58	34	20
	60	50	212	126	55	33	20
50	10	475	282	167	73	44	26
	20	225	259	154	67	40	24
	30	141	244	145	64	38	23
	40	98	233	139	61	36	22
	50	73	224	133	58	35	21
	60	55	215	128	56	33	20

GRAFICO 7.01 CURVAS MODELADAS





Se obtuvo un tiempo de concentración para la cuenca de 138.6 minutos, por tratarse de un puente se utilizará N = 50 años, y un riesgo de falla del 60% ( del cuadro anterior ), de lo cual se obtiene una intensidad de diseño de:

$$I = 17.83 \text{ mm}/2.31 \text{ h.}$$

$$I = 7.72 \text{ mm}/\text{h}$$

### 7.3.3 CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

La determinación del caudal máximo probable representa la suma del caudal líquido y el caudal sólido.

#### 7.3.3.1 CÁLCULO DEL CAUDAL LÍQUIDO

Se realizó mediante la ecuación N° 32, para la cual tenemos:

El coeficiente de escorrentía C = 0.49, del cuadro N° 3.08

$$Q_L = 153.32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

#### 7.3.3.2 CALCULO DEL GASTO DE SOLIDOS

$$d_m = 21.24 \text{ mm}$$

Del estudio de mecánica de suelos

#### 7.3.3.2.1 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE MATERIAL DE ARRASTRE

Se calcula con las ecuaciones N° 33, 34, 35 y 36

Donde:

$$P_e = 1770.00 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$B = 20.00 \text{ m}$$

Ts = Según Shcokfitsch

Para la cual tenemos que:

$$S = 1.65 \% \quad (\text{del levantamiento topográfico})$$

$$q = 7.67 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q_o = 0.07 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q = \frac{153.32 \text{ m}^3/\text{seg}}{20.00 \text{ m}}$$

$$q = 7.67 \text{ m}^3/\text{seg} \quad (\text{por metro de ancho})$$

$$q_o = 0.07 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Luego :

$$T_s = 40 \text{ kg}/\text{seg}$$

Entonces:

$$Q_s = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Luego el caudal total será:

$$Q_T = Q_L + Q_s$$

$$Q_T = 153.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$



### 7.3.4 CALCULO DEL TIRANTE DE LIQUIDOS MAS SOLIDOS

Para obtener el tirante del cauce, en el lugar donde se proyecta la ubicación del puente, se asume a la sección del cauce como rectangular, luego emplearemos la fórmula de Manning, ecuación N° 38

Donde :

$$Q = 153.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = b \cdot y$$

$$b = 20.00 \text{ m}$$

$$R = b \cdot y / (b + 2y)$$

$$S = 0.0165$$

$$n = 0.055$$

Velocidad media

$$V_m = 3.47 \text{ m/seg}$$

Solucionando la ecuación N° 38 haciendo uso del programa Derive 6.0 tenemos:

$$\text{Tirante máximo: } y = 2.21 \text{ m}$$

$$\text{Consideramos un Tirante máximo: } y = 2.30 \text{ m}$$

### 7.3.5 CALCULO DEL TIRANTE DE DISEÑO

Al tirante máximo de 2.21 m, le sumaremos un tirante libre adicional igual a 2.00 m debido a la existencia de árboles aguas arriba del puente, tal como lo establece el manual de diseño de puentes.

$$\text{Tirante adicional} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Tirante de Diseño} = 4.30 \text{ m}$$



### 7.3.6 CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

#### 7.3.6.1 ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN GENERAL PARA SUELOS NO COHESIVOS

La profundidad de socavación será calculada según la ecuación N° 47, previamente se calcula todos los parametros necesarios.

$Q_d$  : Caudal de diseño ( 153.77 m<sup>3</sup>/seg)

$B_e$  : (20.00 m)

$H_o$  : profundidad antes de la erosión = 2.21 m

#### Cálculo del coeficiente de contracción $\mu$

Del cuadro N° 3.10

$\mu$  : 0.937

Luego :

#### Obtención de $\beta$ :

Se calcula en función de la probabilidad anual en % que se presente el gasto de diseño

De la Tabla N° 3.12

$\beta$  : 0.974

#### Obtención de $x$ :

Se obtiene del cuadro N° 3.11, en función del  $d_m$  de las particulas de suelo

$d_m = 21.24$  mm (Del Estudio de Mecánica de Suelos)

Se obtiene el valor de "x"

$x = 0.318$

Luego remplazado valores en la ecuacion N° 47 tenemos:

$H_s = 3.53$  m

Socavación =  $(H_s - H_o)$  m =  $(3.53 - 2.21)$  m

Socavación = 1.32 m

Consideramos una Socavación = 1.50 m



### 7.3.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DEL DRENAJE DE L PUENTE

$$Q = CIA/360$$

$$C = 0.93 \quad \text{Para concreto del cuadro N° 3.08}$$

$$I = 283.64 \quad \text{mm/h en 5 minutos del cuadro de intensidades}$$

$$A = 6.60 \quad \text{m}^2 \text{ Del plano de drenaje}$$

#### 7.3.7.1 CÁLCULO DEL CAUDAL LÍQUIDO

Se realizó mediante la ecuación N° 32, para la cual tenemos:

$$QL = 0.0005 \text{ m}^3/\text{seg}$$

#### 7.3.7.2 CÁLCULO DEL TIRANTE

$$n = 0.009 \text{ Para PVC}$$

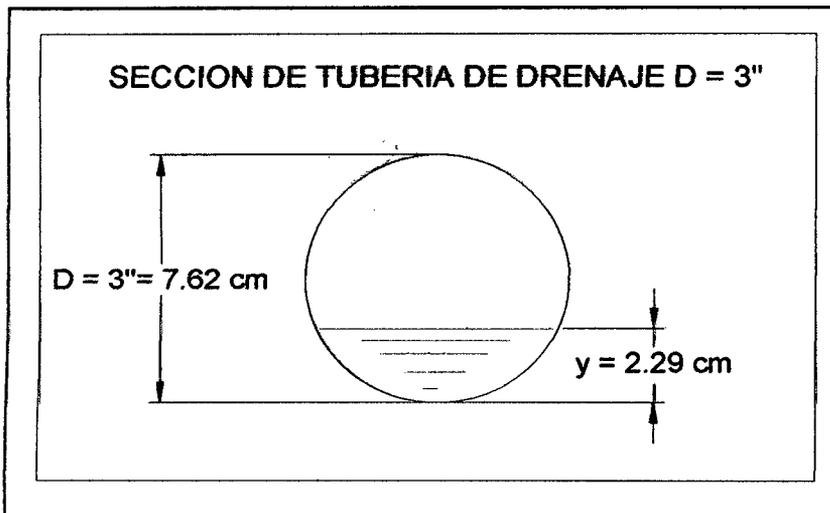
$$S = 0.005 \text{ m/m del plano de drenaje}$$

$$D = 3'' \text{ Asumido}$$

aplicando la ecuación de Manning para sección circular tenemos

$$y = 0.0229 \text{ m}$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$





Cuadro 7.4 .2 Matriz Cromática: "Estudio a nivel de ejecución del puente La Molina - Cajamarca"

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL			FASE	CONSTRUCCIÓN					OPERACIÓN	
			IMPACTOS	a) Trabajos Preliminares (limpieza de terreno manual, Trazo, nivelación y replanteo)	b) Movimiento de tierras (Excav.niv. Fondos, refine, 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										
MEDIO FÍSICO	INERTE	Aire	Calidad de aire							
			Polvos y humos		SEVERO	SEVERO	SEVERO	SEVERO		
			Nivel de ruido		SEVERO	SEVERO	SEVERO	SEVERO	SEVERO	
		Suelo	Relieve y topografía							
			Contaminación							
			Capacidad agrológica							
	Agua	Agua Superficiales								
		Procesos	Drenaje superficial							
	Compactación									
	BIÓTICO	Flora	Cubierta vegetal							
			Cultivos							
		Fauna	Diversidad de especies							
			Hábitats faunísticos							
		Procesos	Movilidad de especies							
			Pautas de comportamiento							
PEPASCUL	Paisaje intrínseco	Calidad paisajística								
		Potencial de vistas								
	Intervisibilidad	Incidencia visual								
SOCIOCULTURAL	Población	Estructura de ocupación	Empleo	SEVERO	SEVERO	SEVERO	SEVERO	SEVERO		
		Estilos de vida							SEVERO	
	Sector de actividad	Salud y seguridad							SEVERO	
		Calidad de vida							SEVERO	

	COMPATIBLE		SEVERO
	MODERADO		CRITICO



---

## ***ANEXO 02***

---

### ***EXPEDIENTE TÉCNICO***



# 1. EXPEDIENTE TÉCNICO

## 1.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

**PROYECTO: “ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA”**

### ANTECEDENTES:

Este proyecto es muy importante para toda la población del sector La Molina, porque permitiría el desarrollo de dicho sector, como una medida de interconexión y acceso sobre todo en temporada de lluvias, de una manera más fluida y fácil.

### UBICACIÓN:

Departamento	:	Cajamarca.
Provincia	:	Cajamarca.
Distrito	:	Cajamarca
Sector	:	La Molina
Río	:	Mashcón
Altitud	:	2708 m.s.n.m

El Puente en mención está ubicado al Norte de la Ciudad de Cajamarca a unos 200 metros De la Vía de Evitamiento Norte. A la Altura del Paradero hacia Minera Yanacocha, en el Jr. Mashcón, en las coordenadas UTM: 9209738.07 (Este) y 774568.92 (Norte).

### CLIMA:

Su clima es variado propio de la sierra, frío en las partes altas con precipitaciones pluviales de mayor intensidad en los meses de diciembre a abril; temperatura mínima de 0° C y máxima de 20° C.

### 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 sector La Molina Hacia la CIUDAD de Cajamarca
- Dar continuidad a la comunicación, desarrollo Social, Cultural y Económico del sector La Molina
- Contribuir con los sectores 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 existe un puente de madera en mal estado que no presta garantías de seguridad y comodidad.



### **VIAS DE COMUNICACION:**

La vía de acceso a la zona en estudio es mediante la Vía de aviamiento norte hasta el barrio la Alameda y de allí a 200 metros a través de una vía afirmada.

### **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, la sobrecarga considerada 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  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

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 calendarios.

### **PRESUPUESTO:**

El costo total del Proyecto asciende a:

**SETECIENTOS OCHENTITRES MIL CIENTO CINCUENTA Y 23/100 NUEVOS SOLES (S/. 783,150.23)**



## 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

Municipalidad Provincial de Cajamarca

b. Entidad Ejecutora

Contrata.

c. Ingeniero Residente

Es el Ingeniero Colegiado con experiencia encargado de ejecutar la obra de acuerdo al contenido de todos los documentos del Expediente Técnico.

d. Ingeniero Inspector y/o Supervisor de la Obra.

Es el Ingeniero Colegiado con experiencia 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.

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 prosecución eficiente 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 ESTRIBOS (IZQUIERDO Y DERECHO)**

### **01.01.00 OBRAS PROVISIONALES**

#### **01.01.01 CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA DE 3.60 x 2.40 M.**

##### **Descripción:**

Antes del inicio de obra se construirá un Cartel de Identificación de Obra de madera de 3.60x2.40m y será colocado en un sitio visible, en el que se indicará entre otros: el nombre del proyecto, la entidad ejecutora, presupuesto y tiempo de ejecución de obra.

##### **Medición**

La unidad de medida de esta partida se efectuará por unidad (Und), respetando las dimensiones y colores que especifique la entidad contratante.

##### **Forma De Pago**

El pago se efectuará por unidad (Und), será pagada según el Sistema de Contratación pactado que constituirá compensación total de mano de obra, equipo y cualquier otro insumo e imprevistos necesarios para su correcta ejecución y colocación de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento de la Ley de Contrataciones y del Estado.

#### **01.01.02 CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANIA.**

##### **Descripción:**

Deberá ser en un lugar de fácil acceso, prevenir el acceso de aguas de lluvia, proveído de un sistema de drenaje alrededor del mismo.

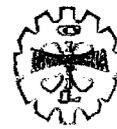
Comprende los trabajos necesarios, para construir y/o habilitar las instalaciones adecuadas para la iniciación de la obra, incluye caseta de guardianía y almacén. Son temporales, fabricadas con madera y triplay que faciliten el montaje y desmontaje en corto plazo, con una área mínima de 30.00 m<sup>2</sup>. Al finalizar los trabajos, todas las instalaciones serán retiradas, debiendo quedar limpia y libre de desmonte, toda el área que utilizó para tal fin.

##### **Medición.**

El trabajo efectuado se medirá por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) de construcción.

##### **Forma De Pago**

El pago se efectuará por m<sup>2</sup>, será pagada según el Sistema de Contratación pactado que constituirá compensación total de mano de obra, equipo y cualquier otro insumo e imprevistos necesarios para su correcta ejecución y de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento de la Ley de Contrataciones y del Estado.



## **01.02.00 TRABAJOS PRELIMINARES**

### **01.02.01 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL**

#### **Descripción**

Comprende todos los trabajos que de esa naturaleza deberán realizarse antes del trazo, durante el proceso de construcción de la obra y después de terminada para su entrega, incluye todo lo que refiere a mantener en orden la obra, acomodando los materiales existentes, los que se estén empleando propiamente en el trabajo, así como la limpieza de equipo y herramientas. La obra deberá presentarse siempre limpia y ordenada. Se eliminará constantemente los desmontes, desperdicios escombros y basurales. Las superficies estarán libres de piedras grandes.

#### **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.**

El trabajo efectuado se medirá por metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

**Base de Pago:** El pago de estos trabajos se hará por m<sup>2</sup>, cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto.

### **01.02.02 DESMONTAJE DEL TABLERO DE PUENTE EXISTENTE.**

#### **Descripción:**

Se considera en esta partida, el desmontaje del tablero de puente existente de madera en el lugar y el transporte fuera de obra de los materiales excedentes.

#### **Método de Medición.**

El trabajo efectuado se medirá por metro cuadrado (m<sup>2</sup>). Se tendrá en cuenta el equipo necesario para su ejecución.

**Bases de pago:** El pago se efectuará al precio unitario por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra y equipos necesarios para el trabajo de desmontaje

### **01.02.03 DEMOLICIÓN DE OBRAS DE CONCRETO.**

#### **Descripción:**

Se considera en esta partida, la eliminación de aquellos muros de concreto, que se encuentran en el área del terreno destinado a la construcción de las alas y estribos del puente, incluye las partes que están debajo del terreno (cimientos); el relleno de las zanjas abiertas por necesidad de la demolición y el transporte fuera de obra de los materiales excedentes.

#### **Método de Medición.**

El trabajo efectuado se medirá por metro cúbico (m<sup>3</sup>). Se tendrá en cuenta el equipo necesario para su ejecución.



**Bases de pago:** El pago se efectuará al precio unitario por metro cúbico (m<sup>3</sup>) y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra y equipos necesarios para el trabajo de demolición.

#### **01.02.04 ELIMINACIÓN DE MATERIAL DE DEMOLICIÓN**

##### **Descripción:**

Se considera en esta partida, la eliminación de material producto de la demolición del puente existente, que se encuentran en el área del terreno destinado a la construcción del mismo.

##### **Método de Medición.**

El trabajo efectuado se medirá por metro cúbico (M<sup>3</sup>). Se tendrá en cuenta el equipo necesario para su ejecución.

**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 eliminación

#### **01.02.06 TRAZO Y REPLANTEO**

##### **Método Constructivo**

**El Trazo y Replanteo:** 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 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.

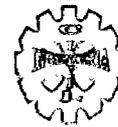
**Determinación de los Alineamientos y Ejes:** De acuerdo con los planos del proyecto, el Ingeniero Residente ubicará los puntos referenciales para el trazado de los ejes, los que se materializarán en cerchas, estacas, muretes, etc. de acuerdo con los elementos o facilidades que se le presenten en el 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.**

El trabajo efectuado se medirá por metro cuadrado (m<sup>2</sup>). Se tendrá en cuenta el equipo necesario para su ejecución.

**Bases de pago:** El pago se efectuará al precio unitario por metro cuadrado ( m<sup>2</sup>) y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra y equipos necesarios para el trabajo de desmontaje

### **01.03.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**

#### **01.03.01 EXCAVACIÓN DE TERRENO CONGLOMERADO SUMERGIDO EN AGUA**

**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 (m<sup>3</sup>), 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.

#### **01.03.02 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE**

**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 (M<sup>3</sup>), 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.



#### 01.04.00 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 Pórtland tipo I el mismo que debe cumplir con la especificación ASTM C 150 y/o la Norma ASTM-C-150. 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, las mismas que tendrán un diámetro entre 6" y 8".

###### Agua

El agua que se emplea para la mezcla y curado del concreto debe ser limpia y libre de aceites, ácidos, álcalis, materiales orgánicos o minerales y cualquier otro tipo de impurezas que puedan reducir la calidad del concreto. De preferencia esta debe ser agua potable.

##### 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 igual al 75% de  $f_c$ , 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.



#### 01.04.01 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 cuadrado (m<sup>2</sup>).

**Base de pago:** El pago se efectuará al precio unitario por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, y equipo y/o herramientas.

#### 01.05.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

##### MATERIALES:

##### Cemento

Excepto en los casos en que se especifique lo contrario, el cemento a usarse será Pórtland Tipo I.

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



Lutitas (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 deletéreos	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

la arena utilizada en la mezcla del concreto podrá ser sometida 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 residente 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 efectuó el Ingeniero residente.

#### **Agregado Grueso**

Deberá ser 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.

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 residente 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 residente 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.

#### 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  $5900 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Elongación de 20 diámetros mínimo 8%.
- Grado 60
- En todo caso satisficiera 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 y 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 contado 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 residente.

### 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)

L	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 que se emplea para la mezcla y curado del concreto debe ser limpia y libre de aceites, ácidos, álcalis, materiales orgánicos o minerales y cualquier otro tipo de impurezas que puedan reducir la calidad del concreto. De preferencia esta debe ser agua potable.

### 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 esta 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.

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 residente.

### **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.

## **COLOCACIÓN 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 residente.

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:

ASENTAMIENTO		
CLASE DE CONSTRUCCION	EN PULGADAS	
	MÁXIMO	MINIMO
Zapatas	4	1
Zapatas 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 empujados en el concreto.

La vibración deberá realizarse por medio de vibradores, accionados eléctricamente. 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 la losa sea vaciada 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 rellenas 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 residente.

### 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-155), 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 curados 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 cangrejas 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 aplicará 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 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 m<sup>3</sup>. De concreto, o por cada 50 m<sup>2</sup>. 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 residente 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 residente 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  $15 \text{ Kg./cm}^2$ .
- 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  $200 \text{ KG/M}^2$

La deformación máxima entre elementos y soporte debe ser menor de  $1/240$  de la luz entre los miembros estructurales  $6 \frac{1}{8}$ ", el que sea menor.

Las formas deben ser herméticas para prevenir la filtración del mortero y serán debidamente arriostradas o ligadas entre si 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 tubitos 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 cangrejeras deberán picarse en la extensión que abarquen tales defectos y el espacio relleno 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



Quando se haya aumentado la resistencia del concreto y 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

Quando 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.

Quando 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.

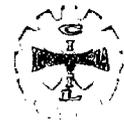
Inmediatamente antes de las aplicación de la carga de ensayo a los miembros que trabajan a flexión (incluyen vigas, losas), se harán las lecturas iniciales necesarias para las medidas de las deflexiones (y esfuerzos, si ellos se consideran necesarios) causados por la aplicación de la carga de ensayo.

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, 1”. 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 edificaciones, al Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-99) y a las normas del A.S.T.M. correspondientes.

#### **01.05.01 CONCRETO $f'c = 210 \text{ KG/CM}^2$**

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 cúbico ( $m^3$ ) 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.

#### **01.05.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRIBOS**

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 los estribos se ejecutará cumpliendo las especificaciones técnicas ya indicadas en el ítem Encofrado.

**Método de medición y bases de pago:** Metro cuadrado (m<sup>2</sup>) para el encofrado y desencofrado de estribos, el pago se efectuará de acuerdo costo unitario establecido en el análisis de costos unitarios del presupuesto de obra.

#### 01.05.03 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

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.

#### 02.00.00 ALETAS.

##### 02.01.00 TRABAJOS PRELIMINARES

##### 02.01.01 TRAZO Y REPLANTEO

(Iden. 01.01.06)

##### 02.02.01 EXCAVACIÓN EN TERRENO CONGLOMERADO SUMERGIDO EN AGUA

(Iden. 01.02.01)

##### 02.02.02 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE EN FORMA MANUAL

(Iden. 01.02.02)

##### 02.03.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

##### 02.03.01 SOLADO PARA ZAPATAS $E = 8''$ C:H 1:8

(Iden. 01.04.01)

##### 02.04.01 CONCRETO $f'c = 175 \text{ KG/CM}^2$

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 cúbico (m<sup>3</sup>) 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.

#### **02.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ALETAS**

(Iden. 01.05.02)

#### **02.04.03 ACERO FY = 4200 KG/CM<sup>2</sup>**

(Iden. 01.05.03)

#### **02.05.00 CONFORMACION DE ACCESOS**

##### **02.05.01 RELLENO CON MATERIAL PROPIO COMPACTACION CON MAQUINARIA EN ACCESOS.**

**Descripción:** Consiste en la utilización de materiales seleccionados de la partes laterales de la ladera del lugar donde se ubicará el puente, que son necesarios para rellenar los accesos

**Método De Construcción:** Consiste en la colocación de materiales propios seleccionados, para rellenar los accesos 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.

**Medida y Forma de Pago:** Los trabajos comprendidos en esta partida serán medidos y pagados por m<sup>3</sup>.

**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, maquinaria y material necesaria para el trabajo de relleno con compactación.

#### **03.00.00 SUPERESTRUCTURA**

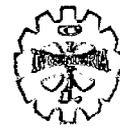
##### **03.01.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO**

##### **03.01.01 CONCRETO F'C = 280 KG/CM<sup>2</sup> (LOSA, VIGAS, VEREDA, SARDINEL)**

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.

### **03.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS LATERALES Y VIGAS DIAFRAGMA**

(Iden. 01.05.02)

### **03.01.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA (PUENTE)**

(Iden. 01.05.02)

### **03.01.04 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDA Y GUARDERÍA**

(Iden. 01.05.02)

### **03.01.05 ACERO FY = 4200 KG/CM<sup>2</sup>**

(Iden. 01.05.03)

### **03.02.00 DISPOSITIVOS DE APOYO**

#### **03.02.01 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).

**Bases de pago:** El pago se efectuara al precio unitario por unidad (UND).

#### **03.02.02 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).

**Bases de pago:** El pago se efectuara al precio unitario por unidad (UND).

### **03.03.00 BARANDAS**

#### **03.03.01 BARANDAS DE F° G° C/ PASAMANOS Y PARANTES DE 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.



### 03.04.00 TARRAJEOS

#### 03.04.01 TARRAJEO FROTACHADO 1:4 (EN LOSA, VEREDA Y GUARDERA)

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 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 la 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 m<sup>2</sup>.



### 03.05.00 OTROS

#### 03.05.01 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 rellenas 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.

**Forma de Pago:** Se pagara al precio unitario por metro Cuadrado (M2), señalada en el Expediente técnico, constituyendo dicho pago, compensación total por los materiales mano de obra y equipo usado.

#### 03.05.02 DRENAJE DE LA LOSA DEL PUENTE

**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.

#### 03.05.03 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.

#### 03.05.04. CURADO DE OBRAS DE CONCRETO CON ADITIVO

##### a. Descripción.

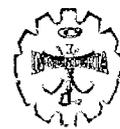
Para el curado de todas las estructuras de concreto se deberá de utilizar antisol, este se aplicará haciendo uso de un equipo pulverizador y se le adicionará una vez que el concreto a fraguado, la aplicación de este producto deberá ser en forma uniforme en toda la superficie a fraguar.

##### b. Norma de Medición.

El trabajo ejecutado se medirá por metro cuadrado (m2), aprobado por el Ingeniero Supervisor, de acuerdo a lo especificado.

##### c. Base de Pago

El pago estará en función al Sistema de Contratación y de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento de la Ley de Contrataciones del Estado



### 03.06.00 FALSO PUENTE

#### 03.06.01 CONSTRUCCIÓN FALSO PUENTE

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 5.70 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 m<sup>2</sup>.

### 03.07.00 SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA

#### 03.07.01 SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA DEL 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:** Unidad, la cual abarcará la señal propiamente dicha, el poste y la cimentación. Se medirá el conjunto debidamente colocado y aprobado por el ingeniero supervisor.

### 04.00.00 MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

#### 04.01.00 MITIGACION AMBIENTAL

##### Descripción

##### Medidas de mitigación en el medio físico

- Medidas de control en la calidad de aire a fin de evitar la emisión de partículas minerales (polvo) se deberá regar con agua las superficies de actuación canteras, botaderos, accesos en la medida de lo posible; asimismo, se deberá transportar el material de las canteras previamente humedecido. Del mismo modo las fuentes móviles de combustión no podrán emitir al ambiente partículas de monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno por encima de los límites establecidos por la OMS.
- Medidas para la emisión de fuentes de ruido: La maquinaria empleada deberá contar con silenciadores y el empleo de sirenas será restringido. El personal que labora en el manejo y manipulación de materiales deberá usar protectores auditivos.
- Medidas para el control de la calidad del agua: Se realizará un control estricto de la calidad de agua mediante la realización de análisis físico, químico y bacteriológico de tal manera que no sobrepasen los rangos tolerables establecidos por la OMS.
- Medidas de mitigación para la protección del suelo: Los aceites y lubricantes usados así como los residuos de limpieza deberán ser almacenados en recipientes herméticos para su posterior evacuación en los rellenos sanitarios



### **Medidas de mitigación en el medio biológico**

- Recuperación de áreas de vegetación natural en las áreas disturbadas.
- En las áreas seleccionadas para la eliminación del material excedente deberá realizarse en forma técnica. El sitio elegido será seleccionado cuidadosamente evitando zonas inestables o áreas de importancia ambiental, tales como áreas hidromórficas o de alta productividad agrícola. El manejo de drenaje es de suma importancia en el botadero para evitar su posterior erosión, por lo cual es necesario la colocación de filtros de desagüe para permitir el paso del agua. Para efectos de relleno en ciertas depresiones, será necesario conformar el relleno en forma de terrazas y colocar un muro de pata de gavión previo al relleno, se retirará la capa orgánica de suelo, la cual será almacenada para su posterior utilización en las labores de revegetación.

### **Medidas de mitigación en el ambiente de la salud**

- El personal empleado para la ejecución del proyecto, deberá presentar una certificación de buena salud, antes de iniciar el trabajo. Por ningún motivo se contratará personal con afecciones del aparato respiratorio.
- El personal deberá contar con equipo mínimo de seguridad o de protección personal, tales como botas, cascos, uniformes, botiquín de primeros auxilios entre otros.
- Medidas sanitarias y de seguridad ambiental.
  - ⇒ Se deberá ingerir agua o alimentos bien cocidos.
  - ⇒ Se deberá instalar un Disal por cada 20 trabajadores.
  - ⇒ Asimismo, se recomienda a la Empresa Ejecutora, implemente un reglamento de comportamiento del personal en la zona de trabajo y su área de influencia.

### **Medición**

El trabajo ejecutado se medirá en forma global (glb), aprobado por el Ingeniero Supervisor, de acuerdo a lo especificado.

### **Forma de Pago**

Dicha partida será pagada en forma global y según el precio unitario que figura en el presupuesto.

## **04.00.00 FLETE**

### **04.01.00 FLETE TERRESTRE**

#### **Descripción**

La partida está referida al transporte de los materiales a emplearse en la ejecución del proyecto, utilizando volquetes, camiones, etc.

#### **Medición**

El trabajo ejecutado se medirá en forma global (glb), aprobado por el Ingeniero Supervisor, de acuerdo a lo especificado.

#### **Forma de Pago**

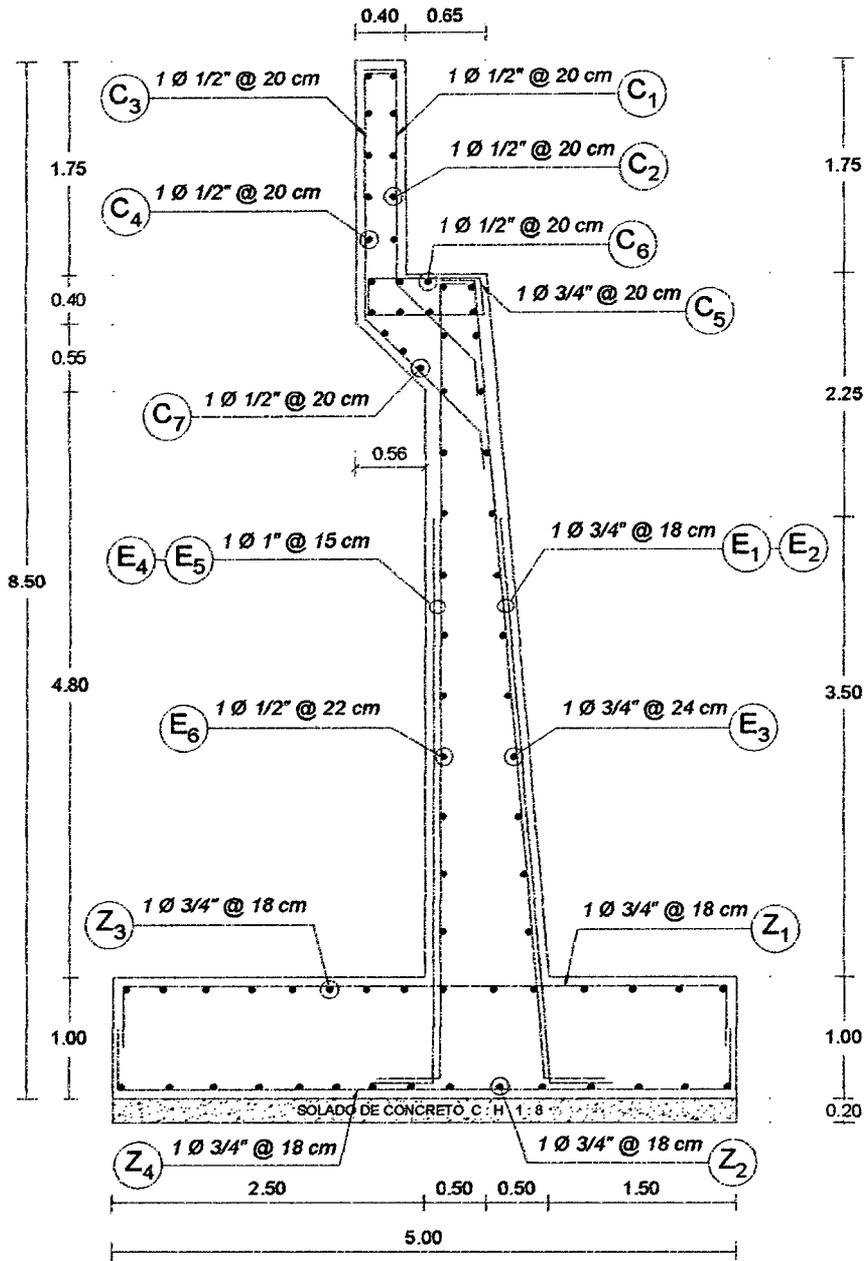
Dicha partida será pagada en forma global y según el precio unitario que figura en el presupuesto.

**1.3 METRADOS****01.00.00 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.

**Datos**

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALORES
Largo de cajuela	$l_j =$	0.65 m
Ancho de cajuela : $a_j = 2a + 2b + s$	$a_j =$	5.70 m
Espesor del parapeto	$a_r =$	0.40 m
Espesor parcial placa - pantalla 1	$E_1 =$	0.50 m
Espesor parcial placa - pantalla 2	$E_2 =$	0.50 m
Espesor inferior placa - pantalla : $E = E_1 + E_2$	$E =$	1.00 m
Acartelamiento - cajuela : $g_j = l_j + a_r - E_1$	$g_j =$	0.55 m
Altura - parapeto : $h_r = 2(e) + h(\text{viga PP})$	$h_r =$	1.75 m
Profundidad del Estribo	$H_f =$	7.50 m
Espesor - cajuela	$e_j =$	0.40 m
Altura total - cajuela : $h_j = e_j + g_j$	$h_j =$	0.95 m
Altura de zapata	$h_z =$	1.00 m
Altura placa - pantalla	$h_p =$	3.80 m
Ancho de zapata	$C =$	6.50 m
Largo de zapata	$B =$	5.00 m
Pie de zapata	$B_1 =$	1.50 m
Talón de zapata	$B_2 =$	2.50 m
Recubrimiento de acero en zapata	$S_z =$	0.075 m
Recub. de acero en pantalla, cajuela y parapeto	$S_x =$	0.05 m
Traslapes no indicados	$Tras =$	0.30 m



Acotaciones en metros.

Gráfico 1.3.1 Esquema del estribo

01.01.00 OBRAS PROVISIONALES

01.01.01 CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE (3.60x2.40 M)

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Parcial	total (und.)
Cart. idem. obra.	-	-	-		1	1
<b>Total =</b>						<b>1</b>



**01.01.02 CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANIA.**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Parcial	total (und.)
Cas. Alm. guar.	5.76	5.00	-		1	1
<b>Área Total (m2)=</b>						<b>28.80</b>

**01.02.00 TRABAJOS PRELIMINARES**

**01.02.02 Limpieza de terreno manual**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	A-final m <sup>2</sup>
Limp. Man. Terr.	5.00	6.50	-	2	65.00	65.00
<b>Área Total (m<sup>2</sup>) =</b>						<b>65.00</b>

**01.02.03 Desmontaje de tablero de puente existente**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	A-final m <sup>2</sup>
Desmontaje	18.5	3.60	-	1	66.60	66.60
<b>Área Total (m2) =</b>						<b>66.60</b>

**01.02.04 Demolición de obras de concreto**

DESCRIPCIÓN	METRADO	UNIDAD
Demolición	22.68	m3

**01.02.05 Eliminación de material de demolición**

Volumen a demoler x 1.25 = 27.36 m<sup>3</sup>

**01.02.06 Trazo y replanteo**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	A-final m <sup>2</sup>
Trazo y replant.	5.00	6.50	-	2	65.00	65.00
<b>Área Total (m2) =</b>						<b>65.00</b>

**01.03.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**

**01.03.01 Excavación en terreno conglomerado sumergido en agua**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	V. Parcial m <sup>3</sup>	V-final m <sup>3</sup>
Excavación	5.00	6.50	2.80	2	32.50	182.00	182.00
<b>Volumen Total =</b>							<b>182.00</b>

**01.03.02 Eliminación de material excedente en forma manual**

Volumen a excavar x 1.25 - Volumen de relleno con mat. Propio = 227.50 m<sup>3</sup>



**01.04.00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**

**01.04.01 Solado para zapatas E = 8" C:H 1:8**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	N° Veces	Área m <sup>2</sup>	V. Parcial m <sup>3</sup>	A-final m <sup>2</sup>
Solado	5.00	6.50	0.20	2	32.50	13.00	65.00
<b>Área Total (m<sup>2</sup>) =</b>							<b>65.00</b>

**01.05.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO**

**01.05.01 Concreto f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	N° Veces	Área m <sup>2</sup>	V-parcial m <sup>3</sup>	V-final m <sup>3</sup>
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	5.58	
C	0.08	6.50	0.95	2	0.04	0.99	
							12.03
Volumen de parapeto	0.40	6.50	1.75	2	2.60	9.10	9.100
<b>Volumen Total =</b>							<b>117.33m<sup>3</sup></b>

**01.05.02 Encofrado y desencofrado de estribos**

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	N° Veces	Área m <sup>2</sup>
<b>Encofrado Zapata</b>					
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
<b>Total =</b>					<b>46.00</b>

**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
<b>Total =</b>					<b>140.23</b>

**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
<b>Total =</b>					<b>31.25</b>

**Encofrado de Parapeto**

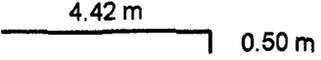
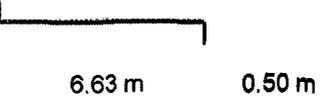
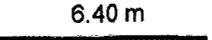
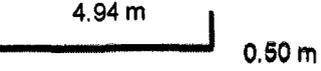
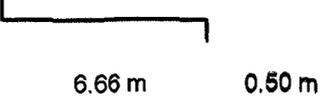
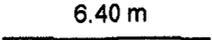
Parte Anterior		6.50	1.75	2	22.75
Parte Posterior		6.50	1.75	2	22.75
En el sentido de B	0.40		1.75	4	2.80
<b>Total =</b>					<b>48.30</b>
<b>Área Total m2 =</b>					<b>265.78 m<sup>2</sup></b>



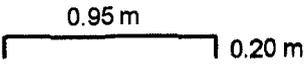
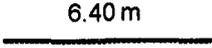
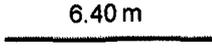
01.05.03 Acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

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"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
	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	
<b>TOTAL DE ACERO EN KG :</b>											<b>1782.01</b>	



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"
	1"	4.92	0.15	44	0.00	216.48					872.41
	1"	7.43	0.15	44	0.00	326.92					1317.49
Transv. 	1/2"	6.40	0.22	27	0.00	172.80		176.26			
<b>PANTALLA - ANTERIOR</b>											
	3/4"	5.44	0.18	28	0.00	152.34				344.28	
	3/4"	7.46	0.18	28	0.00	208.90				472.12	
Transv. 	3/4"	6.40	0.24	33	0.00	211.20				477.31	
<b>TOTAL DE ACERO EN KG :</b>								176.26		1293.71	1582.73



							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	
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"		
0.20 m 	3/4"	1.35	0.2	33	0.00	44.55					100.68		
Transv. 	1/2"	6.40	0.2	6	0.00	38.40		39.17					
Transv. 	1/2"	6.40	0.2	5	0.00	32.00		32.64					
<b>TOTAL DE ACERO EN KG :</b>									<b>71.81</b>			<b>100.68</b>	



							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	108.59		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					
<b>TOTAL DE ACERO EN KG :</b>									<b>440.10</b>				

**Cuadro Resumen de metrado de Acero de los Estribos**

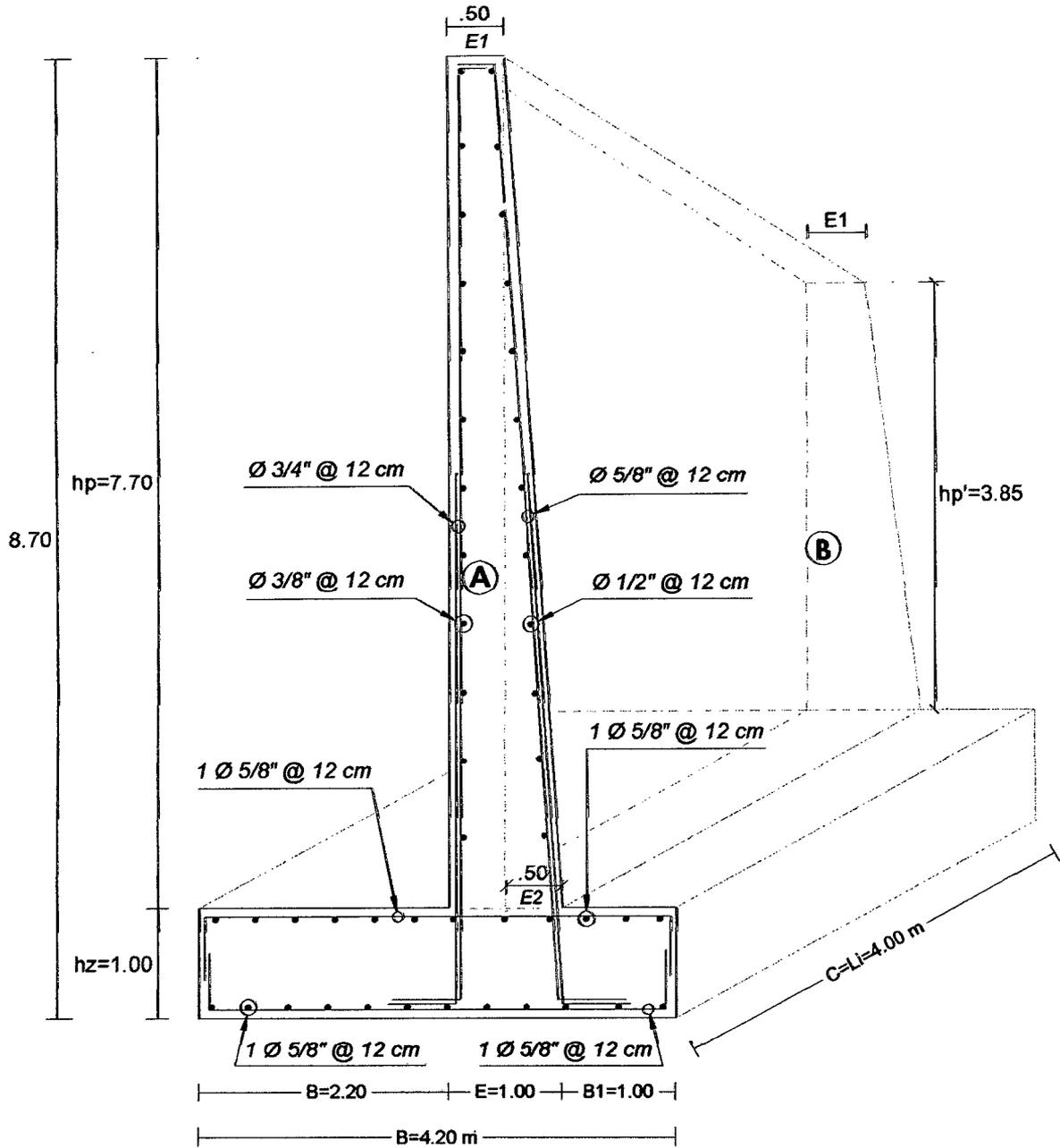
ACERO EN ESTRIBOS	DIÁMETRO DEL ACERO			
	1/2 "	3/4 "	1 "	Total
Total peso acero en un estribo	688.16	3176.40	2189.90	
Peso mas desperdicio (5 %)	722.57	3335.23	2299.40	
Total varillas por Ø acero de 1 estribo	75	156	61	
Total peso más desperdicios 2 estribos (kg)	1445.14	6670.45	4598.79	12714.38
Total varillas por Ø acero de 2 estribos	150	312	121	

**02.00.00 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.

**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



Acotaciones en metros.

Gráfico 1.3.2 Esquema de las alas del estribo.

## 02.01.00 TRABAJOS PRELIMINARES

### 02.01.01 Trazo y replanteo

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	N° Veces	Área m <sup>2</sup>	A-final m <sup>2</sup>
Trazo y replanteo	4.20	4.00	-	4	67.20	67.20
<b>Área Total =</b>						<b>67.20</b>



**02.02.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**

**02.02.01 Excavación en terreno conglomerado sumergido en agua**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	V. Parcial m <sup>3</sup>	V-final m <sup>3</sup>
Excavación	4.20	4.00	6.00	4	16.80	403.20	403.20
<b>Volumen Total =</b>						<b>403.20</b>	

**02.02.02 Eliminación de material excedente en forma manual**

Volumen a excavar x 1.25 - Volumen de relleno con mat. Propio = 416.64 m<sup>3</sup>

**02.03.00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**

**02.03.01 Solado para zapatas E = 8º C:H 1:8**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	V. Parcial m <sup>3</sup>	A-final m <sup>2</sup>
Relleno	4.20	4.00	0.20	4	16.80	13.44	67.20
<b>Área Total =</b>						<b>67.20</b>	

**02.04.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO**

**02.04.01 Concreto Fc = 175 kg/cm<sup>2</sup>**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	V-parcial m <sup>3</sup>	V-final m <sup>3</sup>
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		
<b>Volumen Total =</b>						<b>69.30</b>	<b>69.30</b>
<b>Volumen Total =</b>						<b>136.50 m<sup>3</sup></b>	

**02.04.02 Encofrado y desencofrado de aletas**

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>
<b>Encofrado Zapata</b>					
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
<b>Total =</b>					<b>48.80</b>

**Encofrado de pantalla**

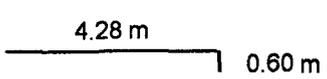
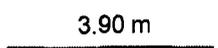
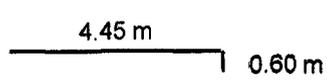
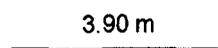
Pantalla anterior		4.00	5.80	4	92.79
Pantalla posterior		4.00	5.78	4	92.40
Área B	0.75		3.85	4	11.55
<b>Total =</b>					<b>185.19</b>
<b>Área Total =</b>					<b>233.99 m<sup>2</sup></b>



02.04.03 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
Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04							
	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			
<b>TOTAL DE ACERO EN KG :</b>										<b>964.48</b>		



PANTALLA - POSTERIOR (acero en sección promedio)	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"	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					
<b>PANTALLA - ANTERIOR (sección prom.)</b>												
	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				
<b>TOTAL DE ACERO EN KG :</b>							<b>144.77</b>	<b>254.59</b>	<b>687.15</b>	<b>955.38</b>		



**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	

**02.05.00 CONFORMACIÓN DE ACCESOS**

**02.05.01 Relleno con material propio compactación con maquinaria en accesos**

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	V. Parcial m <sup>3</sup>	V-final m <sup>3</sup>
1º Acceso	21.55	3.60	1.72	0.5	-	66.72	
	21.55	1.72	1.72	0.5	-	31.51	97.71
2º Acceso	58.95	3.60	2.23	0.5	-	236.63	
	58.95	2.23	2.23	0.5	-	146.58	383.21
<b>Volumen Total =</b>							<b>480.92</b>
<b>Volumen Total = Vol. A relleno x coef (1.30):</b>							<b>625.20</b>

**03.00.00 SUPERESTRUCTURA**

**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

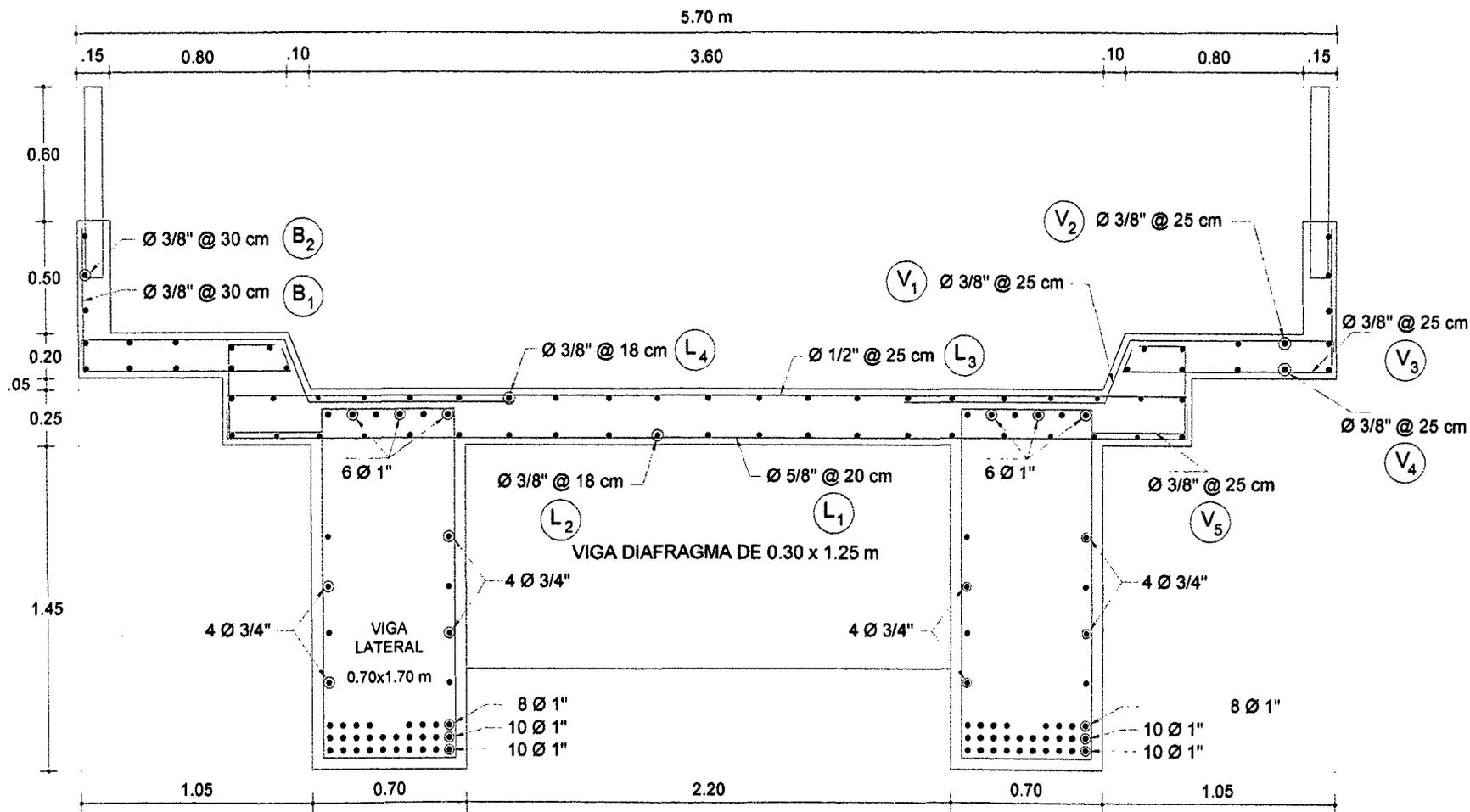


Gráfico 1.3.3 Esquema de la superestructura



03.01.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

03.01.01 Concreto f'c = 280 kg/cm2 (Losa, vigas, vereda, sardinel)

DESCRIPCIÓN	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>	V-parcial m <sup>3</sup>
Volumen de losa	20.60	4.40	0.25	1		22.66
Volumen de vigas laterales	20.60	0.70	1.45	2		41.82
Volumen de vigas diafragma	2.20	0.30	1.25	5		4.13
Volumen de rectángulo (vereda)	20.60	0.65	0.20	2		5.36
Volumen de trapecio (vereda)	20.60	-	-	2	0.09	1.85
Volumen de sardinel	20.60	0.15	0.50	2		3.09
Volumen Total =						<b>78.91 m<sup>3</sup></b>

03.01.02 Encofrado y desencofrado de vigas laterales y vigas diafragma

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>
<b>Encofrado de vigas</b>					
Vigas laterales (Cara Lateral)	20.60	-	1.45	2	59.74
Vigas laterales (Cara Interior)	4.93	-	1.45	8	57.19
Vigas laterales (Cara Costado)	-	0.70	1.70	2	2.38
Vigas laterales (Base)	20.60	0.70	-	2	28.84
Vigas diafragma (bw)	2.20	-	1.00	5	11.00
Vigas diafragma (Base)	2.20	0.30	-	5	3.30
<b>Total =</b>					<b>162.45</b>

03.01.03 Encofrado y desencofrado de losa (puente)

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>
Losa (s)	4.39	2.20		4	38.63
Losa volado (a)	20.60	0.40		2	16.48
Encofrado lateral (t+n)	20.60		0.30	2	12.36
<b>Total =</b>					<b>67.47</b>

03.01.04 Encofrado y desencofrado de vereda y guardería

Descripción	Largo m	Ancho m	Alto m	Nº Veces	Área m <sup>2</sup>
<b>Encofrado de vereda</b>					
Encofrado lateral (g)	20.60		0.20	2	8.24
Parte baja (i)	20.60	0.65		2	26.78
Encof. parte interna	20.60		0.27	2	11.12
<b>Total =</b>					<b>46.14</b>
<b>Encofrado de sardinel</b>					
Encofrado lateral (q)	20.60		0.50	4	41.20
<b>Total =</b>					<b>41.20</b>
<b>Área Total =</b>					<b>87.34 m<sup>2</sup></b>



03.01.05 Acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Losa	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	5.22	9.18	14.4	20.34	36.36
Peso kg/m	0.58	1.02	1.60	2.26	4.04						
<p>4.36 m</p>	1/2"	4.36	0.34	86	374.96		382.46				
<p>0.15 m 4.36 m 0.15 m</p>	5/8"	4.66	0.20	107	498.62			797.79			
<p>.15 6.80 1.40 4.80 1.40 6.80 .15</p>	3/8"	24.30	0.25	25	607.50	352.35					
<p>.15 2.20 1.20 6.60 1.20 6.60 1.20 2.20 .15</p>	3/8"	25.10	0.25	25	627.5	363.95					
<b>PESO DE ACERO EN KG :</b>						<b>716.30</b>	<b>382.46</b>	<b>797.79</b>			



Veredas (02)	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"	2.14	0.18	172	368.08	213.49				
	3/8"	24.30	0.18	8	194.4	112.75				
	3/8"	1.19	0.18	172	204.68	118.71				
	3/8"	24.30	0.18	8	194.40	112.75				
	3/8"	1.02	0.18	172	175.44	101.76				
<b>PESO DE ACERO EN KG :</b>						<b>659.46</b>				



Barandas (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"	24.30	0.35	4	97.20	56.38					
	3/8"	0.94	0.35	142	112.80	65.42					
<b>TOTAL PESO DE ACERO EN KG :</b>						<b>121.80</b>					



Vigas Laterales (02)	Ø pulg	Long. m	@ m	N° Veces	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					3/8"
Parte Superior 	1"	26.90		12	322.80						1304.11
Parte Lateral 	3/4"	24.00		16	384.00				867.84		
Parte Baja - 1ra capa 	1"	26.90		18	484.20						1956.17
Parte Baja - 2da y 3ra capa 	1"	24.00		34	816.00						3296.64
Separadores 	1"	0.60	0.50	168	100.80						407.23
Estribos 	5/8"	6.20		97	600.16			960.26			
<b>TOTAL PESO DE ACERO EN KG:</b>								<b>960.26</b>	<b>867.84</b>	<b>6964.15</b>	



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA ACADÉMICO PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
 "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"



						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
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"	5.04		20	100.8				227.81		
Parte Lateral 	5/8"	3.36		20	67.20			107.52			
Parte Baja 	3/4"	5.04		20	100.8				227.81		
Estribos 	3/8"	4.14	0.20	65	269.10	156.08					
<b>TOTAL PESO DE ACERO EN KG :</b>						<b>156.08</b>		<b>133.76</b>	<b>522.52</b>		

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL

"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"



DESCRIPCIÓN	CUADRO RESUMEN DE ACERO SUPERESTRUCTURA					TOTAL
	DIÁMETRO DEL ACERO (KG,VARILLAS)					
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
Losa	716.36	382.46	797.79			3202.77
Vereda	659.46					183.28
Sardinel	121.8					121.07
Vigas Laterales			960.26	867.84	6964.15	8365.38
Vigas Diafragma	156.08		133.76	522.52		979.03
Sub Total en kg.	1653.70	382.46	1891.81	1390.36	6964.15	12851.54
Desperdicios (*)	49.61	19.12	132.43	111.23	696.42	
Total en kg.	1703.31	401.58	2024.24	1501.59	7660.57	
Sub Total en varillas	326.3	43.75	140.57	73.82	210.69	
Redondeando varillas	327	44	141	74	211	
<b>TOTAL FINAL EN KG.</b>	<b>1706.94</b>	<b>403.92</b>	<b>2030.40</b>	<b>1505.16</b>	<b>7671.96</b>	<b>13318.38</b>

% Desperdicios (*)	3%	5%	7%	8%	10%
--------------------	----	----	----	----	-----



**03.02.00 DISPOSITIVOS DE APOYO**

**03.02.01 Apoyo fijo**

Cant / viga	=	1.00	und.
N° Vigas	=	2.00	und.
<b>TOTAL</b>	=	<b>2.00</b>	<b>und</b>

**03.02.02 Apoyo móvil**

Cant / viga	=	1.00	und.
N° Vigas	=	2.00	und.
<b>TOTAL</b>	=	<b>2.00</b>	<b>und</b>

**03.03.00 BARANDAS**

**03.03.01 Barandas de F° G° c/ pasamanos y parantes de 3"**

DESCRIPCIÓN	N°	LARGO m	ALTO m	PARCIAL
Baranda de Fierro Galvanizado 3"				
Parantes	44		0.60	26.40
Pasamanos	2	20.60		41.20
<b>TOTAL (m) =</b>				<b>67.60</b>

**03.04.00 TARRAJEOS**

**03.04.01 Tarrajeo frotachado 1:4 (En losa, vereda y guardera)**

DESCRIPCIÓN	N°	LARGO m	ANCHO m	ALTO m	PARCIAL	TOTAL m <sup>2</sup>
Tarrajeo e = 1 cm Losa, Vereda, Sardinel		20.60	6.74	-	138.84	138.84

**03.05.00 OTROS**

**03.05.01 Junta de dilatación e = 2"**

DESCRIPCIÓN	N°	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
<b>TOTAL (m2) =</b>					<b>33.83</b>

**03.05.02 Drenaje de la losa del puente**

DESCRIPCIÓN	N°	LARGO m	ALTO m	PARCIAL
Tubería PVC SAL 3" Drenaje losa x 3 m	16	-	0.50	8.00
<b>TOTAL (ml) =</b>				<b>8.00</b>

**03.05.03 Drenaje de estribos y aletas**

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ALTO m	PARCIAL
Tubería PVC SAL 4" Drenaje estribos	8	2.00	-	16.00
<b>TOTAL (ml) =</b>				<b>16.00</b>

**03.05.04. CURADO DE OBRAS DE CONCRETO CON ADITIVO**

En esta partida se considera la suma de áreas de encofrados más el área superior de la losa y veredas del puente.

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ANCHO m	ALTO m	TOTAL
Curado Obras Concreto	-	-	-	-	1002.01
<b>TOTAL (m2) =</b>					<b>1002.01</b>

**03.06.00 FALSO PUENTE****03.06.01 construcción Falso puente**

DESCRIPCIÓN	Nº	LARGO m	ANCHO m	ALTO m	TOTAL
Curado Obras Concreto	1	20	5.70	-	114.00
<b>TOTAL (m2) =</b>					<b>114.00</b>

**03.07.00 SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA****03.07.01 Señalización informativa del puente**

DESCRIPCIÓN	Nº	TOTAL
Señal informativa	2	2 unidad

**04.00.00 MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL****04.01.00 Mitigación ambiental: 1 GLB.****05.00.00 FLETE****05.01.00 Flete terrestre: 1 GLB.**

## Presupuesto

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"		
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA		
Cliente		MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CAJAMARCA	Costo al	02/08/2013
Lugar		CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
01	<b>ESTRIBOS (IZQUIERDO Y DERECHO)</b>				157,850.97
01.01	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				4,008.39
01.01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60x2.40 M	und	1.00	1,253.67	1,253.67
01.01.02	CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANA.	m2	28.80	95.65	2,754.72
01.02	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				3,741.31
01.02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	65.00	2.82	183.30
01.02.02	DESMONTAJE DE TABLERO DE PUENTE EXISTENTE	m2	66.60	3.21	213.79
01.02.03	DEMOLICIÓN DE OBRAS DE CONCRETO	m3	22.68	123.27	2,795.76
01.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL DE DEMOLICION	m3	27.36	16.72	457.46
01.02.05	TRAZO Y REPLANTEO	m2	65.00	1.40	91.00
01.03	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				14,121.38
01.03.01	EXCAVACION DE TERRENO CONGLOMERADO SUMERGIDO EN AGUA	m3	182.00	56.69	10,317.58
01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN FORMA MANUAL	m3	227.50	16.72	3,803.80
01.04	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				1,914.25
01.04.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=8" CONCRETO SIMPLE C:H 1:3	m2	65.00	29.45	1,914.25
01.05	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				134,065.64
01.05.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	m3	117.33	368.85	43,277.17
01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESTRIBOS	m2	265.78	41.17	10,942.16
01.05.03	ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	12,714.38	6.28	79,846.31
02	<b>ALETAS</b>				186,370.22
02.01	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				94.08
02.01.01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	67.20	1.40	94.08
02.02	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				29,823.63
02.02.01	EXCAVACION DE TERRENO CONGLOMERADO SUMERGIDO EN AGUA	m3	403.20	56.69	22,857.41
02.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN FORMA MANUAL	m3	416.64	16.72	6,966.22
02.03	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				1,979.04
02.03.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=8" CONCRETO SIMPLE C:H 1:3	m2	67.20	29.45	1,979.04
02.04	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				136,223.88
02.04.01	CONCRETO FC=175 KG/CM2	m3	136.50	346.48	47,294.52
02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ALETAS	m2	233.99	41.17	9,633.37
02.04.03	ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	12,626.75	6.28	79,295.99
02.05	<b>CONFORMACION DE ACCESOS</b>				18,249.59
02.05.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO COMPACTACION CON MAQUINARIA EN ACCESOS	m3	625.20	29.19	18,249.59
03	<b>SUPER ESTRUCTURA</b>				163,052.91
03.01	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				133,440.16
03.01.01	CONCRETO FC = 280 KG/CM2 (LOSA, VIGAS, VEREDA, SARDINEL)	m3	78.91	411.85	32,499.08
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS LATERALES Y VIGAS DIAFRAGMA	m2	162.45	61.71	10,024.79
03.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA (PUENTE)	m2	67.47	42.96	2,898.51
03.01.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDA Y GUARDERÍA	m2	87.34	50.13	4,378.35
03.01.05	ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	13,318.38	6.28	83,639.43
03.02	<b>DISPOSITIVOS DE APOYO</b>				1,823.40
03.02.01	APOYO FIJO	und	2.00	422.73	845.46
03.02.02	APOYO MOVIL	und	2.00	488.97	977.94
03.03	<b>BARANDAS</b>				4,953.05
03.03.01	BARANDAS DE P" G" C/ PASAMANOS Y PARANTES DE 3"	m	67.60	73.27	4,953.05
03.04	<b>TARRAJEOS</b>				2,242.27
03.04.01	TARRAJEO FROTACHADO 1:4 (EN LOSA, VEREDA Y GUARDERA)	m2	138.84	16.15	2,242.27
03.05	<b>OTROS</b>				6,366.71
03.05.01	JUNTA DE DILATACIÓN E = 2"	m	33.83	6.75	228.35
03.05.02	DRENAJE DE LA LOSA DEL PUENTE	m	8.00	17.37	138.96
03.05.03	DRENAJE DE ESTRIBOS Y ALAS	m	16.00	17.37	277.92
03.05.04	CURADO DE OBRAS DE CONCRETO CON ADITIVO	m2	1,002.01	5.71	5,721.48

## Presupuesto

Presupuesto 0601001 "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto 001 ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA  
 Cliente MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CAJAMARCA Costo al 18/03/2013  
 Lugar CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
03.06	FALSO PUENTE				13,980.96
03.06.01	CONSTRUCCION FALSO PUENTE	m2	114.00	122.64	13,980.96
03.07	SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA				246.36
03.07.01	SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA DEL PUENTE	und	2.00	123.18	246.36
04	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL				2,500.00
04.01	MITIGACION AMBIENTAL	GLB	1.00	2,500.00	2,500.00
05	FLETE				5,967.48
05.01	FLETE TERRESTRE	GLB	1.00	5,967.48	5,967.48
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>515,741.58</b>
	<b>GASTOS GENERALES (10%)</b>				<b>51,574.16</b>
	<b>UTILIDAD (10%)</b>				<b>51,574.16</b>
	<b>SUBT TOTAL</b>				<b>618,889.90</b>
	<b>IGV (18%)</b>				<b>111,400.18</b>
	<b>VALOR REFERNCIAL</b>				<b>730,290.08</b>
	<b>SUPERVISION Y LIQUIDACION (3.74%)</b>				<b>27,300.00</b>
	<b>EXPEDIENTE TECNICO ( 3.5%)</b>				<b>25,560.15</b>
	<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>				<b>783,150.23</b>

SON : SETECIENTOS OCHENTITRES MIL CIENTO CINCUENTA Y 23/100 NUEVOS SOLES

## DESAGREGADO DE GASTOS GENERALES

PROYECTO: "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"

### 1 GASTO GENERALES FIJOS

1.1 Oficina, Almacén y Guardia	Estimado	S/.	1,000.00
1.2 Gastos Notariales y Financieros	Estimado	S/.	800.00
1.3 Gastos de Licitación	Estimado	S/.	500.00
<b>TOTAL GASTOS FIJOS</b>		<b>S/.</b>	<b>2,300.00</b>

### 2 GASTOS GENERALES VARIABLES

#### A.1 Dirección Técnica, Administrativa y Auxiliar

- Personal Profesional y Técnico	S/.	Meses	
Ing. Residente	3500.00	4	S/.
Maestro de Obra	2300.00	4	S/.
Topógrafo	1500.00	2	S/.
<b>Sub Total</b>			<b>S/.</b>
			<b>26,200.00</b>
- Personal Administrativo y Auxiliar	S/.	Meses	
(1) Administrador de Obra	1100.00	4	S/.
(1) Almacenero de Obra	1000.00	4	S/.
<b>Sub Total</b>			<b>S/.</b>
			<b>8,400.00</b>

#### A.3 Mobiliario

- Escritorios con Sillas	S/.	Cantidad	
- Pizarra de Avances e Información	200.00	3	S/.
- Dispensadores de Agua	90.00	1	S/.
- Computadora e Impresora	25.00	3	S/.
	1200.00	1	S/.
<b>Sub Total</b>			<b>S/.</b>
			<b>1,965.00</b>

#### A.4 Elementos de Seguridad

- Soga de Nylon 5/8"	S/.	Cantidad	
- Extintor contra Incendios 6 kg	4.00	100	S/.
- Protector de Oídos Tipo Tapón	150.00	1	S/.
- Guantes de Cuero	15.00	4	S/.
- Guantes de Jebe de Albañil	12.00	10	S/.
- Zapatos de Cuero con Punta de Acero	15.00	10	S/.
- Botas de Jebe con Punta Reforzada	106.64	7	S/.
- Casco para Ingenieros	75.00	10	S/.
- Cascos para Personal	35.00	2	S/.
- Chalecos	35.00	15	S/.
- Capotín	50.00	15	S/.
- Lentes	30.00	15	S/.
	12.00	5	S/.
<b>Sub Total</b>			<b>S/.</b>
			<b>4,231.45</b>

#### A.5 Servicios

- Alumbrado	S/.	Meses	
- Agua	50.00	4	S/.
- Camioneta	40.00	4	S/.
- Baños Portátiles	1400.00	4	S/.
	200.00	4	S/.
<b>Sub Total</b>			<b>S/.</b>
			<b>6,760.00</b>

#### A.6 Gastos Sede Central

- Contabilidad y otros	S/.	Cantidad	
- Fotocopias, Copias de Planos	300.00	3	S/.
- Impresos, Útiles de escritorio y Oficina	150.00	3	S/.
	122.57	3	S/.
<b>Sub Total</b>			<b>S/.</b>
			<b>1,717.71</b>

### TOTAL GASTOS VARIABLES

**S/.** **49,274.16**

GASTOS GENERALES		
<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>S/.</b>	<b>515,741.58</b>
<b>I. GASTOS GENERALES</b>	<b>S/.</b>	<b>% Costo Directo</b>
1. GASTO FIJOS	2,300.00	0.45 %
2. GASTO VARIABLES	49,274.16	9.55 %
<b>TOTAL</b>	<b>51,574.16</b>	<b>10.00 %</b>

## GASTOS DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN

**PROYECTO: "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"**

FINANCIA : Municipalidad Provincial de Cajamarca

REGIÓN : Cajamarca

PROVINCIA : Cajamarca

<b>VALOR REFERENCIAL</b>					<b>730,290.08</b>
<b>GASTOS DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN</b>					<b>3.74% VR</b>
					<b>27,300.00</b>
Item	Descripción	Meses	Cantidad	Monto / Mes	Monto Parcial
1	Ingeniero Supervisor	4	1	5,000	20,000.00
4	Movilidad + Combustible	4	1	1,000	4,000.00
5	Pruebas de Control de Calidad		1	800	800.00
6	Útiles de Escritorio + Impresiones		1	500	500.00
7	liquidacion		1	2,000	2,000.00
<b>PORCENTAJE TOTAL DE GASTOS DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN</b>					<b>3.74%</b>
<b>COSTO TOTAL DE GASTOS DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN</b>					<b>27,300.00</b>

**CALCULO DEL FLETE**

PROYECTO : \* ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA -

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CAJAMARCA

**1- DATOS GENERALES**

**A-POR PESO**

MATERIALES	UNIDAD	AFECTO IGV	PESO.UNIT.	PESO.TOTAL
CEMENTO	BL	3,474.00	42.50	147,645.00
ACERO CORRUGADO	KG	40,725.00	1.00	40,725.00
MADERA EUCALIPTO	KG	2,000.00	1.00	2,000.00
ALAMBRE Y CLAVOS	KG	10,138.00	1.00	10,138.00
TUBOS F*G°	UNID.	62.00	20.00	1,240.00
OTROS	KG	200.00	1.00	200.00
<b>PESO TOTAL</b>				<b>201,748.00</b>

**B-POR VOLUMEN**

**EN AGREGADOS Y MADERA**

DESCRIPC.	UNIDAD	AFECTOS IGV	SIN IGV
ARENA GRUESA	M3		171.00
ARENA FINA	M3		3.00
HORMIGON	M3		29.00
PIEDRA CHANCADA 1/2"	M3		178.00
PIEDRA GRANDE	M3		4.00
MADERA EUCALIPTO	P2		5,073.00
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		<b>0.00</b>	<b>392.98</b>
<b>CAPACIDAD DEL CAMION (M3)</b>		<b>10.00</b>	<b>10.00</b>
<b>NUMERO DE VIAJES</b>		<b>0.00</b>	<b>39.30</b>
<b>REDONDEO</b>		<b>0.00</b>	<b>39.50</b>

**2- FLETE TERRESTRE**

UNIDAD DE TRANSPORTE			
UNIDAD QUE DA COMPROBANTE	X	UNIDAD QUE NO DA COMPROBANTE	
CAPACIDAD DEL CAMION (M3)	10.00	CAPACIDAD DEL CAMION (M3)	
COSTO POR VIAJE S/.	100.00	COSTO POR VIAJE S/.	
CAPACIDAD DEL CAMION (KG)	10,000.00	CAPACIDAD DEL CAMION (KG)	
FLETE POR KG	0.01		

	AFECTO IGV	SIN IGV	
FLETE POR PESO		2,017.48	FLETE POR PESO =Peso Total * Flete por Kg
FLETE POR VOLUMEN			FLETE POR VOLUMEN=No viajes*costo por viaje
	AGREGADOS	3,950.00	
<b>COSTO TOTAL FLETE TERRESTRE.</b>		<b>5,967.48</b>	

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	02/08/2013	
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA						
Partida	01.01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60x2.40 M						
Rendimiento	und/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por : und			1,253.67	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
	Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.2500	2.0000	15.07	30.14		
0147010004	PEON	hh	0.6250	1.0000	11.94	11.94		
						42.08		
	Materiales							
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		1.0000	4.50	4.50		
0202810006	GIGANTOGRAFIA DE 2.40 m.*3.60 m. INCLUYE DISEÑO Y DIAGR.	und		1.0000	437.00	437.00		
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.9000	19.06	17.15		
0238000000	HORMIGON	m3		0.3600	40.00	14.40		
0244010039	MADERA EUCALIPTO	p2		96.0000	3.00	288.00		
0244030024	TRIPLAY DE 8 MM	m2		8.6400	52.00	449.28		
						1,210.33		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	42.08	1.26		
						1.26		
Partida	01.01.02	CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANA.						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m2			95.65	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
	Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5333	15.07	8.04		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5333	13.22	7.05		
0147010004	PEON	hh	3.0000	1.6000	11.94	19.10		
						34.19		
	Materiales							
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.0500	4.50	0.23		
0202130021	CLAVOS PARA CALAMINA	kg		0.0600	5.70	0.34		
0244010039	MADERA EUCALIPTO	p2		6.2000	3.00	18.60		
0244030024	TRIPLAY DE 8 MM	m2		0.5000	52.00	26.00		
0259010100	CALAMINA GALVANIZADA 1.83mx0.83mx2.5mm	pza		0.9000	16.95	15.26		
						60.43		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.19	1.03		
						1.03		
Partida	01.02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m2			2.82	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
	Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	0.1000	0.0200	15.07	0.30		
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.2000	11.94	2.39		
						2.69		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.69	0.13		
						0.13		
Partida	01.02.02	DESMONTAJE DE TABLERO DE PUENTE EXISTENTE						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m2			3.21	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
	Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0800	15.07	1.21		

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	02/08/2013	
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA						
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.1600	11.94	1.91	3.12	
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	3.12	0.09	0.09		
Partida	01.02.03	DEMOLICIÓN DE OBRAS DE CONCRETO						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		123.27		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	15.07	10.05		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.22	8.81		
0147010004	PEON	hh	4.0000	2.6667	11.94	31.84	50.70	
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	50.70	2.54			
0349020008	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM	hm	1.0000	0.6667	70.95	47.30		
0349060004	MARTILLO NEUMATICO DE 25 Kg.	hm	2.0000	1.3333	17.05	22.73	72.57	
Partida	01.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL DE DEMOLICION						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		16.72		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.3333	11.94	15.92	15.92	
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	15.92	0.80	0.80		
Partida	01.02.05	TRAZO Y REPLANTEO						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 600.0000	EQ. 600.0000	Costo unitario directo por : m2		1.40		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0133	13.22	0.18		
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.0533	11.94	0.64	0.82	
	Materiales							
0230990053	YESO DE 20 KG	BOL	0.0150	21.21	0.32			
0243510063	ESTACAS MADERA	und	0.1250	0.50	0.06			
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln	0.0003	29.41	0.01	0.39		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.82	0.02			
0349190008	ESTACION TOTAL	hm	1.0000	0.0133	12.50	0.17	0.19	
Partida	01.03.01	EXCAVACION DE TERRENO CONGLOMERADO SUMERGIDO EN AGUA						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000	Costo unitario directo por : m3		56.69		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010004	PEON	hh	1.0000	4.0000	11.94	47.76	47.76	

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	02/08/2013	
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA						
		<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.76	1.43		
0348080000	MOTOBOMBA 10 HP 4"	hm	0.1500	0.6000	12.50	7.50	8.93	
Partida	01.03.02	<b>ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN FORMA MANUAL</b>						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		16.72		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.3333	11.94	15.92	15.92	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	15.92	0.80	0.80	
Partida	01.04.01	<b>SOLADO PARA ZAPATAS E=8" CONCRETO SIMPLE C:H 1:8</b>						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 125.0000	EQ. 125.0000	Costo unitario directo por : m2		29.45		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.1280	15.07	1.93		
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.1280	13.22	1.69		
0147010004	PEON	hh	8.0000	0.5120	11.94	6.11	9.73	
	<b>Materiales</b>							
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.6000	19.06	11.44		
0238000000	HORMIGON	m3		0.1460	40.00	5.84		
0239050000	AGUA	m3		0.0360	1.00	0.04	17.32	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	9.73	0.29		
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP	hm	1.6500	0.1056	20.00	2.11	2.40	
Partida	01.05.01	<b>CONCRETO F'C=210 KG/CM2</b>						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		368.85		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	15.07	10.05		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.22	8.81		
0147010004	PEON	hh	10.0000	6.6667	11.94	79.60	98.46	
	<b>Materiales</b>							
0205000006	PIEDRA CHANCADA DE 1 1/2"	m3		0.5300	60.00	31.80		
0205010005	ARENA GRUESA DE RIO	m3		0.5200	60.00	31.20		
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7300	19.06	185.45		
0239050000	AGUA	m3		0.1860	1.00	0.19	248.64	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	98.46	4.92		
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.6667	20.00	13.33		
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.6667	5.25	3.50	21.75	
Partida	01.05.02	<b>ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRIBOS</b>						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2		41.17		

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0601001| "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto 001 ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA Fecha presupuesto 02/08/2013

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.07	12.06
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.22	10.58
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.4000	11.94	4.78
<b>Materiales</b>						
0202010002	CLAVOS PARA MADERA C/C 2 1/2"	kg		0.0800	4.50	0.36
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.0800	4.50	0.36
0244000018	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA	p2		4.0700	3.00	12.21
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.42	0.82
<b>0.82</b>						
Partida	01.05.03	ACERO fy=4200 kg/cm2				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000		Costo unitario directo por : kg	<b>6.28</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	15.07	0.48
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.22	0.42
<b>Materiales</b>						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.2500	4.50	1.13
0203020005	ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.00	4.20
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.90	0.05
<b>0.05</b>						
Partida	02.01.01	TRAZO Y REPLANTEO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 600.0000	EQ. 600.0000		Costo unitario directo por : m2	<b>1.40</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0133	13.22	0.18
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.0533	11.94	0.64
<b>Materiales</b>						
0230990053	YESO DE 20 KG	BOL		0.0150	21.21	0.32
0243510063	ESTACAS MADERA	und		0.1250	0.50	0.06
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.0003	29.41	0.01
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.82	0.02
0349190008	ESTACION TOTAL	hm	1.0000	0.0133	12.50	0.17
<b>0.19</b>						
Partida	02.02.01	EXCAVACION DE TERRENO CONGLOMERADO SUMERGIDO EN AGUA				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000		Costo unitario directo por : m3	<b>56.69</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010004	PEON	hh	1.0000	4.0000	11.94	47.76
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.76	1.43
0348080000	MOTOBOMBA 10 HP 4"	hm	0.1500	0.6000	12.50	7.50

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"		Fecha presupuesto	02/08/2013	
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA				
Partida	<b>02.02.02</b>	<b>ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN FORMA MANUAL</b>			<b>8.93</b>	
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3	<b>16.72</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.3333	11.94	15.92
						<b>15.92</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	15.92	0.80
						<b>0.80</b>
Partida	<b>02.03.01</b>	<b>SOLADO PARA ZAPATAS E=8" CONCRETO SIMPLE C:H 1:8</b>				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 125.0000	EQ. 125.0000	Costo unitario directo por : m2	<b>29.45</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.1280	15.07	1.93
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.1280	13.22	1.69
0147010004	PEON	hh	8.0000	0.5120	11.94	6.11
						<b>9.73</b>
	<b>Materiales</b>					
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.6000	19.06	11.44
0238000000	HORMIGON	m3		0.1460	40.00	5.84
0239050000	AGUA	m3		0.0360	1.00	0.04
						<b>17.32</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	9.73	0.29
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP	hm	1.6500	0.1056	20.00	2.11
						<b>2.40</b>
Partida	<b>02.04.01</b>	<b>CONCRETO FC=175 KG/CM2</b>				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3	<b>346.48</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	15.07	10.05
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.22	8.81
0147010004	PEON	hh	10.0000	6.6667	11.94	79.60
						<b>98.46</b>
	<b>Materiales</b>					
0205000006	PIEDRA CHANCADA DE 1 1/2"	m3		0.5500	60.00	33.00
0205010005	ARENA GRUESA DE RIO	m3		0.5400	60.00	32.40
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		8.4300	19.06	160.68
0239050000	AGUA	m3		0.1850	1.00	0.19
						<b>226.27</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	98.46	4.92
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.6667	20.00	13.33
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.6667	5.25	3.50
						<b>21.75</b>
Partida	<b>02.04.02</b>	<b>ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ALETAS</b>				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2	<b>41.17</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.07	12.06
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.22	10.58

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	02/08/2013
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA					
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.4000	11.94	4.78	27.42
<b>Materiales</b>							
0202010002	CLAVOS PARA MADERA C/C 2 1/2"	kg		0.0800	4.50	0.36	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.0800	4.50	0.36	
0244000018	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA	p2		4.0700	3.00	12.21	12.93
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.42	0.82	0.82
Partida	02.04.03	ACERO fy=4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		6.28	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	15.07	0.48	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.22	0.42	0.90
<b>Materiales</b>							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.2500	4.50	1.13	
0203020005	ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.00	4.20	5.33
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.90	0.05	0.05
Partida	02.05.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO COMPACTACION CON MAQUINARIA EN ACCESOS					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 90.0000	EQ. 90.0000	Costo unitario directo por : m3		29.19	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0889	15.07	1.34	
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.3556	11.94	4.25	5.59
<b>Materiales</b>							
0239050000	AGUA	m3		0.2500	1.00	0.25	0.25
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.59	0.28	
0348120002	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	hm	1.0000	0.0889	80.00	7.11	
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	hm	1.0000	0.0889	19.54	1.74	
0349030011	RODILLO LISO VIBR AUTOP 210HP 19-23T	hm	1.0000	0.0889	80.00	7.11	
0349040093	CARGADOR FRONTAL	hm	1.0000	0.0889	80.00	7.11	23.35
Partida	03.01.01	CONCRETO F'C = 280 KG/CM2 (LOSA, VIGAS, VEREDA, SARDINEL)					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m3		411.85	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	1.5000	15.07	22.61	
0147010003	OFICIAL	hh	3.0000	1.5000	13.22	19.83	
0147010004	PEON	hh	6.0000	3.0000	11.94	35.82	78.26
<b>Materiales</b>							
0205000006	PIEDRA CHANCADA DE 1 1/2"	m3		0.5100	60.00	30.60	
0205010005	ARENA GRUESA DE RIO	m3		0.4500	60.00	27.00	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.3400	19.06	254.26	

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	02/08/2013
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA					
0239050000	AGUA		m3		0.1890	1.00	0.19
							<b>312.05</b>
		<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	78.26	3.91
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP		hm	1.5000	0.7500	20.00	15.00
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	1.0000	0.5000	5.25	2.63
							<b>21.54</b>
Partida	<b>03.01.02</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS LATERALES Y VIGAS DIAFRAGMA</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000		Costo unitario directo por : m2		<b>61.71</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	15.07	10.05
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.6667	13.22	8.81
0147010004	PEON		hh	0.5000	0.3333	11.94	3.98
							<b>22.84</b>
	<b>Materiales</b>						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"		kg		0.1500	4.50	0.68
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.2000	4.50	0.90
0244010039	MADERA EUCALIPTO		p2		12.2000	3.00	36.60
							<b>38.18</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	22.84	0.69
							<b>0.69</b>
Partida	<b>03.01.03</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA (PUENTE)</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000		Costo unitario directo por : m2		<b>42.96</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	15.07	10.05
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.6667	13.22	8.81
0147010004	PEON		hh	0.5000	0.3333	11.94	3.98
							<b>22.84</b>
	<b>Materiales</b>						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"		kg		0.1500	4.50	0.68
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.1000	4.50	0.45
0244010039	MADERA EUCALIPTO		p2		6.1000	3.00	18.30
							<b>19.43</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	22.84	0.69
							<b>0.69</b>
Partida	<b>03.01.04</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDA Y GUARDERÍA</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000		Costo unitario directo por : m2		<b>50.13</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	1.0000	15.07	15.07
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	1.0000	13.22	13.22
0147010004	PEON		hh	0.5000	0.5000	11.94	5.97
							<b>34.26</b>
	<b>Materiales</b>						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"		kg		0.1700	4.50	0.77
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.3000	4.50	1.35
0244010039	MADERA EUCALIPTO		p2		4.2400	3.00	12.72
							<b>14.84</b>
	<b>Equipos</b>						

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	02/08/2013
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.26	1.03	1.03
Partida	03.01.05	ACERO fy=4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000		Costo unitario directo por : kg		6.28
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	15.07	0.48	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.22	0.42	0.90
	Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.2500	4.50	1.13	
0203020005	ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.00	4.20	5.33
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.90	0.05	0.05
Partida	03.02.01	APOYO FIJO					
Rendimiento	und/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000		Costo unitario directo por : und		422.73
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	4.0000	15.07	60.28	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	4.0000	13.22	52.88	
0147010004	PEON	hh	2.0000	8.0000	11.94	95.52	208.68
	Materiales						
0203020005	ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg		50.9040	4.00	203.62	203.62
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	208.68	10.43	10.43
Partida	03.02.02	APOYO MOVIL					
Rendimiento	und/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000		Costo unitario directo por : und		488.97
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	4.0000	15.07	60.28	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	4.0000	13.22	52.88	
0147010004	PEON	hh	2.0000	8.0000	11.94	95.52	208.68
	Materiales						
0203020005	ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg		15.1900	4.00	60.76	
0229120060	NEOPRENE	pza		0.3000	346.00	103.80	
0229500091	SOLDADURA	kg		0.7500	12.00	9.00	
0256220031	PLANCHAS ACERO LAC DE 1/4"	m2		0.3000	265.00	79.50	253.06
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	208.68	10.43	
0348210004	SOLDADORA	hm	0.2500	1.0000	16.80	16.80	27.23
Partida	03.03.01	BARANDAS DE F° G° C/ PASAMANOS Y PARANTES DE 3"					
Rendimiento	m/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000		Costo unitario directo por : m		73.27
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0601001 "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto 001 ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA Fecha presupuesto 02/08/2013

Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	15.07	6.03
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	13.22	5.29
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.2000	11.94	2.39
						13.71

Materiales						
0229500091	SOLDADURA	kg		0.2500	12.00	3.00
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0200	29.41	0.59
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.0200	29.41	0.59
0265000060	TUBO Fo.GALV. DE 3"	m		2.7500	18.40	50.60
						54.78

Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	13.71	0.41
0348210004	SOLDADORA	hm	0.6500	0.2600	16.80	4.37
						4.78

Partida	03.04.01	TARRAJEO FROTACHADO 1:4 (EN LOSA, VEREDA Y GUARDERA)					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2		16.15	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	15.07	8.61
0147010003	OFICIAL	hh	0.5000	0.2857	13.22	3.78
						12.39
Materiales						
0204000000	ARENA FINA	m3		0.0180	60.00	1.08
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.1200	19.06	2.29
0239050000	AGUA	m3		0.0150	1.00	0.02
						3.39
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	12.39	0.37
						0.37

Partida	03.05.01	JUNTA DE DILATACIÓN E = 2"					
Rendimiento	m/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m		6.75	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2667	13.22	3.53
						3.53
Materiales						
0205010005	ARENA GRUESA DE RIO	m3		0.0020	60.00	0.12
0213000006	ASFALTO RC-250	gln		0.1330	22.50	2.99
						3.11
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.53	0.11
						0.11

Partida	03.05.02	DRENAJE DE LA LOSA DEL PUENTE					
Rendimiento	m/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m		17.37	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	15.07	6.03
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.2000	11.94	2.39
						8.42
Materiales						
0273010039	TUBERIA PVC SAL 3"	m		1.0500	8.12	8.53
						8.53

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"		Fecha presupuesto	02/08/2013	
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA				
0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	5.0000	8.42	0.42 0.42
Partida	03.05.03	<b>DRENAJE DE ESTRIBOS Y ALAS</b>				
Rendimiento	m/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m		17.37
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	15.07	6.03
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.2000	11.94	2.39
						8.42
	<b>Materiales</b>					
0273010039	TUBERIA PVC SAL 3"	m		1.0500	8.12	8.53
						8.53
0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	5.0000	8.42	0.42 0.42
Partida	03.05.04	<b>CURADO DE OBRAS DE CONCRETO CON ADITIVO</b>				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 500.0000	EQ. 500.0000	Costo unitario directo por : m2		5.71
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0160	11.94	0.19
						0.19
	<b>Materiales</b>					
0230190004	CURADOR ANTISOL	gln		0.1000	54.62	5.46
0239050000	AGUA	m3		0.0500	1.00	0.05
						5.51
0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3.0000	0.19	0.01 0.01
Partida	03.06.01	<b>CONSTRUCCION FALSO PUENTE</b>				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		122.64
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.3333	15.07	20.09
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.22	8.81
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.3333	11.94	15.92
						44.82
	<b>Materiales</b>					
0202010062	CLAVOS PARA MADERA C/C 2 1/2",3",4"	kg		0.4000	4.50	1.80
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		2.0000	4.50	9.00
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3		0.0300	40.00	1.20
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.2800	19.06	5.34
0238000000	HORMIGON	m3		0.0800	40.00	3.20
0243570055	PIES DERECHOS ø 8" X 22'	und		0.2900	20.00	5.80
0243570056	VIGAS DE MADERA TRANSVERSALES 10"X10"X19'	und		0.1000	20.00	2.00
0243570058	VIGAS LONGITUDINALES 15"X15"X92'	und		0.0300	30.00	0.90
0243570059	TORNAPUNTAS 4"X4"X8'	und		0.1900	15.00	2.85
0243570060	ARRIOSTRES TRANSVERSALES 3"X3"X24'	und		0.1900	50.00	9.50
0243570062	ABRASADERAS LONGITUDINALES 7"X7"X92'	und		0.0300	2.00	0.06
0243570063	ABRASADERAS TRANSVERSALES 7"X7"X12'	und		0.1000	2.00	0.20
0243570064	ARRIOSTRES LONGITUDINALES 3"X3"X16'	und		0.5100	40.00	20.40
						62.25

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0601001 "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto 001 ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA Fecha presupuesto 02/08/2013

Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	44.82	2.24	
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.6667	20.00	13.33	15.57
Partida	03.07.01	<b>SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA DEL PUENTE</b>					
Rendimiento	und/DIA	MO. 6.0000	EQ. 6.0000	Costo unitario directo por : und			123.18
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010003	OFICIAL	hh	0.5000	0.6667	13.22	8.81	
0147010004	PEON	hh	1.0000	1.3333	11.94	15.92	24.73
	Materiales						
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.1000	19.06	1.91	
0238000000	HORMIGON	m3		0.0200	40.00	0.80	
0243400002	SEÑALES DE INFORMACION	m2		1.0000	95.00	95.00	97.71
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.73	0.74	0.74
Partida	04.01	<b>MITIGACION AMBIENTAL</b>					
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB			2,500.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0199010001	MITIGACION AMBIENTAL	GLB		1.0000	2,500.00	2,500.00	2,500.00
Partida	05.01	<b>FLETE TERRESTRE</b>					
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB			5,967.48
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Materiales						
0232000060	FLETE TERRESTRE	GLB		1.0000	5,967.48	5,967.48	5,967.48

## Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	Presupuestado
Obra	0601001	"ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"				
Subpresupuesto	001	ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA				
Fecha	02/08/2013					
Lugar	060101	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA				
<b>MANO DE OBRA</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	2,560.7206	15.07	38,590.06	38,507.62
0147010003	OFICIAL	hh	2,383.3675	13.22	31,508.12	31,391.21
0147010004	PEON	hh	6,134.5455	11.94	73,246.47	73,250.52
0199010001	MITIGACION AMBIENTAL	GLB	1.0000	2,500.00	2,500.00	2,500.00
					<b>145,844.65</b>	<b>145,649.35</b>
<b>MATERIALES</b>						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	9,664.8775	4.50	43,491.95	43,685.25
0202010002	CLAVOS PARA MADERA C/C 2 1/2"	kg	39.9816	4.50	179.92	179.92
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	51.7758	4.50	232.99	234.72
0202010062	CLAVOS PARA MADERA C/C 2 1/2",3",4"	kg	45.6000	4.50	205.20	205.20
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	333.4206	4.50	1,500.39	1,500.40
0202130021	CLAVOS PARA CALAMINA	kg	1.7280	5.70	9.85	9.79
0202810006	GIGANTOGRAFIA DE 2.40 m.*3.60 m. INCLUYE DISEÑO Y DIAGR.	und	1.0000	437.00	437.00	437.00
0203020005	ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg	40,724.6735	4.00	162,898.69	162,898.71
0204000000	ARENA FINA	m3	2.4991	60.00	149.95	149.95
0205000006	PIEDRA CHANCADA DE 1 1/2"	m3	177.5040	60.00	10,650.24	10,650.24
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3	3.4200	40.00	136.80	136.80
0205010005	ARENA GRUESA DE RIO	m3	170.2988	60.00	10,217.93	10,217.93
0213000006	ASFALTO RC-250	gln	4.4994	22.50	101.24	101.15
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	3,473.9761	19.06	66,213.98	66,215.37
0229120060	NEOPRENE	pza	0.6000	346.00	207.60	207.60
0229500091	SOLDADURA	kg	18.4000	12.00	220.80	220.80
0230190004	CURADOR ANTISOL	gln	100.2010	54.82	5,472.98	5,470.97
0230990053	YESO DE 20 KG	BOL	1.9830	21.21	42.06	42.30
0232000060	FLETE TERRESTRE	GLB	1.0000	5,967.48	5,967.48	5,967.48
0238000000	HORMIGON	m3	28.8212	40.00	1,152.85	1,152.85
0239050000	AGUA	m3	275.2322	1.00	275.23	277.69
0243400002	SEÑALES DE INFORMACION	m2	2.0000	95.00	190.00	190.00
0243510063	ESTACAS MADERA	und	16.5250	0.50	8.26	7.93
0243570055	PIES DERECHOS ø 8" X 22"	und	33.0600	20.00	661.20	661.20
0243570056	VIGAS DE MADERA TRANSVERSALES 10"X10"X19"	und	11.4000	20.00	228.00	228.00
0243570058	VIGAS LONGITUDINALES 15"X15"X92"	und	3.4200	30.00	102.60	102.60
0243570059	TORNAPUNTAS 4"X4"X8"	und	21.6600	15.00	324.90	324.90
0243570060	ARRIOSTRES TRANSVERSALES 3"X3"X24"	und	21.6600	50.00	1,083.00	1,083.00
0243570062	ABRASADERAS LONGITUDINALES 7"X7"X92"	und	3.4200	2.00	6.84	6.84
0243570063	ABRASADERAS TRANSVERSALES 7"X7"X12"	und	11.4000	2.00	22.80	22.80
0243570064	ARRIOSTRES LONGITUDINALES 3"X3"X16"	und	58.1400	40.00	2,325.60	2,325.60
0244000018	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA	p2	2,034.0639	3.00	6,102.19	6,102.19
0244010039	MADERA EUCALIPTO	p2	3,038.3386	3.00	9,115.02	9,115.01
0244030024	TRIPLAY DE 8 MM	m2	23.0400	52.00	1,198.08	1,198.08
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln	1.3520	29.41	39.76	39.88
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln	1.3917	29.41	40.93	41.20
0256220031	PLANCHAS ACERO LAC DE 1/4"	m2	0.6000	265.00	159.00	159.00
0259010100	CALAMINA GALVANIZADA 1.83mx0.83mx2.5mm	pza	25.9200	16.95	439.34	439.49
0265000060	TUBO Fo.GALV. DE 3"	m	185.9000	18.40	3,420.56	3,420.56
0273010039	TUBERIA PVC SAL 3"	m	25.2000	8.12	204.62	204.72
					<b>335,437.83</b>	<b>335,635.12</b>
<b>EQUIPOS</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			6,243.29	6,243.29
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3-18 HP	hm	318.3751	20.00	6,367.50	6,365.77
0348080000	MOTOBOMBA 10 HP 4"	hm	351.1200	12.50	4,389.00	4,389.00
0348120002	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	hm	55.5803	80.00	4,446.42	4,445.17
0348210004	SOLDADORA	hm	19.5760	16.80	328.88	329.01
0349020008	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM	hm	15.1208	70.95	1,072.82	1,072.76
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	hm	55.5803	19.54	1,086.04	1,087.85
0349030011	RODILLO LISO VIBR AUTOP 210HP 19-23T	hm	55.5803	80.00	4,446.42	4,445.17
0349040093	CARGADOR FRONTAL	hm	55.5803	80.00	4,446.42	4,445.17
0349060004	MARTILLO NEUMATICO DE 25 Kg.	hm	30.2392	17.05	515.58	515.52
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	208.6835	5.25	1,095.59	1,095.94

### Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra                    0601001                    "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto      001                         ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA  
 Fecha                    18/03/2013  
 Lugar                    060101                    CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	Presupuestado
0349190008	ESTACION TOTAL	hm	1.7583	12.50	21.98	22.47
					34,459.94	34,457.12
				Total	S/.	515,742.42
					S/.	515,741.59

*La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando*

### Fórmula Polinómica - Agrupamiento Preliminar

Presupuesto 0601001 "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto 001 ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA  
 Fecha presupuesto 02/08/2013  
 Moneda NUEVOS SOLES

Índice	Descripción	% Inicio	% Saldo	Agrupamiento
02	ACERO DE CONSTRUCCION LISO	6.903	0.000	
03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO	24.545	32.084	+02+56+65+72+60
04	AGREGADO FINO	0.023	0.000	
05	AGREGADO GRUESO	3.165	6.596	+04+13+38+44+43
13	ASFALTO	0.015	0.000	
21	CEMENTO PORTLAND TIPO I	9.977	10.939	+29+30+59
29	DOLAR	0.065	0.000	
30	DOLAR (GENERAL PONDERADO)	0.831	0.000	
37	HERRAMIENTA MANUAL	0.941	0.000	
38	HORMIGON	0.174	0.000	
39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR	22.333	22.333	
43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.	0.746	0.000	
44	MADERA TERCIADE PARA CARPINTERIA	2.473	0.000	
47	MANO DE OBRA	21.945	21.945	
48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL	3.239	0.000	
49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO	1.911	6.091	+37+48
54	PINTURA LATEX	0.012	0.012	
56	PLANCHA DE ACERO LAC	0.024	0.000	
59	PLANCHA DE ASBESTO-CEMENTO	0.066	0.000	
60	PLANCHA DE POLIURETANO	0.066	0.000	
65	TUBERIA DE ACERO NEGRO Y/O GALVANIZADO	0.515	0.000	
72	TUBERIA DE PVC PARA AGUA	0.031	0.000	
<b>Total</b>		<b>100.000</b>	<b>100.000</b>	

## Fórmula Polinómica

Presupuesto 0601001 "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"  
 Subpresupuesto 001 ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA  
 Fecha Presupuesto 02/08/2013  
 Moneda NUEVOS SOLES  
 Ubicación Geográfica 060101 CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA

$$K = 0.061*(MQr / MQo) + 0.066*(AGr / AGo) + 0.109*(Cr / Co) + 0.219*(Jr / Jo) + 0.223*(GGUr / GGUo) + 0.322*(Ar / Ao)$$

Monomio	Factor	(%)	Símbolo	Índice	Descripción
1	0.061	100.000	MQ	49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO
2	0.066	100.000	AG	05	AGREGADO GRUESO
3	0.109	100.000	C	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
4	0.219	100.000	J	47	MANO DE OBRA
5	0.223	100.000	GGU	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR
6	0.322	100.000	A	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO

**CRONOGRAMA FISICO - FINANCIERO**

**PROYECTO: "ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA - CAJAMARCA"**

PARTIDA	DESCRIPCION	COSTO	PRIMER MES				SEGUNDO MES				TERCER MES				CUARTO MES			
			1° S.	2° S.	3° S.	4° S.	1° S.	2° S.	3° S.	4° S.	1° S.	2° S.	3° S.	4° S.	1° S.	2° S.	3° S.	4° S.
01.00.00	ESTRIBOS (IZQUIERDO Y DERECHO)																	
01.01.00	OBRAS PROVISIONALES	4008.39	4008.39															
			100.00%															
01.02.00	TRABAJOS PRELIMINARES	3741.31	3741.31															
			100.00%															
01.03.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS	14121.38		7060.69	7060.69													
				50.00%	50.00%													
01.04.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	1914.26				1914.26												
						100.00%												
01.05.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	134066.64					26813.13	53626.26	53626.26									
							20.00%	40.00%	40.00%									
02.00.00	ALETAS																	
02.01.00	TRABAJOS PRELIMINARES	94.08	94.08															
			100.00%															
02.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS	29823.63		14911.82	14911.82													
				50.00%	50.00%													
02.03.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	1979.04				1979.04												
						100.00%												
02.04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	136223.88					27244.78	54489.55	54489.55									
							20.00%	40.00%	40.00%									
02.05.00	CONFORMACION DE ACCESOS	18249.69								9124.80	9124.80							
										50.00%	50.00%							
03.00.00	SUPER ESTRUCTURA																	
03.01.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	133440.16										20016.02	20016.02	26688.03	20016.02	20016.02	26688.03	
												15.00%	15.00%	20.00%	15.00%	15.00%	20.00%	
03.02.00	DISPOSITIVOS DE APOYO	1823.40										1823.40						
												100.00%						

PARTIDA	DESCRIPCION	COSTO	PRIMER MES				SEGUNDO MES				TERCER MES				CUARTO MES			
			1° S.	2° S.	3° S.	4° S.	1° S.	2° S.	3° S.	4° S.	1° S.	2° S.	3° S.	4° S.	1° S.	2° S.	3° S.	4° S.
03.03.00	BARANDAS	4953.05																4953.05
																		100.00%
03.04.00	TARRAJEOS	2242.27																2242.27
																		100.00%
03.05.00	OTROS	6386.71							2546.68									3820.03
									40.00%									60.00%
03.06.00	FALSO PUENTE	13980.96							6990.48	6990.48								
									50.00%	50.00%								
03.07.00	SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA	246.36																246.36
																		100.00%
04.01.00	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL	2500.00									500.00	375.00	375.00	375.00	375.00	375.00	250.00	250.00
											20.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	10.00%	10.00%
05.01.00	FLETE	5967.48	2396.99						1760.24						1760.24			
			40.00%						30.00%						30.00%			
<b>COSTO DIRECTO</b>		<b>100.00%</b>	<b>11.26%</b>				<b>56.37%</b>				<b>16.66%</b>				<b>16.71%</b>			
		<b>515741.88</b>	<b>58069.07</b>				<b>290741.723</b>				<b>85908.76</b>				<b>81022.03</b>			
GASTOS GENERALES (10.00%)		51574.16	5806.91				29074.17				8590.88				8102.20			
UTILIDAD (10.00%)		51574.16	5806.91				29074.17				8590.88				8102.20			
<b>SUBTOTAL</b>		<b>616889.90</b>	<b>69682.89</b>				<b>348890.07</b>				<b>103090.51</b>				<b>97226.44</b>			
IGV(18%)		111400.18	12542.92				62800.21				18559.29				17500.76			
<b>VALOR REFERENCIAL</b>		<b>730290.08</b>	<b>82225.81</b>				<b>411690.28</b>				<b>121646.80</b>				<b>114727.19</b>			
SUPERVISION Y LIQUIDACION DE OBRA (3.74%)		27300.00	3073.80				15389.97				4547.45				4288.78			
EXPEDIENTE TECNICO (3.5%)		25580.15	2877.90				14409.16				4257.64				4015.45			
<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>		<b>783150.23</b>	<b>88177.51</b>				<b>441489.41</b>				<b>130451.88</b>				<b>123031.42</b>			



---

## 8.13. PLANOS

- **PLANO Nº 01:** PLANO DE LOCALIZACIÓN.
- **PLANO Nº 02:** UBICACIÓN DE ESTRUCTURA
- **PLANO Nº 03:** PERFIL LONGITUDINAL DE LA CARRETERA
- **PLANO Nº 04:** SECCIONES TRANSVERSALES
- **PLANO Nº 05:** SECCIÓN LONGITUDINAL DE PUENTE.
- **PLANO Nº 06:** SUPERESTRUCTURA – ACERO EN LOSA Y VEREDAS – BARANDAS.
- **PLANO Nº 07:** SUPERESTRUCTURA: ACERO EN VIGAS LATERALES - DRENAJE EN LOSA – DISPOSITIVOS DE APOYO
- **PLANO Nº 08:** SUBESTRUCTURA: ACERO EN DRIAFRAGMAS Y ALETAS – DRENAJE EN ESTRIBOS
- **PLANO Nº 09:** SUBESTRUCTURA – ACERO EN ESTRIBOS Y ALETAS
- **PLANO Nº 10:** FALSO PUENTE.
- **PLANO Nº 11:** SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL.
- **PLANO Nº 12:** DELIMITACIÓN DE CUENCA.



---

## ***ANEXO 03***

---

### ***FOTOGRAFÍAS***



## FOTOGRAFÍAS



FOTO N° 01. Vista general del puente de madera existente

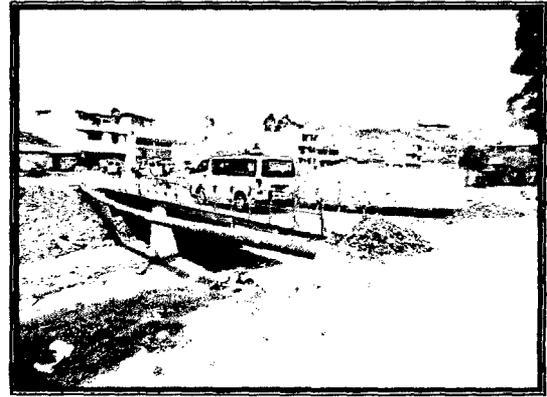


FOTO N° 02: Vehículo cruzando el puente de madera existente



FOTO N° 03. Levantamiento topográfico de accesos en la zona en estudio.



FOTO N° 04. Levantamiento topográfico de la zona en estudio.



FOTO N° 05. Excavación Calicata N° 1



FOTO N° 06. Excavación Calicata N° 2



# ***ANEXO 04***

---

## ***DOCUMENTOS VARIOS***



PERÚ

Ministerio  
del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología  
e Hidrología del Perú - SENAMHI

Dirección Regional  
de Cajamarca

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"  
"AÑO DEL CENTENARIO DE MACHU PICCHU PARA EL MUNDO"

Cajamarca, 07 de Diciembre del 2011

OFICIO PART. Nº 077/SENAMHI-DRE-3/2011

Señor

**Ing. GASPAR MENDEZ CRUZ**

Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Hidráulica  
Av. Atahualpa S/N. Carretera Cajamarca Baños del Inca

Asunto: Sobre verificación de datos.- Comunica

Ref. : OFICIO Nº 206-2011-EAPIH-FI-UNC del 06/10/11

Es grato dirigirme a usted para expresarle un cordial saludo y al mismo tiempo comunicarle que de la información revisada en los archivos del Senamhi Cajamarca, se ha determinado que la Precipitación Máxima en 24 horas para el año 2009 es de 22,2 milímetros, siendo correcta la información según lo indicado en el documento de referencia.

Sin otro particular reitero a usted las muestras de consideración y mi más alta estima personal.



Atentamente,

  
Ingeniero Meteorólogo  
**JULIO E. URBIOLA DEL CARPIO**  
Director Regional SENAMHI  
Cajamarca-La Libertad

**DISTRIBUCIÓN :**

c.c. Archivo  
07/12/2011  
NGG.-

Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País

Pasaje Jaén Nº 121 Urb. Ramón Castilla, Telf. (076)-365701 [dr03-cajamarca@senamhi.gob.pe](mailto:dr03-cajamarca@senamhi.gob.pe)  
Celular: 076-976789869 RPM: # 536908 Pág. Web [www.senamhi.gob.pe](http://www.senamhi.gob.pe)



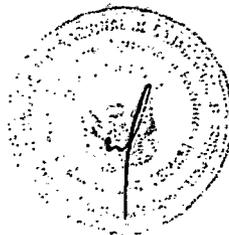
## INFORMACION METEOROLOGICA

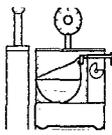
ESTACION : AUGUSTO WEBERBAUER  
CUENCA : MARAÑON

Dpto: Cajamarca  
Prov: Cajamarca

CUADRO N° 3.38. DATOS GENERALES

Precip. Máxima en 24 horas	
AÑO	MAXIMA
1975	37.90
1976	72.90
1977	40.50
1978	14.80
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	24.70
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	20.6
2007	25.4
2008	27
2009	22.2





**EL QUE SUSCRIBE GERENTE GENERAL DE GEOTECNIA &  
PROYECTOS SAC**

**CERTIFICA**

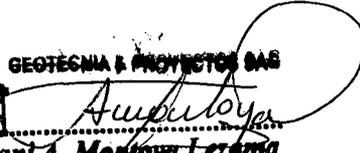
Que el Sr. BACH. IC. **VILCHEZ JARA, JOSE MANUEL**. Ex alumno de la Escuela académico profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, según consta en el cuaderno de asistencia del laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa de mi Representada, ha registrado su asistencia a l laboratorio las siguientes fechas:

Desde el día 12 al 16 de noviembre del año en curso, fechas en las cuales ha realizado los ensayos correspondientes al capítulo de mecánica de Suelos del proyecto titulado: **“ESTUDIO A NIVEL DE EJECUCIÓN DEL PUENTE LA MOLINA – CAJAMARCA”**.

El laboratorio no se responsabiliza por los resultados de los ensayos realizados.

Se expide el presente a solicitud del interesado para los fines que estime por conveniente.

Cajamarca 05 de diciembre del 2012

  
**GEOTECNIA & PROYECTOS SAC**  
**Giovani A. Montoya Letama**  
GERENTE GENERAL