

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

“ANALISIS Y DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE DE INTEGRACIÓN EN  
ELCENTRO POBLADO UNIÓN SORATIRA SECTOR CRUZ CHUPA  
DISTRITO DE SAN ANTÓN-AZANGARO”

**PRESENTADO POR:**

DELVIS CLEVER QUISPE ENRIQUEZ  
RONALD GATSBIN SUPO LARICO

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

PUNO-PERÚ

2015

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO.  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL.

“ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE DE INTEGRACIÓN EN EL  
CENTRO POBLADO UNIÓN SORATIRA SECTOR CRUZ CHUPA DISTRITO DE SAN  
ANTÓN - AZANGARO”

### TESIS

PRESENTADO POR LOS:

**Bach. Ing. DELVIS CLEVER QUISPE ENRIQUEZ**  
**Bach. Ing. RONALD GATSBIN SUPO LARICO**

A LA DIRECCION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y  
ARQUITECTURA COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

### INGENIERO CIVIL

APROBADO POR:

Ing. JAIME MEDINA LEYVA  
PRESIDENTE

Ing. RAUL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI  
1<sup>er</sup> MIEMBRO

Ing. GUILLERMO NESTOR FERNANDEZ SILVA  
2<sup>do</sup> MIEMBRO

Ing. HECTOR AROQUIPA VELASQUEZ  
DIRECTOR DE TESIS

Ing. HORACIO LARICO CAPIA  
ASESOR

PUNO - PERU

2015

TEMA: DISEÑO DE PUENTE CARROZABLE  
ÁREA: ESTRUCTURAS

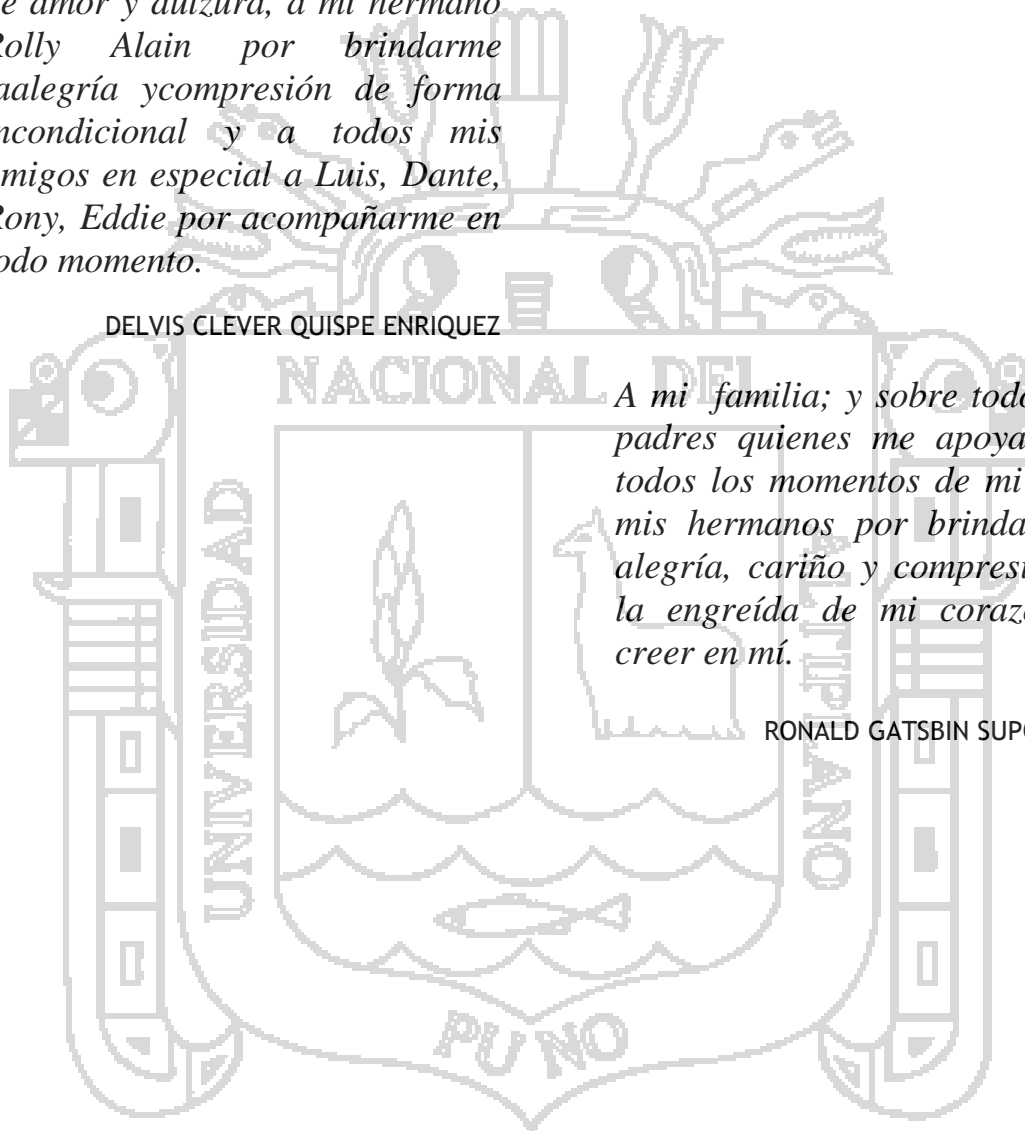
## DEDICATORIA

*A Dios por la vida y la fuerza de voluntad que viene de él, a mi familia; y sobre todo a mi padre Ernesto Quispe P. símbolo de firmeza y perseverancia, a mi madre Lidia Enríquez C. alegoría de amor y dulzura, a mi hermano Rolly Alain por brindarme la alegría y comprensión de forma incondicional y a todos mis amigos en especial a Luis, Dante, Rony, Eddie por acompañarme en todo momento.*

DELVIS CLEVER QUISPE ENRIQUEZ

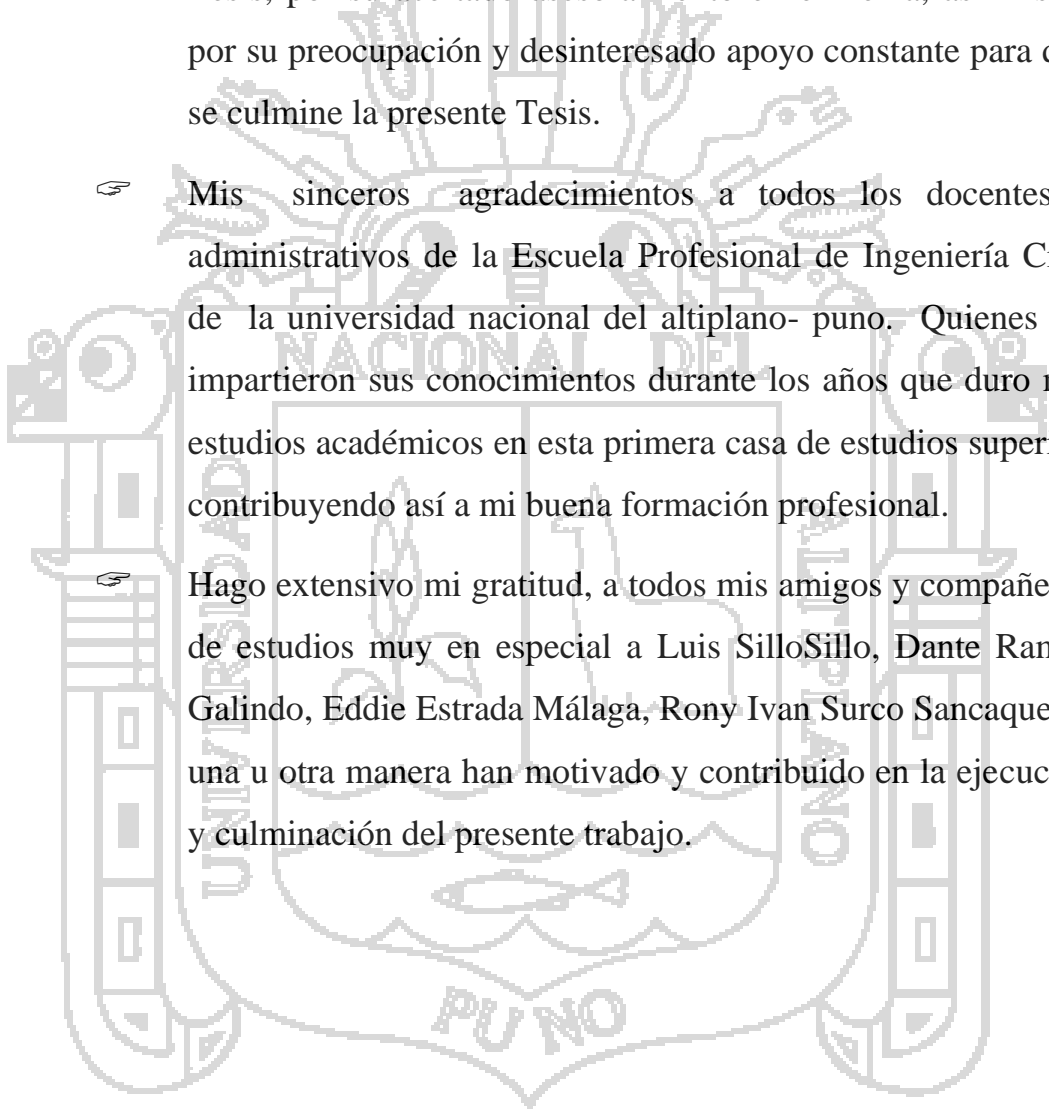
*A mi familia; y sobre todo a mis padres quienes me apoyaron en todos los momentos de mi vida a mis hermanos por brindarme la alegría, cariño y comprensión y a la engréida de mi corazón por creer en mí.*

RONALD GATSBIN SUPO LARICO



## AGRADECIMIENTO

- ☞ A la Universidad Nacional del Altiplano mi alma mater de siempre, muy en especial a la Carrera Profesional de Ingeniería Civil, por haberme formado profesionalmente.
- ☞ Al Ing. Héctor Aroquipa Velásquez, Director de la presente Tesis, por su acertado asesoramiento en el Tema, así mismo por su preocupación y desinteresado apoyo constante para que se culmine la presente Tesis.
- ☞ Mis sinceros agradecimientos a todos los docentes y administrativos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la universidad nacional del altiplano- puno. Quienes me impartieron sus conocimientos durante los años que duro mis estudios académicos en esta primera casa de estudios superior, contribuyendo así a mi buena formación profesional.
- ☞ Hago extensivo mi gratitud, a todos mis amigos y compañeros de estudios muy en especial a Luis SilloSillo, Dante Ramos Galindo, Eddie Estrada Málaga, Rony Ivan Surco Sancaque de una u otra manera han motivado y contribuido en la ejecución y culminación del presente trabajo.





	INDICE
DEDICATORIA .....	3
AGRADECIMIENTO .....	4
INDICE DE TABLAS .....	8
INDICE DE FIGURAS .....	9
RESUMEN.....	11
I. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO DE INVESTIGACION .....	12
<b>1. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO DE INVESTIGACION.....</b>	<b>12</b>
1.1. INTRODUCCION GENERAL .....	12
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	13
1.3. OBJETIVOS.....	13
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	13
1.5. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL .....	14
II. ESTUDIOS BÁSICOS.....	19
<b>2. ESTUDIOS BÁSICOS.....</b>	<b>19</b>
2.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS .....	19
2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO .....	27
2.2.1. GENERALIDADES .....	27
2.2.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO .....	27
2.2.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	28
2.2.4. ESTUDIOS EXISTENTES .....	28
2.2.5. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MORFOLÓGICAS DE LA CUENCA.....	28
2.2.6. ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS .....	33
2.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.....	86
2.3.1. ESTUDIO GEOLÓGICO .....	86
2.3.2. ESTUDIO DE GEOTECNIA.....	91
2.4. ESTUDIO DE RIESGO SISMICO.....	113
2.4.1. GENERALIDADES .....	113
2.4.2. SISMOLOGIA REGIONAL .....	113
2.4.3. INTENSIDAD SISMICA REGIONAL.....	115
2.4.4. MICROZONIFICACION SISMICA REGIONAL .....	115
2.4.5. FUERZAS SISMICAS.....	116
2.4.6. COEFICIENTE DE ACELERACION .....	116
2.4.7. CATEGORIAS DE LAS ESTRUCTURAS .....	119

2.4.8.	ZONAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO.....	119
2.4.9.	CONDICIONES LOCALES.....	119
2.4.10.	CONCLUSIONES.....	121
2.5.	ESTUDIO DE TRAFICO.....	122
III.	PARAMETROS DE DISEÑO .....	124
3.	PARAMETROS DE DISEÑO .....	124
3.1.	GENERALIDADES .....	124
3.2.	COMPONENTES DE UN PUENTE.....	124
3.3.	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE DISEÑO.....	126
3.4.	CARGAS DE DISEÑO.....	130
3.4.1.	CARGAS PERMANENTES (DC, DW Y EV).....	130
3.4.2.	SOBRECARGAS VIVAS (LL y PL).....	131
3.4.3.	FUERZA CENTRIFUGA (CE):.....	133
3.4.4.	FUERZA DE FRENADO (BR):.....	134
3.4.5.	CARGAS SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINELES.....	134
3.4.6.	FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO (CT).....	135
3.4.7.	CARGAS HIDRAULICAS (WA).....	135
3.4.8.	CARGAS DE VIENTO (WL y WS).....	137
3.4.9.	VARIACION DE LA TEMPERATURA.....	141
3.5.	FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....	142
3.6.	SUPERESTRUCTURA.....	148
3.6.1.	TABLERO DE LOSA.....	148
3.6.2.	ESTRUCTURACION.....	148
3.6.3.	LOSAS CON REFUERZO PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO.....	150
3.6.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DEL PUENTE .....	151
3.6.5.	ANCHO EQUIVALENTE DE FRANJAS.....	152
3.6.6.	ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO.....	155
3.6.7.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO .....	155
3.6.8.	VIGA METALICA .....	156
3.7.	DISPOSITIVO DE APOYO .....	188
3.7.1.	DEFINICION.....	188
3.7.2.	APOYOS DE ELASTOMERO.....	188
3.8.	ESTRIBOS .....	196
3.8.1.	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS .....	196

3.8.2.	EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD .....	198
3.8.3.	CARGAS DE DISEÑO .....	205
3.8.4.	CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD .....	206
3.8.5.	CONSIDERACIONES SÍSMICAS .....	209
3.9.	PILARES .....	212
3.9.1.	REFUERZO MAXIMO Y MINIMO A COMPRESION .....	212
3.9.2.	EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ.....	213
3.9.3.	RESISTENCIA AXIAL .....	215
3.9.4.	FLEXIÓN BIAIXIAL .....	215
3.9.5.	ESPIRALES Y ZUNCHOS .....	217
3.9.6.	ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN.....	217
3.9.7.	AMPLIACION DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNAS .....	218
3.9.8.	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, K.....	221
IV.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO METODOS CONVENCIONALES .....	224
4.1.	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA .....	224
4.1.1.	DISEÑO DE LA LOSA .....	224
4.1.2.	LINEAS DE INFLUENCIA DE LA VIGA METALICA.....	235
4.1.3.	DISEÑO DE LA VIGA METALICA .....	243
4.1.4.	DISEÑO DE LA BARANDA .....	265
4.1.5.	DISEÑO DE CONEXIONES .....	268
4.2.	DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA - ESTRIBO .....	276
4.2.1.	METRADO DE CARGAS DEL ESTRIBO .....	276
4.2.2.	PREDIMENCIONAMIENTO DEL ESTRIBO .....	279
4.2.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO .....	288
4.2.4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION PARTE SUPERIOR DEL ESTRIBO .....	293
4.2.5.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION PARTE INFERIOR DEL ESTRIBO .....	297
4.3.	CALCULO DEL DISPOSITIVO DE APOYO .....	301
4.4.	DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA – PILAR CENTRAL .....	306
4.4.1.	METRADO DE CARGAS PARA EL PILAR .....	306
4.4.2.	RESUMEN DE CARGAS PARA EL DISEÑO DEL PILAR .....	316
4.4.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA CABEZAL .....	323
4.4.4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA .....	329

4.4.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA DEL PILAR (LONGITUDINAL)	339
4.4.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA DEL PILAR (TRANSVERSAL)	342
4.5. DISEÑO DE LA LOSA DE TRANSICION	345
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	348
BIBLIOGRAFIA	349

## INDICE DE TABLAS

Tabla II-1 Resumen de los Parámetros Geomorfológicos	33
Tabla II-2 Parámetros Estadísticos	58
Tabla II-3 Valores de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje	62
Tabla II-4 Factor de Corrección por Contracción del Cauce ( $\mu$ )	72
Tabla II-5 Coeficiente de corrección $K\theta$	76
Tabla II-6 Coeficiente de corrección $KQ$	76
Tabla II-7 Coeficiente de corrección $Km$	76
Tabla II-8 Factor de Forma del pilar	78
Tabla II-9 Factor $K2$ de corrección para el Angulo de ataque de flujo	79
Tabla II-10 Factor $K3$ de corrección de Rugosidad General del Cauce	79
Tabla II-11 Factor $K4$ de Acorazamiento del Sedimento del Lecho	79
Tabla II-12 Resistencia a la Penetración del Suelo	98
Tabla II-13 Angulo de Rozamiento interno Según el Tipo de suelo (SEGUN TERZAGHI Y PECK)	100
Tabla II-14 Angulo de Rozamiento interno Según el Tipo de suelo (SEGUN CONFORTH)	100
Tabla II-15 Angulo de Rozamiento interno Según el Tipo de suelo (SEGUN VILLALAN Y LAMBE)	100
Tabla II-16 Intensidades Sísmicas en Puno	115
Tabla II-17 Zonas Sísmicas	119
Tabla II-18 Coeficiente de Sitio	120
Tabla III-1 Densidades de los Materiales	130
Tabla III-2 Factor de Presencia Múltiple	132
Tabla III-3. Incremento por Carga Dinámica, IM	133
Tabla III-4 Fuerza de Diseño para Barandas	135
Tabla III-5 Coeficiente de arrastre	136
Tabla III-6 Coeficiente de Arrastre Lateral	137
Tabla III-7 Valores de $VO$ y $ZO$	137
Tabla III-8 Presiones básicas $PB$ correspondientes a $VB = 160$ (km/h)	138
Tabla III-9. $PB$ Para diferentes ángulos de ataque	138
Tabla III-10 Componentes del viento sobre la Sobrecarga Viva	139
Tabla III-11 Valores de las constantes $C, ZO$	140
Tabla III-12 Presiones básicas $PB$ correspondientes a $VB = 160$ (km/h)	141
Tabla III-13 Rangos de Temperatura	141
Tabla III-14 Temperatura que definen los gradientes ( $^{\circ}C$ )	141
Tabla III-15 Combinaciones de Cargas y Factores de carga	146
Tabla III-16 Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma P$	146
Tabla III-17 Profundidad Mínima por Separación de Vigas	152
Tabla III-18 Tipo de Tablero y Ancho de Franja	152
Tabla III-19 Casos para secciones en flexión positiva	168
Tabla III-20 Casos para secciones en flexión positiva	170

<i>Tabla III-21 Tamaño mínimo de soldaduras de filete .....</i>	<i>186</i>
<i>Tabla III-22 Tipos de Apoyo .....</i>	<i>187</i>
<i>Tabla III-23 Propiedades del material.....</i>	<i>191</i>
<i>Tabla III-24 AASTHO LRFD .....</i>	<i>196</i>
<i>Tabla III-25 Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. department of the navy 1982a) .....</i>	<i>201</i>
<i>Tabla III-26 Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos .....</i>	<i>204</i>
<i>Tabla III-27 Altura del Estribo .....</i>	<i>205</i>
<i>Tabla III-28 Factores de resistencia en cimiento superficiales, estado límite de resistencia .....</i>	<i>209</i>
<i>Tabla III-29 Factores de Longitud Efectiva, K.....</i>	<i>221</i>

## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura I-1 Sección longitudinal .....</i>	<i>15</i>
<i>Figura I-2 Longitud de la Luz de Principal. ....</i>	<i>17</i>
<i>Figura II-1 Hidrograma de P.P. Estación: Azángaro .....</i>	<i>53</i>
<i>Figura II-2 Hidrograma de P.P. Estación: Progreso .....</i>	<i>53</i>
<i>Figura II-3 Hidrograma de P.P. Estación: Nuñoa .....</i>	<i>54</i>
<i>Figura II-4 Hidrograma de P.P. Estación: Antauta.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura II-5 Hidrograma de P.P. Estación: Crucero .....</i>	<i>55</i>
<i>Figura II-6 Hidrograma de P.P. Estación: Muñani .....</i>	<i>55</i>
<i>Figura II-7 Hidrograma de P.P. Estación: Putina .....</i>	<i>56</i>
<i>Figura II-8 Hidrograma de P.P. Estación: Ananea .....</i>	<i>56</i>
<i>Figura II-9 Análisis de Doble Masa de las 8 Estaciones. ....</i>	<i>58</i>
<i>Figura II-10 Hidrograma Unitario de Estándar Snyder .....</i>	<i>64</i>
<i>Figura II-11 Sección Hidráulica del Puente .....</i>	<i>69</i>
<i>Figura II-12 Sección Transversal del Cauce, .....</i>	<i>71</i>
<i>Figura II-13 .....</i>	<i>71</i>
<i>Figura II-14 Forma típica de los pilares, (Fuente:HEC-18, 1993) .....</i>	<i>78</i>
<i>Figura II-15 donde se observa el pilar y el ángulo de ataque del flujo .....</i>	<i>78</i>
<i>Figura II-16 PROTECCION DEL PILAR (Ingeniero Rodríguez Zubiarte) .....</i>	<i>84</i>
<i>Figura II-17 Pre dimensionamiento del Estribo.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura II-18 Mapa Geológico del Cuadrángulo de Azángaro.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura II-19 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura II-20 Distribución de iso-aceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años, Puno.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura II-21 Distribución de iso-aceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años, Perú.....</i>	<i>118</i>
<i>Figura III-1 Superestructura .....</i>	<i>124</i>
<i>Figura III-2 Subestructura .....</i>	<i>125</i>
<i>Figura III-3 Sección Transversal .....</i>	<i>126</i>
<i>Figura III-4 Baranda.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura III-5 Losa de Transición .....</i>	<i>128</i>
<i>Figura III-6 Junta de Dilatación.....</i>	<i>129</i>
<i>Figura III-7 Camión de Diseño.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura III-8 Tándem de Diseño.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura III-9 Carga de Carril.....</i>	<i>132</i>
<i>Figura III-10 armadura de Distribución .....</i>	<i>150</i>
<i>Figura III-11 Distribución de la Armadura .....</i>	<i>151</i>
<i>Figura III-12 Ancho de Franja .....</i>	<i>152</i>
<i>Figura III-13 Franja Equivalente.....</i>	<i>153</i>
<i>Figura III-14 Camión de Diseño usando Franjas Transversales.....</i>	<i>154</i>
<i>Figura III-15 Patín de Compresión de la Viga.....</i>	<i>156</i>



*Figura III-16 Distribución no Uniforme de Esfuerzos Longitudinales.....157*

*Figura III-17 Graficos de los Casos de de Flexion.....170*

*Figura III-18 Solicitaciones en Dispositivos de Apoyo.....188*

*Figura III-19 Curva Esfuerzo Deformación.....191*

*Figura III-20 Predimensionamiento del estribo .....197*

*Figura III-21 Distribución del Empuje Lateral .....200*

*Figura III-22procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados relleno de superficie horizontal (U.S. Departartament of the navy 1982ª).....203*

*Figura III-23 Cargas Típicas en Estribos.....205*

*Figura III-24 Distribución de Presiones Trapezoidales y Triangulares .....208*

*Figura III-25Diagrama de fuerzas de la cuña activa.....211*

*Figura III-26Nomograma para determinar el factor de longitud.....223*



## RESUMEN

La presente investigación titulada: Análisis y Diseño del Puente Carrozable de Integración en el Centro Poblado Unión Soratira, Sector Cruz Chupa, Distrito de San Antón-Azángaro. Se desarrolló con el objetivo de realizar el Analizar y diseñar la subestructura del puente carrozable, Analizar y diseñar la superestructura del puente carrozable, utilizando métodos convencionales de diseño, para la Elaborar el planteamiento del Proyecto de un Puente Viga Losa, adecuado para que cumpla todos las requisitos y parámetros establecidos por el reglamento nacional de edificaciones y el manual de diseño de puentes de MTC. En los Estudios Básicos de Ingeniería de Mecánica de Suelos se obtienen los parámetros para el diseño de los estribos y del pilar central, Topográficos, Hidrológicos e hidráulicos obtenemos el caudal máximo y los niveles máximos de socavacion, Transito, de riego sísmico. Esta investigación ayuda a observar y comprender con una mejor perspectiva los estudios, y parámetros necesarios para realizar un adecuado diseño de puente mixto viga-losa.



## I. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO DE INVESTIGACION

### 1. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO DE INVESTIGACION

#### 1.1. INTRODUCCION GENERAL

El análisis y Diseño del Puente Carrozable” se plantea debido a que en el proyecto y construcción de puentes tenemos gran cantidad de problemas y dificultades en luchar por las más bellas de las artes del ingeniero, en superar los obstáculos para el tránsito.

La preferencia adoptada a este proyecto se debe a la amplia libertad de decisión que tiene el egresado universitario de la carrera profesional de Ingeniería civil de la Universidad Nacional del Altiplano Puno, en elegir el tema de tesis que le permite enfocar un problema desde sus inicios en busca de la mejor solución que sea posible.

Se sabe que toda obra de Ingeniería Civil debe cumplir los requisitos mínimos de seguridad, Funcionalidad y economía, y como tal presentar un alto grado de seguridad, estabilidad y duración, esto implica una selección de formas y detalles, económicos estéticos y sobre todo funcional como soluciones al problema planteado.

El presente trabajo constituye un Análisis y Diseño, eligiendo como Subestructura Se tiene el diseño de Estribo en voladizo y la Superestructura del puente es un Tablero Mixto de 54.00 m de longitud ubicado en el Centro Poblado de Unión Soratira Sector Cruz Chupa, Distrito de San Antón, Provincia de Azángaro, Departamento de Puno. El acceso al lugar se efectúa por vía terrestre desde el Distrito de San Antón al Km 104+440 de la carretera Interoceánica.

Para cumplir con los objetivos del presente proyecto de tesis, se hizo uso de conocimientos adquiridos en los cursos de Topografía, Hidrología, Hidráulica, Geología, Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Análisis Estructural, Concreto Armado, Costos y Presupuesto, Programación de Obra y Algunos Programas como AutoCAD, Sap2000, MS Project y S10. Para realizar el Análisis y Diseño del Puente Carrozable, ubicado en el Rio San Antón,



específicamente en el lugar denominado Cruz Chupa del centro poblado de Soratira.

## 1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En todo el territorio peruano, por diversas razones, ya sea esta geomorfológicos o por razones estrictamente hidrológicas y de seguridad, se diseñan puentes de diferentes luces, para lo cual generalmente se recurre a las normas tradicionales de la AASTHO, reglamento Francés empleado métodos de análisis convencionales. En este sentido hemos visto por conveniente utilizar el método AASTHO-LRFD2007.

En el Perú se utilizan el Manual de Diseño de Puentes que nos brinda pautas necesarias para el planteamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros. En realidad en manual en gran parte de los aspectos de diseño es una adaptación de las especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASTHO).

## 1.3. OBJETIVOS

### 1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar y diseñar el Puente Carrozable Ubicado en el Río San Antón del Centro Poblado de Unión Soratira, Comunidad de Antocondo y Ajanani, Ichurahui, Q'elhuire para la Integración Vial con el Distrito de San Antón y la Carretera Interoceánica Sur.

### 1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ✚ Analizar y diseñar la subestructura del puente carrozable.
- ✚ Analizar y diseñar la superestructura del puente carrozable
- ✚ Elaborar el planteamiento del Proyecto de un Puente Viga Losa.
- ✚ Realizar los Estudios Básicos de Ingeniería de Mecánica de Suelos, Topográficos, Hidrológicos, Transito, de riego sísmico.

## 1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Este Proyecto surge debido a la necesidad de una integración vial, debido a la existencia de un puente que no brinda el servicio que esta población requiere, esto generado la insuficiencia respecto a los requerimientos de la

demanda de tráfico y es así que se plantea la construcción de un puente carrozable.

El puente carrozable permitirá el tránsito de vehículos, y de esta forma alcanzar un mayor dinamismo económico y social dado que el enlace permitiría comunicar eficientemente a las comunidades y centros poblados mencionados, con la Carretera Interoceánica Sur y el centro urbano del Distrito de San Antón. Y así poder integrarse adecuadamente y acceder en forma oportuna a los servicios básicos como salud, educación y desarrollar de manera más eficiente las diferentes actividades económicas al reducir costos de traslado, tiempos de espera, etc.

El presente trabajo cobra importancia al representar este un documento de consulta para estudiantes y profesionales relacionados al análisis y diseño de un puente carrozables. El proyecto de ingeniería se elabora para consolidar y afianzar los conocimientos adquiridos, respecto al Análisis y diseño estructural de un puente.

La población necesita la elaboración del proyecto para una adecuada transitabilidad de los vehículos.

## **1.5. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL**

### **1.5.1. MARCO TEÓRICO**

#### **PUENTE**

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

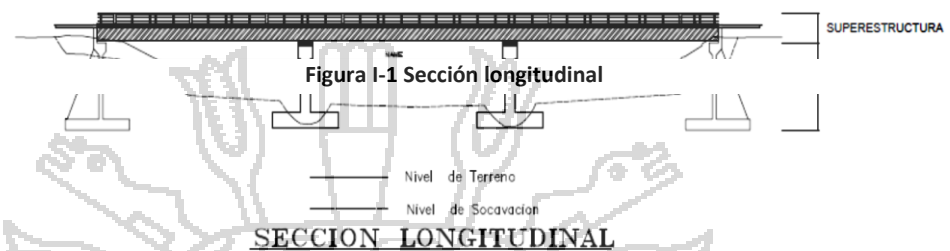
Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos.

Aquellos construidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos.

Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Por lo general, el termino puente se utiliza para describir a las estructuras viales, con trazado por encima de la superficie, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos,

## PUENTE



etc.

## CLASIFICACIÓN

A los puentes podemos clasificarlos:

- a) Según su función:
  - Peatonales
  - Carreteros
  - Ferroviarios
- b) Por el material de la superestructura
  - De concreto armado
  - De concreto pre esforzado
  - De acero
  - De sección compuesta
- c) Por la forma de la superestructura
  - Losa maciza
  - Losa aligerada
  - Viga T
  - Viga I
  - Viga cajón
  - En arco
  - Colgante
  - Atirantado
  - Reticulado
  - Pórtico
- d) Por su geometría

- ✚ Recto
- ✚ Esviado
- ✚ Curvo
- e) Según el tipo de vida útil
  - ✚ Provisionales
  - ✚ Definitivos
- f) Según el tipo de apoyo
  - ✚ Isostáticos
    - i. Simplemente apoyados
    - ii. Cantiléver o Gerber
  - ✚ Hiperestático
    - i. Continuo
    - ii. Pórtico o marco
- g) Por el proceso constructivo
  - ✚ Vaciado en sitio
  - ✚ Prefabricado
  - ✚ Compuestos
  - ✚ Por dovelas
  - ✚ Por voladizos sucesivos
- h) Por el tipo de cimentaciones
  - ✚ Con caissons
  - ✚ Con pilotaje
  - ✚ Con cámaras de anclaje
  - ✚ Con cimentación aligerada
- i) Por los materiales de construcción
  - ✚ Madera
  - ✚ Mampostería
  - ✚ Acero Estructural
  - ✚ Sección Compuesta
  - ✚ Concreto Armado
  - ✚ Concreto Presforzado
- j) Por el tipo de estructura
  - ✚ Simplemente apoyados
  - ✚ Continuos
  - ✚ Simples de tramos múltiples
  - ✚ Cantilever (brazos voladizos)
  - ✚ En Arco

- ✚ Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- ✚ Colgantes
- ✚ Levadizos (basculantes)
- ✚ Pontones (puentes flotantes permanentes)

k) Tipo de puente según su luz libre

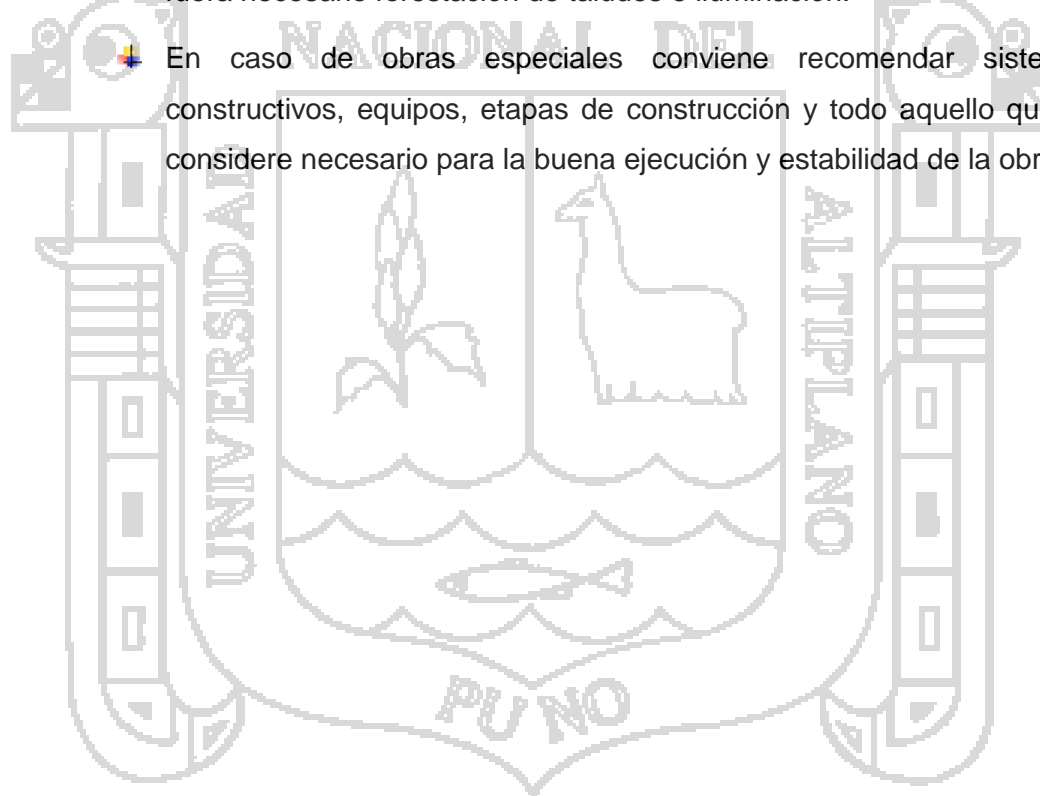
LONGITUD DE LA LUZ PRINCIPAL (m.)											
6 m.	15 m.	20 m.	30 m.	50 m.	80 m.	150 m.	200 m.	500 m.	800 m.	1200 m.	1500 m.
									COLGANTES SIMPLES O MÚLTIPLES		
								ATIRANTADOS CONCR. ACERO			
						PUENTES DE ARCO CONCR. ACERO ATIRANT.					
		PTES. RETICULADOS DE ACERO ISOSTATICOS CONTINUO ALT. VARIABLE									
		TABLEROS MIXTOS V. DE ACERO Y L. DE CONCR.									
		VIGA CAJON PREEFORZADO INERCIA CONST. INERCIA VAR.									
		VIGAS PREEFORZADAS SEC. DOBLE T - PREFEBR.									
	VIGA DE CONCRETO REF. ISOSTATICAS CONTINUAS			Y							
PUENTES LOSA MACISA ALIGERADA											

Figura I-2 Longitud de la Luz de Principal.

## UBICACIÓN Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- ✚ Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- ✚ Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- ✚ Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- ✚ Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- ✚ En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.



## II. ESTUDIOS BÁSICOS

### 2. ESTUDIOS BÁSICOS

#### 2.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

##### 2.1.1. DESCRIPCIÓN TOPOGRÁFICA

Este puente conecta las comunidades y centros poblados de unión Soratira, comunidad Tumuyo, Antocondo y ajanani, Ichurahui, Qèlhuire y parte del distrito de San José con la carretera Interoceánica sur y directamente con el centro urbano de San Antón.

##### 2.1.2. ACCESO AL LUGAR DEL PROYECTO

El terreno donde está ubicado el Puente se encuentra en el Distrito de San Antón para llegar al lugar del proyecto está ubicado en el Centro Poblado de Unión Soratira sobre la carretera Interoceánica Km 104+440

##### 2.1.3. UBICACIÓN POLÍTICA

- ☞ Región : Puno
- ☞ Provincia : Azángaro
- ☞ Distrito : San Antón
- ☞ Centro Poblado : Unión Soratira Km 104+440 Carretera Interoceánica.
- ☞ Altitud : 3975 m.s.n.m.
- ☞ Río : San Antón
- ☞ Zona Geográfica : Sierra
- ☞ Población : 1527 habitantes

##### 2.1.4. UBICACIÓN CARTOGRAFICA

- ☞ Datum : WGS84
- ☞ Proyección : UTM
- ☞ Zona UTM : 19L
- ☞ Carta :
- ☞ Este : 360330.612

- ☞ Norte : 8387742.934
- ☞ Altitud : 3974.827

### 2.1.5. ASPECTO GEOGRÁFICO

La ubicación del lugar del Puente presenta una topografía Plana que se encuentra sobre la carretera interoceánica.

### 2.1.6. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Consistió en realizar un reconocimiento a lo largo del Rio Soratira sobre todo en la Ubicación del lugar del proyecto sobre todo en lugares, donde se tiene mayor afectación por posibles desbordes.

### 2.1.7. TRABAJO DE CAMPO

#### DESCRIPCIÓN GENERAL

En los trabajos de campo se ha realizado el levantamiento topográfico y así determinar el relieve del terreno en la zona del proyecto y determinar la mejor ubicación del Puente.

#### TRABAJOS TOPOGRÁFICOS

Se ha utilizado personal humano, materiales, equipos y herramientas para los trabajos topográficos como son:

- ☞ 1 Estación Total marca SOKKIA, de 6" precisión angular y alcance de 3 Km
- ☞ 02 Prismas reflectores y respectivos bastones telescópicos
- ☞ Wincha Metálica.
- ☞ GPS.
- ☞ Brújula

#### LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL PUENTE

El método empleado fue el de radiación, obteniéndose las coordenadas de los puntos definitivos y los que finalmente luego de procesarlos muestran la topografía del terreno.

### 2.1.8. TRABAJOS DE GABINETE

En base a la información obtenida con la estación total se procedió a descargar la información. Para esto se descargó la información en una



computadora para procesar los datos y posteriormente elaborar los planos del proyecto.

#### DESARROLLO DE LOS TRABAJOS TOPOGRAFICOS.

Se procedió a realizar una planimetría con un desnivel de 1.0 m entre curvas de nivel, los datos se recolectaron 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo aproximadamente.

#### LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO ESTACIÓN TOTAL

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCION
1	8387831.614	360299.998	3975.042	RELLENO
2	8387834.685	360290.482	3973.303	RELLENO
3	8387837.757	360280.965	3972.757	RELLENO
4	8387840.828	360271.448	3972.444	RELLENO
5	8387843.899	360261.932	3973.602	RELLENO
6	8387846.971	360252.415	3976.643	RELLENO
7	8387849.662	360244.077	3978.141	RELLENO
8	8387810.025	360318.054	3975.224	RELLENO
9	8387813.096	360308.537	3975.063	RELLENO
10	8387816.168	360299.020	3975.181	RELLENO
11	8387818.566	360291.589	3976.075	RELLENO
12	8387819.239	360289.504	3973.917	RELLENO
13	8387822.310	360279.987	3972.819	RELLENO
14	8387825.382	360270.470	3972.684	RELLENO
15	8387828.453	360260.954	3972.479	RELLENO
16	8387831.524	360251.437	3974.127	RELLENO
17	8387834.596	360241.920	3976.756	RELLENO
18	8387835.941	360237.753	3978.096	RELLENO
19	8387787.159	360323.815	3975.503	RELLENO
20	8387790.230	360314.298	3975.270	RELLENO
21	8387793.301	360304.782	3975.238	RELLENO
22	8387796.373	360295.265	3975.387	RELLENO
23	8387799.444	360285.748	3975.538	RELLENO
24	8387802.515	360276.232	3972.720	RELLENO
25	8387805.587	360266.715	3972.657	RELLENO
26	8387808.658	360257.198	3972.597	RELLENO
27	8387811.729	360247.682	3972.538	RELLENO
28	8387814.801	360238.165	3975.868	RELLENO
29	8387817.872	360228.648	3977.459	RELLENO
30	8387818.502	360226.696	3977.934	RELLENO
31	8387765.753	360325.023	3974.950	RELLENO
32	8387768.824	360315.507	3974.920	RELLENO

33	8387771.896	360305.990	3974.853	RELLENO
34	8387774.967	360296.473	3975.039	RELLENO
35	8387778.038	360286.957	3974.405	RELLENO
36	8387781.110	360277.440	3973.611	RELLENO
37	8387784.181	360267.923	3972.882	RELLENO
38	8387787.252	360258.407	3972.800	RELLENO
39	8387790.324	360248.890	3972.714	RELLENO
40	8387793.395	360239.373	3972.621	RELLENO
41	8387796.466	360229.857	3975.410	RELLENO
42	8387799.538	360220.340	3975.978	RELLENO
43	8387801.814	360213.287	3977.104	RELLENO
44	8387742.934	360330.612	3974.827	RELLENO
45	8387746.005	360321.095	3974.828	RELLENO
46	8387749.076	360311.578	3974.830	RELLENO
47	8387752.148	360302.062	3974.809	RELLENO
48	8387755.219	360292.545	3973.704	RELLENO
49	8387758.290	360283.028	3974.024	RELLENO
50	8387761.362	360273.512	3973.571	RELLENO
51	8387764.433	360263.995	3972.840	RELLENO
52	8387767.504	360254.478	3972.803	RELLENO
53	8387770.576	360244.962	3972.720	RELLENO
54	8387773.647	360235.445	3972.646	RELLENO
55	8387776.718	360225.928	3974.582	RELLENO
56	8387779.790	360216.412	3975.050	RELLENO
57	8387782.861	360206.895	3974.641	RELLENO
58	8387784.980	360200.330	3975.542	RELLENO
59	8387722.076	360330.121	3974.845	RELLENO
60	8387725.147	360320.604	3974.849	RELLENO
61	8387728.219	360311.088	3974.801	RELLENO
62	8387731.290	360301.571	3974.435	RELLENO
63	8387734.361	360292.054	3973.741	RELLENO
64	8387737.433	360282.538	3973.761	RELLENO
65	8387740.504	360273.021	3973.628	RELLENO
66	8387743.575	360263.504	3973.104	RELLENO
67	8387746.647	360253.988	3972.822	RELLENO
68	8387749.718	360244.471	3972.756	RELLENO
69	8387752.789	360234.954	3972.690	RELLENO
70	8387755.861	360225.438	3972.624	RELLENO
71	8387758.932	360215.921	3974.154	RELLENO
72	8387762.003	360206.404	3974.494	RELLENO
73	8387765.075	360196.888	3974.583	RELLENO
74	8387767.331	360189.898	3974.704	RELLENO
75	8387700.535	360331.748	3974.698	RELLENO
76	8387703.607	360322.231	3974.745	RELLENO
77	8387706.678	360312.714	3974.718	RELLENO

78	8387709.749	360303.198	3973.803	RELLENO
79	8387712.821	360293.681	3973.896	RELLENO
80	8387715.892	360284.164	3973.792	RELLENO
81	8387718.963	360274.648	3973.655	RELLENO
82	8387722.035	360265.131	3973.417	RELLENO
83	8387725.106	360255.614	3973.074	RELLENO
84	8387728.177	360246.098	3972.803	RELLENO
85	8387731.249	360236.581	3972.738	RELLENO
86	8387734.320	360227.064	3972.675	RELLENO
87	8387737.391	360217.548	3972.862	RELLENO
88	8387740.463	360208.031	3974.776	RELLENO
89	8387743.534	360198.515	3974.594	RELLENO
90	8387746.605	360188.998	3974.623	RELLENO
91	8387748.180	360184.118	3974.543	RELLENO
92	8387677.638	360337.577	3974.440	RELLENO
93	8387680.710	360328.060	3974.504	RELLENO
94	8387683.781	360318.544	3974.582	RELLENO
95	8387686.852	360309.027	3973.354	RELLENO
96	8387689.924	360299.510	3973.598	RELLENO
97	8387692.995	360289.994	3973.632	RELLENO
98	8387696.066	360280.477	3973.570	RELLENO
99	8387699.138	360270.960	3973.666	RELLENO
100	8387702.209	360261.444	3973.416	RELLENO
101	8387705.280	360251.927	3973.110	RELLENO
102	8387708.352	360242.410	3972.837	RELLENO
103	8387711.423	360232.894	3972.773	RELLENO
104	8387714.494	360223.377	3972.710	RELLENO
105	8387717.566	360213.860	3972.640	RELLENO
106	8387720.637	360204.344	3974.377	RELLENO
107	8387723.708	360194.827	3974.402	RELLENO
108	8387726.780	360185.310	3974.555	RELLENO
109	8387728.864	360178.853	3974.457	RELLENO
110	8387656.800	360337.028	3974.367	RELLENO
111	8387659.871	360327.511	3974.415	RELLENO
112	8387662.942	360317.994	3974.458	RELLENO
113	8387666.014	360308.478	3972.654	RELLENO
114	8387669.085	360298.961	3973.410	RELLENO
115	8387672.156	360289.444	3973.397	RELLENO
116	8387675.228	360279.928	3973.459	RELLENO
117	8387678.299	360270.411	3973.645	RELLENO
118	8387681.370	360260.894	3973.553	RELLENO
119	8387684.442	360251.378	3973.243	RELLENO
120	8387687.513	360241.861	3972.942	RELLENO
121	8387690.585	360232.344	3972.783	RELLENO
122	8387693.656	360222.828	3972.706	RELLENO

123	8387696.727	360213.311	3972.630	RELLENO
124	8387699.799	360203.794	3974.433	RELLENO
125	8387702.870	360194.278	3974.255	RELLENO
126	8387705.941	360184.761	3974.311	RELLENO
127	8387709.013	360175.244	3974.392	RELLENO
128	8387709.547	360173.588	3974.370	RELLENO
129	8387642.333	360333.046	3974.415	RELLENO
130	8387645.130	360323.445	3974.442	RELLENO
131	8387647.927	360313.844	3973.315	RELLENO
132	8387650.725	360304.244	3972.890	RELLENO
133	8387653.522	360294.643	3973.513	RELLENO
134	8387656.319	360285.042	3973.506	RELLENO
135	8387659.116	360275.441	3973.544	RELLENO
136	8387661.913	360265.840	3973.534	RELLENO
137	8387664.710	360256.239	3973.602	RELLENO
138	8387667.508	360246.639	3973.275	RELLENO
139	8387670.305	360237.038	3972.912	RELLENO
140	8387673.102	360227.437	3972.786	RELLENO
141	8387675.899	360217.836	3972.709	RELLENO
142	8387678.696	360208.235	3972.632	RELLENO
143	8387681.493	360198.634	3974.585	RELLENO
144	8387684.291	360189.034	3974.258	RELLENO
145	8387687.088	360179.433	3974.150	RELLENO
146	8387689.885	360169.832	3974.293	RELLENO
147	8387690.318	360168.346	3974.284	RELLENO
148	8387824.079	360231.431	3978.587	RELLENO
149	8387826.732	360233.729	3978.148	RELLENO
150	8387844.206	360241.972	3978.703	RELLENO
151	8387846.523	360247.343	3977.774	RELLENO
152	8387835.024	360241.012	3977.426	RELLENO
153	8387824.309	360235.544	3977.697	RELLENO
154	8387810.589	360224.581	3977.626	RELLENO
155	8387805.311	360219.140	3977.252	RELLENO
156	8387797.255	360215.011	3976.613	RELLENO
157	8387800.001	360218.741	3976.748	RELLENO
158	8387799.856	360220.583	3976.697	RELLENO
159	8387796.873	360220.733	3976.497	RELLENO
160	8387787.863	360223.013	3976.394	RELLENO
161	8387789.911	360224.673	3976.987	RELLENO
162	8387788.595	360226.527	3976.626	RELLENO
163	8387790.383	360226.629	3976.348	RELLENO
164	8387791.888	360226.012	3976.194	RELLENO
165	8387796.501	360228.450	3976.200	RELLENO
166	8387823.306	360242.083	3976.406	RELLENO
167	8387828.546	360245.697	3976.574	RELLENO

168	8387834.167	360249.931	3976.613	RELLENO
169	8387840.687	360256.227	3975.006	RELLENO
170	8387832.257	360250.374	3975.794	RELLENO
171	8387828.239	360247.309	3975.013	RELLENO
172	8387825.047	360244.925	3975.703	RELLENO
173	8387817.210	360240.868	3975.652	RELLENO
174	8387807.884	360236.339	3975.948	RELLENO
175	8387804.731	360234.664	3975.574	RELLENO
176	8387764.380	360221.577	3975.903	RELLENO
177	8387760.730	360220.201	3975.974	RELLENO
178	8387760.768	360218.837	3975.826	RELLENO
179	8387761.277	360218.011	3975.497	RELLENO
180	8387767.152	360217.398	3975.026	RELLENO
181	8387787.623	360209.449	3975.452	RELLENO
182	8387786.388	360207.582	3975.813	RELLENO
183	8387785.215	360205.651	3975.148	RELLENO
184	8387784.034	360203.755	3975.497	RELLENO
185	8387779.647	360199.388	3975.897	RELLENO
186	8387680.257	360196.634	3975.794	RELLENO
187	8387684.155	360197.735	3975.787	RELLENO
188	8387691.573	360199.721	3975.026	RELLENO
189	8387704.946	360203.541	3975.394	RELLENO
190	8387735.648	360212.188	3975.600	RELLENO
191	8387745.008	360214.821	3975.813	RELLENO
192	8387749.124	360215.139	3975.406	RELLENO
193	8387752.696	360215.523	3975.594	RELLENO
194	8387745.752	360215.320	3975.413	RELLENO
195	8387744.129	360214.632	3975.903	RELLENO
196	8387757.989	360217.617	3974.774	RELLENO
197	8387764.321	360222.718	3974.103	RELLENO
198	8387762.125	360222.112	3974.374	RELLENO
199	8387766.041	360223.266	3974.626	RELLENO
200	8387770.623	360224.755	3974.897	RELLENO
201	8387775.907	360226.481	3974.226	RELLENO
202	8387808.696	360239.792	3974.652	RELLENO
203	8387816.036	360243.621	3974.213	RELLENO
204	8387822.272	360246.909	3974.948	RELLENO
205	8387828.132	360250.463	3974.897	RELLENO
206	8387826.152	360252.739	3973.097	RELLENO
207	8387824.088	360251.465	3973.587	RELLENO
208	8387820.240	360249.509	3973.406	RELLENO
209	8387786.052	360232.303	3973.594	RELLENO
210	8387780.083	360229.789	3973.187	RELLENO
211	8387775.117	360228.143	3973.226	RELLENO
212	8387770.042	360226.649	3973.748	RELLENO



213	8387737.448	360217.164	3973.794	RELLENO
214	8387734.511	360216.355	3973.400	RELLENO
215	8387731.661	360215.570	3973.606	RELLENO
216	8387724.887	360213.703	3973.452	RELLENO
217	8387729.947	360215.098	3973.974	RELLENO
218	8387708.422	360209.084	3973.213	RELLENO
219	8387706.246	360208.306	3973.206	RELLENO
220	8387697.892	360205.813	3973.994	RELLENO
221	8387686.890	360203.180	3973.613	RELLENO
222	8387678.518	360201.093	3973.103	RELLENO
223	8387717.619	360251.298	3973.503	RELLENO
224	8387735.477	360257.564	3973.852	RELLENO
225	8387759.125	360264.915	3973.974	RELLENO
226	8387810.297	360281.253	3973.503	RELLENO
227	8387823.957	360284.263	3973.174	RELLENO
228	8387834.279	360285.581	3973.026	RELLENO
229	8387837.400	360286.214	3973.097	RELLENO
230	8387823.295	360291.351	3974.426	RELLENO
231	8387821.233	360290.395	3974.052	RELLENO
232	8387818.630	360289.271	3974.013	RELLENO
233	8387813.325	360287.016	3974.348	RELLENO
234	8387809.679	360285.453	3974.097	RELLENO
235	8387791.939	360279.104	3974.297	RELLENO
236	8387787.975	360278.155	3974.987	RELLENO
237	8387786.906	360277.916	3974.206	RELLENO
238	8387783.440	360278.589	3974.994	RELLENO
239	8387781.003	360279.348	3974.387	RELLENO
240	8387773.137	360280.790	3974.426	RELLENO
241	8387760.264	360293.021	3974.148	RELLENO
242	8387755.678	360295.607	3974.594	RELLENO
243	8387750.914	360297.484	3974.800	RELLENO
244	8387735.629	360300.477	3974.806	RELLENO
245	8387667.240	360311.767	3973.013	RELLENO
246	8387682.773	360309.804	3973.606	RELLENO
247	8387685.823	360308.736	3973.194	RELLENO
248	8387680.296	360306.839	3973.813	RELLENO
249	8387824.313	360293.181	3975.503	RELLENO
250	8387811.664	360287.104	3975.387	RELLENO
251	8387808.127	360285.829	3975.748	RELLENO
252	8387787.251	360281.959	3975.374	RELLENO
253	8387785.359	360281.426	3975.303	RELLENO
254	8387784.125	360281.154	3975.574	RELLENO
255	8387780.718	360282.823	3975.226	RELLENO
256	8387780.901	360282.039	3975.774	RELLENO
257	8387781.091	360289.295	3975.426	RELLENO

258	8387781.309	360292.170	3975.697	RELLENO
259	8387780.840	360293.575	3975.626	RELLENO
260	8387821.181	360293.494	3976.697	RELLENO
261	8387822.016	360293.875	3976.497	RELLENO
262	8387822.753	360294.135	3976.187	RELLENO
263	8387817.719	360291.796	3976.806	RELLENO
264	8387802.480	360312.798	3975.394	RELLENO
265	8387804.088	360312.717	3975.987	RELLENO
266	8387802.198	360315.625	3975.626	RELLENO
267	8387799.756	360317.131	3975.348	RELLENO

## 2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

### 2.2.1. GENERALIDADES

- **Según Chow, V. T. (1994)**, “Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.”
- **Según, Monsalve, S. (1998)**, menciona, “La hidrología versa sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su influencia en el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la tierra”.
- **Según Aparicio F. (1997)**, “Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos.”
- **Según, Chow V. T. (1994)**, “Puede considerarse que la hidrológica abarca todas las ciencias hídricas. En una forma más estricta, puede definirse como el estudio del ciclo hidrológico es decir, la circulación ininterrumpida del agua entre la tierra y la atmósfera. El conocimiento hidrológico se aplica al uso y control de los recursos hidráulicos en los continentes del planeta.”

### 2.2.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El presente estudio, persigue alcanzar los siguientes objetivos:

- Evaluar desde el punto de vista hidrológico en puente San Antón-Sector Cruz Chupa.
- Evaluar las características hidrológicas y geomorfológicas de la cuenca que vierte las aguas del Río San Antón, hasta el punto de interés.

- Proponer las diversas obras que requiere ser proyectadas de acuerdo a la evaluación de las estructuras existentes y a la existencia hidrológica e hidrodinámica del área del Proyecto Vial con la finalidad de garantizar su estabilidad y permanencia

### 2.2.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto del Puente del presente estudio, se encuentra ubicado en el departamento de Puno, Provincia de Azángaro, Distrito de San Antón, Centro Poblado Unión Soratira, Sector Cruz Chupa. Exactamente en el Km 104+440 de la carretera Interoceánica a una altitud: 4083m.s.n.m.

Geográficamente dicho puente está comprendido aproximadamente entre las coordenadas (360218.388E, 8387674.29N), perteneciente a la Ubicación de Proyecto del puente.

### 2.2.4. ESTUDIOS EXISTENTES

Se ha revisado la información existente referente a estudios elaborados con anterioridad en la zona, que de alguna forma contiene información referente al capítulo del estudio hidrológico e hidráulico, habiendo revisado las siguientes bibliografías:

- Modelamiento Hidrológico Mediante Hec – Hms En La Subcuenca Azángaro–Puno.

### 2.2.5. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MORFOLÓGICAS DE LA CUENCA

Son parámetros que cuantifican la configuración física y morfológica de la cuenca; en seguida se detallan los parámetros considerados para este análisis.

#### INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Se utilizó la siguiente información:

- Carta nacional por el instituto Geográfico Nacional (IGN), a escala 1:100 000, habiéndose empleado las siguientes:
  - ✓ Hoja 29-V
  - ✓ Hoja 29-X
  - ✓ Hoja 29-Y
  - ✓ Hoja 30-V
  - ✓ Hoja 30-X
  - ✓ Hoja 30-Y
- Planos proporcionados por el levantamiento topográfico de la tesis.

#### 2.2.5.1. SUPERFICIE DE LA CUENCA

Se refiere al área proyectada sobre un plano horizontal, medida dentro de los límites de la cuenca definida por líneas cumbre (**Divortium Aquarium**) como se muestra en la figura:



Área de la cuenca =  $A$  ( $km^2$ )

$$A = 3\,673\, km^2$$

### 2.2.5.2. PERÍMETRO DE LA CUENCA

Es el contorno de la cuenca, igual a la longitud de la línea de Divortium Aquarium.

Perímetro de la cuenca=  $P$  (km.)

$$P = 510\, km$$

### 2.2.5.3. LONGITUD PRINCIPAL

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el mayor valor recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidad hasta el punto de interés.

Longitud del cauce =  $L_c$  km

$$L_c = 147\, km$$

### 2.2.5.4. ALTITUD MÁXIMA Y MÍNIMA DEL CAUCE DEL RÍO

Referida al nivel medio de las aguas del mar.

$$H_{max} = 4969.53\, m. s. n. m.$$

$$H_{min} = 4000.00\, m. s. n. m.$$

### 2.2.5.5. FORMA GENERAL DE LA CUENCA

#### a) Ancho promedio de la cuenca ( $A_p$ )

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río.

$$A_p = \frac{A}{L_c}$$

Ecuación II-1

Dónde:

$A_p$  =Ancho promedio de la cuenca ( $km$ )

$A$  = Area de la cuenca ( $km^2$ )

$L_c$  =Longitud mayor del río ( $km$ )

$$A_p = \frac{3673}{147}$$

$$A_p = 24.99 \text{ km}$$

### b) Coeficiente de compacidad de gravelius o índice de compacidad

Coeficiente adimensional que nos da una idea de la forma de la cuenca, es la relación entre el Área (A) y el Perímetro (P), tiene notoria influencia en la respuesta hidrográfica de una cuenca.

El índice más usualmente admitido para representar esta característica es el Coeficiente De Compacidad de Gravelius o simplemente Índice de Compacidad, que queda definido por la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área ( $P_o$ ):

$$I_c = \frac{P}{P_o} ; A = A_o$$

Ecuación II-2

Tenido en cuenta que:

$$A_o = \pi * r^2 ; r = \sqrt{A_o/\pi}$$

Ecuación II-3

Remplazamos el valor de "r" en:

$$P_o = 2 * \pi * r ; P_o = 2 * \sqrt{\pi * A_o}$$

Ecuación II-4

La fórmula general es:

$$I_c = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Ecuación II-5

Dónde:

P = Perímetro de la cuenca en Km

A = Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

Generalmente en cuencas muy alargadas el valor  $I_c$ , es mayor que 2

$$I_c = 0.282 * \frac{510}{\sqrt{3673}}$$

$$I_c = 2.37$$

El valor  $I_c$  es mayor que 2 por lo que indica que es una cuenca muy alargada y por lo tanto esta menos expuesta a las crecidas que una cuenca redonda.

### c) Factor de forma

Es la relación entre el ancho promedio de la cuenca ( $A_p$ ) y la longitud del curso de agua más largo ( $L_c$ ) expresado de la siguiente manera:

$$F_f = \frac{A_p}{L_c}$$

Ecuación II-6

Dónde:

$F_f$  =Factor de forma

$A_p$  =Ancho promedio de la cuenca ( $km$ )

$L_c$  =Longitud mayor del río ( $km$ )

Una cuenca con factor de forma baja, está sujeta a menos crecidas que otra del mismo tamaño pero con un factor de forma mayor. Este valor es adimensional.

$$F_f = \frac{24.99}{147}$$

$$F_f = 0.17$$

Con este valor  $F_f = 0.17$  la cuenca del río San Antón no está sujeta a crecidas continuas

#### 2.2.5.6. SISTEMA DE DRENAJE

El sistema de drenaje de una cuenca está formado por un curso de agua principal y sus tributarios, obsérvese que por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal más llena de bifurcaciones será la red de drenaje.

Con la finalidad de determinar las características de dicha red, se define los siguientes índices:

##### a) Grado de ramificación:

Para definir en grado de ramificación de un curso de agua principal (según Horton), se ha considerado el número de bifurcaciones que presenta sus bifurcaciones, asignándole un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde el curso principal hasta el encuentro con la divisoria de la cuenca.

El grado de ramificación de la cuenca del río San Antón alcanza un sexto ( $6^{\text{to}}$ ) grado.

##### b) Densidad de drenaje:

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes, o perennes de una cuenca ( $L_i$ ) y el área total de la misma cuenca ( $A$ ).

Valores altos de densidad refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación, influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos.

En nuestro caso la longitud total de los cursos de agua es:  $L_i = 5855 \text{ km}$

La expresión es la siguiente:

$$D_d = \frac{L_i}{A}$$

Ecuación II-7

Dónde:

$D_d$  = Densidad de Drenaje ( $\text{km}/\text{km}^2$ ).

$L_i$  = Longitud total del curso de agua ( $\text{km}$ )

$A$  = Área de la cuenca ( $\text{km}^2$ )

$$D_d = \frac{5855}{3673}$$

$$D_d = 1.594 \text{ km}/\text{km}^2$$

German Monsalve (1995), refiere que  $D_d$  usualmente toma los siguientes valores:

Entre  $0.5 \text{ km}/\text{km}^2$  para cuencas con drenaje pobre.

Hasta  $3.5 \text{ km}/\text{km}^2$  para hoyos excepcionalmente bien drenadas.

Por lo tanto la cuenca del río San Antón se encuentra bien drenado.

#### 2.2.5.7. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos se determina mediante la siguiente relación: según HORTON, NASH, ALBORD Y RECTANGULO EQUIVALENTE.

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{A^{0.5}}$$

Ecuación II-8

Dónde:

$S$  =Pendiente media del río.

$A$  =Área de la cuenca ( $km^2$ ).

$H_{max}$  =Altitud máxima referida al nivel medio de las aguas del mar.

$H_{min}$  =Altitud mínima referida al nivel medio de las aguas del mar.

$$S = \frac{4969.53 - 4000.00}{3673^{0.5}}$$

$$S = 15.997$$

$$S = 0.016 \text{ ‰}$$

Tabla II-1 Resumen de los Parámetros Geomorfológicos

DATOS GENERALES DE LA CUENCA	
Nombre de la Cuenca	San Antón
Área Total de la Cuenca ( $A$ )	3673.00 $km^2$
perímetro total de la Cuenca ( $P$ )	510.00 km
Longitud del Cauce Principal ( $L$ )	147.00 km
FORMA DE LA CUENCA	
Ancho Promedio ( $A_p$ )	24.99 km
Índice de Compacidad ( $I_c$ )	2.37
Factor de Forma ( $F_f$ )	0.17
SISTEMA DE DRENAJE	
Grado de ramificación Orden	sexto ( $6^{to}$ ) grado
Densidad de Drenaje	1.594 $km/km^2$
<b>PENDIENTE PROMEDIO <math>S</math> (m/m)</b>	0.016
<b>GRADO DE RESPUESTA A LAS PRESIPITACIONES</b>	buena y moderada

### 2.2.6. ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS

El término de estudio de máximas avenidas está referido a realizar el análisis de frecuencias de valores extremos máximos. Los resultados de máximas avenidas pueden ser utilizados para muchos propósitos en ingeniería, el trabajo que realizamos permite determinar la longitud del puente y la altura de los muros de encauzamiento y subestructura (Estribos y pilares).

#### a) Precipitación pluvial

La precipitación dentro de la cuenca del río San Antón, se obtendrá en base a los datos proporcionados por el Servicio de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), y de 08 estaciones vigentes dentro de la cuenca de río San Antón desde el año 1964 hasta el 2002.



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - AZANGARO**

<b>NOMBRE</b>	: AZANGARO	<b>LATITUD</b>	: 14°54'51.7" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012104	<b>LONGITUD</b>	: 70°11'26.7" W	<b>PROV.</b>	: AZANGARO
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 3863 msnm	<b>DIST.</b>	: AZANGARO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	22.7	21.0	10.5	23.6	0.0	0.0	4.0	4.8	17.8	7.6	25.6	28.4
1965	30.4	20.6	37.0	34.1	13.2	0.0	3.2	3.0	18.0	20.5	41.8	5.3
1966	13.8	28.5	16.0	16.9	15.4	3.5	0.0	6.6	12.0	12.2	18.3	10.5
1967	13.7	11.7	47.8	14.1	2.7	9.5	0.0	0.0	8.2	23.4	21.8	18.2
1968	18.1	20.5	20.4	3.1	5.1	3.9	0.4	7.2	9.0	2.5	18.0	22.8
1969	18.3	25.2	28.6	5.5	2.4	0.0	0.0	0.0	12.8	13.9	19.1	10.0
1970	24.4	19.4	12.1	6.5	1.6	0.0	0.0	0.0	5.0	11.3	34.7	48.8
1971	23.3	6.5	15.6	12.7	2.4	0.0	0.0	0.0	4.7	13.2	8.2	18.2
1972	21.9	20.3	16.3	4.1	2.6	0.0	5.5	2.6	7.7	16.7	3.6	12.2
1973	17.5	12.9	16.7	17.8	2.7	2.4	0.0	7.1	7.2	11.8	7.3	34.1
1974	7.0	25.7	13.1	13.2	0.0	0.0	0.0	20.0				
1975												
1976									0.8	15.7	21.9	25.5
1977			6.6	30.1			0.0	0.5	4.3	6.1	29.6	13.4
1978	19.3	12.0				0.0	0.0	3.7	21.4	4.2		
1979		30.0	23.0	10.2	3.5	5.3	15.6					
1980												
1981									6.0	3.0	6.5	18.0
1982	44.0	28.5										
1983												
1984			16.4	4.8	0.0	8.0	0.0	35.8				
1985	27.0	13.9	14.0	26.3	3.4	4.3	0.8	2.8	11.0	24.9	21.0	24.5
1986	19.0	37.8	20.3		0.5	0.0	0.0	6.3	6.5	12.3	17.2	19.1
1987	18.9	23.0	16.6	1.7	0.1	0.0	0.0	0.6	2.5	9.8	52.9	16.9
1988	21.1	9.4	29.2	6.4	6.1	0.3	2.0	1.5	7.8	13.1	21.2	21.1
1989	20.4	23.5	27.8	14.0	5.8	0.0	0.0	7.3	14.1	7.8	26.1	25.7
1990	15.4	25.8	23.4	15.5	0.0	6.1	0.0	0.0	7.2	17.5	20.6	7.6
1991	30.3	11.2	28.8	11.2	2.0	0.7	0.0	0.5	7.2	17.7	11.4	12.5
1992	15.6	14.1	8.0	8.0	1.7	3.9	0.5	15.0	0.4	12.4	8.0	7.9
1993												
1994	111.7	169.3	89.1		0.5	0.0	0.0	6.3	13.4	35.6	59.8	88.1
1995	62.3	78.0	97.8	4.6	0.2	0.0	0.0	0.6	5.1	33.1	90.0	88.4
1996	142.5	67.9	121.9	15.7	15.0	0.3	2.0	3.1	11.2	35.2	59.5	64.0
1997	150.4	151.3	139.1	30.1	7.8	0.0	0.0	13.1	32.1	36.9	134.6	100.5
1998	95.0	71.4	77.2	24.6	0.0	5.0	0.0	0.0	11.0	58.0	76.3	17.6
1999	99.8	68.0	134.6	52.0	3.5	1.0	0.0	0.5	30.6	69.3	31.8	23.2
2000	132.4	114.0	51.3	8.4	2.9	7.9	0.5	38.8	0.7	79.8	25.6	65.3
2001	25.6	19.9	32.6	8.2	10.5	0.0	3.8	5.5	7.6	10.4	15.6	58.8
2002	27.5	13.4	61.8	13.7	4.1	1.7	4.3	3.6	6.2	34.1	21.1	37.4

FUENTE: SENAMHI



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - PROGRESO**

<b>NOMBRE</b>	: PROGRESO	<b>LATITUD</b>	: 14°41'21.1" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012110	<b>LONGITUD</b>	: 70°21'55.8" W	<b>PROV.</b>	: AZANGARO
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 3970 msnm	<b>DIST.</b>	: ASILLO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	17.5	15.0	31.7	14.0	14.7	0.0	0.0	0.5	6.5	10.5	21.9	11.5
1965	21.8	21.7	20.7	16.0	1.6	0.0	0.0	0.0	8.4	5.6	24.6	28.4
1966	11.0	20.6	12.0	0.3	15.9	0.0	0.0	0.0	22.5	14.6	19.3	19.6
1967	12.2	18.7	28.5	10.6	5.3	0.0	5.1	5.9	7.1	18.0	17.1	19.3
1968	11.2	22.1	22.4	13.4	0.8	0.0	13.4	9.7	14.8	6.3	12.2	11.7
1969	18.3	14.8	8.5	12.6	0.0	1.4	10.6	0.2	4.9	11.1	25.8	14.5
1970	17.2	12.8	17.1	26.8	5.2	0.5	0.8	0.0	26.1	13.9	23.0	27.1
1971	35.4	42.5	4.6	13.8	5.9	0.1	0.0	1.8	0.8	15.2	17.6	20.5
1972	34.1	27.9	20.8	7.9	0.4	0.0	2.7	4.0	9.6	5.9	12.6	23.1
1973	28.9	19.6	17.2	21.4	7.5	0.0	3.3	2.5	15.2	37.2	38.3	33.9
1974	11.2	16.4	14.1	9.2	12.3	5.1	0.2	5.8	9.5	8.4	17.0	17.4
1975	19.0	12.8	19.8	14.0	3.2	0.0	0.0	0.0	14.3	10.1	9.4	14.7
1976	34.9	17.4	21.9	13.4	14.2	4.2	2.8	4.2	28.2	7.3	18.9	19.5
1977	13.0	14.7	30.0	9.0	2.7	0.0	0.0	0.0	5.9	11.7	24.8	20.4
1978	21.2	14.9	17.3	26.1	2.3	0.0	0.0	0.0	22.6	4.7	20.8	37.0
1979	20.2	12.1	11.2	19.0	6.5	0.0	5.0	4.6	6.4	8.1	9.0	14.6
1980	17.8	17.0	15.7	3.5	5.2	0.2	2.3	0.0	3.5	21.6	2.9	22.0
1981	22.4	20.1	17.0	26.4	1.4	0.0	0.0	2.8	19.4	16.7	12.9	27.5
1982	20.0	27.2	15.6	9.1	0.0	0.0	0.0	0.8	5.0	19.8	23.6	22.6
1983	16.3	14.9	19.1	9.2	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	16.3	14.9
1984	17.9	11.1										
1985							0.0	0.0	11.5	5.2	20.6	21.7
1986	26.2	22.0	28.5	20.6	8.6	0.0		4.0	11.1		10.5	14.8
1987	14.1	14.3	20.5	14.0	1.0	1.0	12.2	0.0	6.0	30.2	24.5	44.6
1988	21.5	20.0	15.0	19.0	6.6	0.0	0.0	0.0	9.0	7.7	7.0	12.8
1989	22.5	19.9	38.1	16.4	3.5	2.2	0.0	7.5	11.5	13.0	12.0	13.0
1990	14.0	25.0	18.0	10.0	0.0	7.4	0.0	5.4	12.0	10.9	12.0	10.0
1991	22.4	23.4	20.6	19.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	13.9	7.6	24.8
1992			17.0	9.8	0.0	3.2	0.0	20.3	9.9	10.4	19.7	14.1
1993	19.5	19.4	21.4	12.5	5.2	3.7	10.2	8.8	5.9	17.2	22.7	15.5
1994	16.5	23.2	30.2	17.8	4.8	0.5	0.0	3.2	7.4	24.4	18.4	22.8
1995	21.2	22.2	34.2	14.8	0.0	0.0		0.0	6.2	10.4	27.8	24.4
1996	30.0	10.0	16.6	8.8	10.8	0.0	1.4	3.0	2.8	11.8	11.0	23.6
1997	37.4	34.2	23.4	18.8	11.4	0.0	0.0	8.2	0.8	13.8	18.0	20.4
1998	17.6	10.4	14.6	5.7	0.0	4.0	0.0	1.2	2.2	15.8	28.0	8.0
1999	26.2	15.8	23.6	15.4	1.0	0.0	0.0	0.0	4.0	15.0	14.8	11.9
2000	14.4	19.2	16.2	5.4	1.4	1.2	1.6	2.4	8.2	16.4	8.6	22.4
2001	18.6	26.4	25.2	16.2	14.2	0.0	5.5	0.0	6.4	11.0	30.5	15.2
2002	24.2	14.6	17.6	41.2	8.8	1.8	12.6	4.4	10.8	26.4	21.4	32.2

FUENTE: SENAMHI



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - NUÑO A**

<b>NOMBRE</b>	: NUÑO A	<b>LATITUD</b>	: 14°29'00" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012108	<b>LONGITUD</b>	: 70°38'00" W	<b>PROV.</b>	: MELGAR
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4135 msnm	<b>DIST.</b>	: NUÑO A

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	16.0	19.2	23.2	20.0	22.4	0.0	0.0	0.0	9.8	8.0	15.9	20.4
1965	21.7	16.5	22.7	13.5	0.0	0.0	0.0	2.6	4.4	15.3	21.6	42.0
1966	17.0	27.0	16.2	5.0	20.9	0.0	0.0	0.0	16.7	18.2	20.7	13.5
1967	10.5	28.1	25.2	7.5	2.5	1.8	11.8	22.8	30.2	16.7	12.2	23.0
1968	16.7	7.3	20.7	10.3	2.0	2.4	21.3	24.8	7.6	8.7	27.3	12.2
1969	29.0	20.6	11.7	7.8	2.3	0.0	8.9	5.4	13.7	26.0	7.4	25.3
1970	17.2	12.6	20.3	12.3	7.3	6.5	6.7	0.0	12.3	16.8	12.0	39.0
1971	34.0	23.5	12.5	12.3	9.6	0.0	0.0	4.5	2.0	25.3	21.2	16.3
1972	26.3	18.9	13.0	3.4	3.0	0.0	0.0	8.7	9.2	5.3	9.4	17.1
1973	14.6	15.6	12.2	8.2	0.0	0.0	15.9	28.3	8.2	18.9	8.2	7.6
1974	13.7	13.8	9.6	0.0	3.0	2.0	0.0	11.3	9.6	6.0	3.4	19.4
1975	16.4	14.6	11.3	3.4	3.4	0.0	0.0	0.0	11.1	7.4	8.8	18.1
1976	15.0	13.6	9.9	4.4	17.4	9.2	8.6	9.9	8.6	4.5	32.5	12.0
1977	7.2	11.7	20.7	8.2	20.5	2.4	1.9	0.9	10.3	10.0	17.5	17.4
1978	21.5	22.5	15.0	16.3	6.3	1.9	1.3	0.0	6.3	8.1	12.4	16.4
1979	13.3	20.7	15.9	10.5	0.0	0.0	0.2	1.7	2.0	8.3	8.6	11.3
1980	16.4	16.2	25.3	12.5	2.3	2.6	0.0	0.0	3.1	19.8	14.1	20.2
1981	13.5	17.2	10.7	6.3	0.0	0.0	0.0	0.0	6.7	9.5	9.4	13.2
1982	16.1	8.3	13.1	11.1	4.9	0.0	0.0	2.3	9.8	14.2	23.8	31.6
1983	13.2	11.4	12.2	4.1	3.3	0.0	0.0	0.0	3.6	3.2	10.5	2.0
1984	15.8	25.9	18.6	2.3	5.2	0.0	0.0	0.0	1.3	4.2	9.5	11.2
1985	12.2	29.5	16.3	7.1	8.6	0.0	0.0	0.0	7.9	8.2	7.2	8.3
1986	17.8	20.9	21.4	9.5	1.9	3.2	0.0	0.0	4.5	7.2	8.3	10.7
1987	13.3	7.3	6.2	3.5	2.3	3.2	17.1	0.0	0.0	9.3	12.8	8.0
1988	12.5	17.3	20.2	10.0	7.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.1	15.6
1989	7.1	23.3	12.4	4.3	4.2	0.0	0.0	6.2	10.2	22.5	38.4	16.3
1990	35.1	26.3	17.6	4.2	2.4	11.9	0.0	2.5	3.7	11.5	15.5	11.7
1991	16.3	18.3	15.9	9.1	2.5	23.8	5.3	0.0	7.2	14.1	7.4	19.9
1992	19.3	9.5	9.5	2.6	3.9							
1993												
1994												
1995												
1996												
1997												
1998												
1999												
2000												
2001												
2002												

FUENTE: SENAMHI





**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - ANTAUTA**

<b>NOMBRE</b>	: ANTAUTA	<b>LATITUD</b>	: 14°20' S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012102	<b>LONGITUD</b>	: 70°25' W	<b>PROV.</b>	: MELGAR
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4150 msnm	<b>DIST.</b>	: ANTAUTA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	22.2	0.0	73.0	6.0	4.0	0.0	0.0	3.0	17.5	5.3	19.5	16.0
1965	25.8	16.5	25.2	13.1	9.1	3.5	2.5	12.1	25.0	5.0	36.1	10.2
1966	13.1	13.2	12.1	8.2	20.4	0.0	0.0	1.2	20.3	20.3	20.4	20.2
1967		23.6	14.3	14.0	31.5	0.0	23.8	29.3	20.2	20.4	24.0	22.7
1968	16.5	41.2	20.7	10.4	20.8	10.3	9.4	10.3	12.7	20.0	23.9	16.2
1969	22.9	21.0	27.3	24.0	17.3	13.2	17.7	10.1	13.6	0.0		26.4
1970	17.7	7.4	10.9	14.2	5.5	2.1	0.2	0.0	11.6	21.9	7.5	25.1
1971	17.7	14.3	6.6	10.7	2.1	0.0	0.0	10.5	5.4	17.6	22.2	8.4
1972	12.5	9.6	10.2	3.4	0.0	0.0	2.3	10.8	9.7	10.3	9.3	19.0
1973	13.7	15.1	11.6	5.5	3.1	3.4	5.7	4.5	8.4	6.7	9.9	15.6
1974		11.7	20.3	3.2	3.4	5.3	0.0	11.0	5.6	5.7	4.5	4.5
1975	9.7	13.0	17.4	5.5	4.3	3.4	2.3	2.4	5.4	5.9	9.8	10.2
1976	15.0											
1977												
1978												
1979												
1980												
1981												
1982												
1983												
1984												
1985												
1986												
1987												
1988												
1989												
1990												
1991												
1992												
1993												
1994												
1995												
1996												
1997												
1998												
1999												
2000												
2001												
2002												

FUENTE: SENAMHI



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - CRUCERO**

<b>NOMBRE</b>	: CRUCERO	<b>LATITUD</b>	: 14°21'44.4" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012106	<b>LONGITUD</b>	: 70°01'24.7" W	<b>PROV.</b>	: CARABAYA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4130 msnm	<b>DIST.</b>	: CRUCERO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	15.7	11.9	31.5	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	9.0	12.8	24.3
1965	31.8	19.8	17.4	6.6	1.5	0.0	0.0	1.1	5.3	5.6	8.0	18.4
1966	9.9	18.9	12.4	4.0	17.0	0.0	0.0	1.3	18.4	13.0	9.4	15.5
1967	8.2	13.7	14.2	1.3	7.5	2.0	2.3	10.4	9.8	22.0	11.3	17.9
1968	17.4	17.2	17.5	7.3	0.0	0.0	38.0	14.2	16.2	12.3		9.3
1969	30.2	25.7	15.2	9.3	2.3	5.1	9.0	8.1	6.6	8.7	17.5	10.3
1970	30.7	24.6	15.6	21.9	6.2		4.1	0.0	0.0	9.9	31.4	35.2
1971	54.3	41.0	8.7	7.8	0.0	6.0	0.0	1.8	2.4	9.2	38.2	28.4
1972	20.4	19.0	30.2	36.1	6.8	2.7	0.0	14.7	12.7	26.7	13.5	14.1
1973	72.9	19.4	38.7	40.9	6.6	0.7	12.4	2.2	13.0	28.4	19.7	38.6
1974	15.1	41.9	21.3	16.0	3.6	10.2	9.7	16.4	15.5	31.7	23.5	34.8
1975	20.6	25.4	22.2	18.7	4.4	1.6	1.5	6.1	16.4	13.8	14.4	25.7
1976	26.1	25.6	27.7	24.0	16.5	1.7	3.5	5.9	27.0	12.1	13.0	45.2
1977	14.5	33.4	27.0	32.6	16.6	6.7	3.7	0.0	8.0	10.0	34.4	28.3
1978	23.7	28.4	37.3	38.3	3.3	14.3	0.0	1.9	21.8	13.2	43.2	24.5
1979	27.5	42.0	54.2	46.9	15.1	0.0	0.0	16.8	28.5	11.8	14.2	32.4
1980	45.4	16.0	20.6	8.3	6.5	0.0	0.0	2.5	19.7	26.6	8.4	25.1
1981	37.0	46.7	46.7	19.9	2.3	2.4	0.0	2.5	22.7	15.6	12.4	29.0
1982	36.9	35.3	24.5	7.8	3.1	3.6	0.0	5.9	6.2	8.1	37.8	23.5
1983	6.8	39.3	25.6	22.8	4.1	3.0	0.0	1.8	9.7	14.8	10.0	34.9
1984	35.6	36.0	14.8	10.9	6.8	2.5	2.8	22.8	8.6	25.0	22.6	20.4
1985	33.0	24.3	22.1	27.5	8.6	13.6	0.0	24.4	24.7	22.2	51.1	28.6
1986	32.9	51.0	32.6	24.9	6.0	0.0	4.5	21.7	10.1	13.7	20.7	30.9
1987	32.7	20.6	29.7	9.6	6.4	4.1	15.7	0.0	14.5	9.9	39.1	20.4
1988	19.0	37.4	22.0	13.5	6.5	0.0	0.0	0.0	8.2	30.0	11.8	35.8
1989	31.1	19.6	45.2	7.1	13.1	8.3	0.0	10.7	14.7	16.4	9.7	24.9
1990	32.5	27.8	19.9	14.0	0.0	15.1	0.0	2.4	15.6	28.6	45.0	13.0
1991	32.5	28.5	27.2	19.0	21.0	13.0	0.0	0.5	21.5	6.7	19.6	38.7
1992	27.7	25.8	30.4	2.1	0.8	19.3	4.8	48.9	2.1	18.8	70.7	28.6
1993	24.0	21.4	17.1	10.2	4.9	5.6	0.0	12.4	8.2	8.4	17.3	23.9
1994	52.3	48.6	19.6	16.1	19.2	2.5	0.0	2.8	41.0	28.3	11.2	26.0
1995	20.3	20.0	37.5	9.8	8.7	2.0	0.0	10.6	11.0	22.7	25.9	19.6
1996	29.2	30.1	26.1	11.0	17.2	0.0	0.0	7.1	3.8	16.0	22.4	12.6
1997	29.5	35.0	27.4	13.7	12.2	0.0	0.0	5.6	9.3	14.3	26.4	13.5
1998	9.3	22.9	30.5	26.4	0.4	4.4	0.0	0.7	1.7	18.3	34.8	15.4
1999	42.4	18.7	71.3	12.2	12.6	0.4	0.5	0.0	18.2	19.4	26.8	8.2
2000	17.5	8.9	13.4	1.1	4.1	3.1	3.6	3.7	3.8	18.5	17.0	17.4
2001	23.2	10.6	31.7	15.6	5.6	0.0	12.0	5.9	8.1	22.2	13.9	19.9
2002	11.4	25.8	12.1	4.0	10.2	0.7	7.6	2.6	7.0	18.5	22.2	37.8

FUENTE: SENAMHI



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - MUÑANI**

<b>NOMBRE</b>	: MUÑANI	<b>LATITUD</b>	: 14°46'01" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012124	<b>LONGITUD</b>	: 69°57'06.5" W	<b>PROV.</b>	: AZANGARO
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 3948 msnm	<b>DIST.</b>	: MUÑANI

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964												
1965	15.2	20.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	10.4	15.2	30.3
1966	15.0	35.1	20.0	10.1	10.2	0.0	0.0	0.0	5.1	8.0	15.0	15.1
1967	10.0	10.0	10.0	10.3	10.2	0.0	10.0	10.0	16.0	28.7	8.5	45.4
1968	20.7	27.3	1.7	15.8	5.2	0.0	23.8	25.0	25.0	7.5	20.5	10.2
1969	20.0	15.8	11.9	26.2	0.0	0.0	0.0	4.2	7.6	10.0	10.2	20.5
1970	35.2	12.3	9.5	17.4	5.0	0.0	1.4	0.4	20.1	18.3	13.8	22.0
1971	23.0	25.0	31.0	8.0	7.0	0.0	0.0	1.2	0.0	12.4	9.4	10.0
1972	14.0	13.0	4.0	3.2	0.0	0.0	0.0	2.8	2.8	8.2	17.2	11.6
1973	9.8	10.4	11.2	24.2	0.4	0.0	0.0	15.6	17.6	2.6	19.2	10.4
1974	10.4	7.2	7.2	4.4	0.0	0.8	0.0	0.2	0.0	4.0	2.4	23.2
1975	9.0	6.2	8.4	4.8	2.0	0.0	0.0		0.0	4.2	5.6	18.8
1976	15.2	16.4	14.4	16.4	0.0						9.6	16.7
1977	14.9	30.4	15.5	9.1	0.0	0.0	0.0	0.0	11.8	16.4	18.5	19.7
1978	19.1	22.1	20.2	14.9	4.1	4.9	0.0	0.0	13.2	10.2	40.5	41.8
1979	52.2	9.5	12.5	23.2	5.6	0.0	0.0	0.0	8.2	19.6	13.2	16.6
1980	24.1	11.7	10.9	3.6	1.8	3.4	3.6	0.0	7.5	25.8	11.0	15.2
1981	30.3	9.2	20.4	20.6		0.0	0.0	6.7	7.6	20.6	12.0	19.8
1982	19.5	12.8	15.5	20.4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.4	10.1	27.5	6.1
1983	17.6	16.8	10.9	12.6	7.2	0.0	0.0	16.0	0.0	10.4	6.9	15.3
1984	18.8	23.6	9.8	8.3	3.7			5.6	7.6	14.3	40.4	28.2
1985	11.8	23.2	16.0	22.4	3.7	4.3	0.0	0.0	17.2	20.3	20.3	23.6
1986	15.5	27.6	20.1	13.6	6.7	0.0	2.3	0.0	9.6	0.0	27.3	15.2
1987	24.2	24.3	11.2	24.1	0.0	6.2	11.3	3.4	1.2	10.8	21.4	10.1
1988	27.7	22.3	12.3	18.9	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	2.8	21.0
1989	21.0	26.6	18.1	24.1	0.0	7.4	0.0	4.8	6.8	12.4	16.6	13.6
1990	31.0	13.6	13.2	3.2	0.0	15.6	0.0	0.0	5.1	12.1	29.8	13.6
1991	20.2	28.3	24.2	18.2	6.2	15.2	0.0	0.0	3.8	6.8	18.7	20.6
1992	31.0	22.7	13.7	13.8	0.0	4.3	0.0	12.4	8.2	10.8	13.4	22.0
1993	20.8	17.6	16.4	7.7	3.8	0.0	6.8	8.0	11.3	16.1	13.0	14.0
1994	15.1	20.2	11.0	22.0	19.6	3.1	0.0	0.0	4.7	6.3	12.4	24.5
1995	22.3	26.0	16.9	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	16.7	22.0
1996	29.2	13.2	19.9	14.9	10.2	0.0	0.0	11.0	6.3	8.6	15.1	12.6
1997	22.5	23.4	38.2	15.3	3.2	0.0	0.0	11.0	12.5	14.9	16.0	9.1
1998	13.1	17.2	21.8	13.4	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	9.8	16.0	20.6
1999	14.7	10.9	21.8	14.0	15.9	0.0	0.0	0.0	9.2	9.2	12.6	30.2
2000	16.0	12.9	15.8	4.3	0.0	7.8	0.0	3.6	6.4	18.8	11.3	20.7
2001	13.8	15.0	32.7	7.4	15.9	3.2	8.2	4.3	4.5	19.5	21.3	19.5
2002	11.1	12.4	11.7	12.5	5.7	2.3	9.6	3.1	6.9	18.9	12.1	20.4

FUENTE: SENAMHI



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - PUTINA**

<b>NOMBRE</b>	: PUTINA	<b>LATITUD</b>	: 15°55'15.5" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012127	<b>LONGITUD</b>	: 69°52'03.8" W	<b>PROV.</b>	: S.A. PUTINA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 3878 msnm	<b>DIST.</b>	: PUTINA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	12.5	8.5	18.0	14.0	12.5	0.0	0.0	0.5	5.0	7.5	8.0	7.5
1965	14.0	17.0	27.0	14.0	0.0	0.0		0.5	8.0	10.5	28.9	21.6
1966	10.6	36.7	14.0	14.7	15.0	0.0	0.0	0.0	12.0	13.5	20.0	17.3
1967	13.4	20.4	19.3	10.0	10.0	0.0		9.0	15.0	30.5	14.0	
1968	10.0	16.0	21.0	20.0	0.5	0.4	25.0	0.5	18.1	12.2	35.0	11.6
1969	43.0	27.8	15.0	5.0	1.0	1.2	15.5	0.0	12.9	19.2	17.0	
1970		16.0	19.5		13.5	0.0	0.0	0.0	19.2	13.2	10.6	38.1
1971	43.8	20.0	15.3	4.1	1.1	0.7	0.0	3.5	2.3	15.3	18.9	5.7
1972	19.9	24.4	11.4	10.7	4.1	0.0	1.0	5.2	5.2	8.8	30.0	21.4
1973	19.6	29.5	15.2	34.8	3.9	2.8	13.3	5.4	24.5	19.8	43.4	21.5
1974	30.9	25.2	13.9	22.7	0.6	4.8	1.4	5.2	10.2	11.8	24.5	29.5
1975	14.9	16.7	12.5	10.2	8.9	8.6	0.0	0.5	8.7	13.5	15.0	15.4
1976	17.9	28.4	17.1	7.5	10.9	4.2	1.5	11.6	14.3	2.2	9.0	13.4
1977	13.0	43.2	22.3	7.9	7.5	0.0	0.1	0.0	17.1	14.9	15.3	19.9
1978	16.5	16.7	24.4	15.1	3.0	2.6	0.3	0.2	12.0	8.3	32.7	25.6
1979	29.2	12.3	13.5	35.7	3.4	0.0	0.8	5.8	4.6	27.8	9.0	11.2
1980	24.5	8.4	26.6	5.9	6.1	3.0	13.1	3.0	9.9	19.2	10.2	15.0
1981	52.2	12.7	12.2	28.7	1.7	5.5	0.0	11.2	15.2	16.7	11.5	18.2
1982	38.3	30.5	24.4	19.8	0.0	0.0	0.8	4.5	20.0	12.4	22.5	21.1
1983	32.0	12.0	19.3	16.0	9.8	0.8	3.3	1.4	7.3	4.0	30.9	17.3
1984	24.3	26.7	19.2	14.5	3.8	4.2	2.2	11.1	0.6	33.4	18.3	19.8
1985	18.0	24.3	16.0	24.1	5.8	2.8	0.0	2.1	11.0	16.3	36.3	23.9
1986	20.6	21.1	19.1	30.2	4.9	0.0	1.7	4.1	11.0	6.1	19.1	25.7
1987	18.1	10.5	19.7	20.3	2.0	2.0	13.4	4.5	2.6	12.0	33.2	8.4
1988	25.8	19.6	24.3	18.0	5.4	0.0	0.0	5.1	3.4	13.4	5.7	24.3
1989	16.4	17.3	21.2	13.6	0.0	4.2	0.0	6.5	13.5	8.2	8.0	18.9
1990	21.9	21.4	18.5	5.3	3.2	21.0	0.0	0.8	7.2	26.7	16.9	16.9
1991	20.2	16.6	28.9	9.7	5.7	19.6	9.8	0.8	4.0	9.4	14.6	33.0
1992	24.1	24.8	12.4	12.8	0.0	1.2	4.0	23.5	9.8	10.1	19.8	26.0
1993	33.7	16.9	17.4	36.4	9.1	0.0	1.2	6.0	11.5	12.4	22.7	19.3
1994	20.6	25.3	25.5	28.0	14.7	5.2	0.0	17.5	11.1	6.5	22.1	14.9
1995	7.9	22.5	20.5	7.7	0.5	0.0	3.4					
1996			46.1	6.7	11.7	0.0	0.9	2.8	12.6	8.1	20.5	18.3
1997	28.3	14.6	46.5	40.3	2.5	0.0	1.1	11.4	9.2	8.1	42.4	14.5
1998	44.5	21.5	18.5	12.2	0.0	8.7	0.0	1.6	0.5	11.0	12.6	7.5
1999	17.7	10.0	31.6	4.8	11.1	0.0	0.7	0.0	10.5	11.3	11.8	26.7
2000	37.7	21.0	11.0	8.3	1.1	15.3	0.0	5.8	7.2	19.8	9.6	15.9
2001	31.1	19.5	31.1	15.5	17.2	3.0	1.5	3.4	6.0	16.3	18.7	17.4
2002	16.2	25.2	17.8	12.7	5.8	0.6	7.7	3.4	10.0	29.0	16.4	24.3

FUENTE: SENAMHI



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - ANANEA**

<b>NOMBRE</b>	: ANANEA	<b>LATITUD</b>	: 14°40'42.4" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012101	<b>LONGITUD</b>	: 69°32'03.3" W	<b>PROV.</b>	: S.A. PUTINA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4660 msnm	<b>DIST.</b>	: ANANEA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964		17.1			23.0	2.7	0.0	0.0	8.0	8.0	12.0	14.7
1965	14.0	14.8	13.4	8.4	0.0	0.0	3.2	10.0	15.0	9.0	8.0	10.8
1966	6.0	18.0	6.3	3.0	13.8	0.0	0.0	0.0	8.5	9.6	10.0	16.0
1967	7.3	26.8	8.2	3.0	9.0	0.0	9.0	8.0	15.0	8.0	15.7	29.4
1968		21.0	11.0	4.2	2.0	0.0	22.0	8.0	0.8	0.8	0.9	1.0
1969												
1970										14.7	9.0	14.6
1971	12.4	16.1	6.8	8.3	2.2	6.0	0.0	4.6	3.3	12.5	10.5	15.6
1972	11.2	16.0	11.8	9.4	3.9	1.2	5.6	8.6	8.8	9.7	9.2	16.2
1973	11.2	17.6	22.6	9.3	3.7	0.5	3.2	6.8	9.8	9.9	7.5	10.6
1974	10.7	13.7	11.3	13.1	3.7	5.1	9.0	6.4	9.5	8.0	5.2	14.0
1975	13.9	12.6	15.3	10.4	5.1	5.3	0.0	8.6	5.2	13.4	6.0	15.4
1976	12.0	12.4	14.6	5.5	13.3	6.0	7.6	3.5	13.6	2.9	7.4	14.1
1977	13.1	18.3	10.8	8.8	9.3	4.9	4.8	0.0	9.8	5.9	15.6	12.9
1978	9.1	10.1	15.6	9.3	4.5	3.4	0.0	0.0	11.6	4.5	14.2	14.5
1979	14.3	7.9	13.5	16.8	7.7	0.0	0.0	4.6	12.8	7.0	12.3	11.8
1980	8.5	10.6	16.5	7.0	14.3	0.0	1.7	5.6	7.8	11.4	9.0	12.0
1981	14.0	14.6	13.9	8.4	4.7	2.5	0.0	5.4	6.1	8.2	12.2	12.3
1982	24.5	12.4	17.6	17.3	1.8	5.5	0.0	5.0	11.6	10.8	15.2	13.4
1983	12.2	8.4	8.5	9.4	4.5	8.8	0.0	0.0	4.6	6.5	6.6	9.0
1984	13.6	26.7	21.2	6.2	0.0	0.0	5.6	12.7	3.9	12.4	20.7	15.5
1985	18.0	16.8	10.3	11.4	3.2	19.1	6.3	5.9	7.4	7.8	10.2	14.3
1986	16.5	19.3	14.2	9.2	4.6	0.0	5.1	6.2	8.3	5.8	6.5	13.7
1987	12.3	7.6	13.9	8.9	3.4	3.6	13.3	2.5	4.0	8.5	10.9	14.0
1988	11.6	8.3	10.0	8.3	8.7	0.0	0.0	0.0	4.2	4.5	5.2	9.2
1989	16.0	13.7	15.0	5.0	5.2	0.0	0.0	5.0	5.5	6.5	8.2	11.4
1990	14.7	10.2	4.8	11.2	3.8	15.2	3.2	5.5	3.5	8.8	11.2	13.0
1991	17.3	6.5	7.5	11.7	8.3	8.8	0.0	0.0	6.5	6.6	8.5	7.0
1992	11.0	9.8	8.0	6.0	0.0	4.8	0.0	13.5	4.0	6.4	10.0	6.9
1993	10.8	7.2	9.7	5.8	4.2	1.5	3.5	6.5	3.5	7.4	10.6	12.1
1994	18.5	14.5	18.6	8.8	0.0	3.4	0.0	0.0	3.5	5.3	6.5	9.3
1995	7.5	15.3	14.2	5.7	4.2	0.0	2.1	0.0	3.4	4.8	18.2	12.9
1996	22.4	17.1	12.7	8.7	4.0	0.0	0.5	19.5	5.5	9.2	14.5	6.7
1997	16.2	15.0	15.9	5.5	2.6	0.0	1.4	7.0	5.4	5.8	12.4	12.8
1998	17.5	17.9	13.7	9.0	0.5	4.2	0.0	1.0	3.0	18.0	10.0	15.0
1999	16.1	17.9	14.0	8.0	5.3	0.9	1.5	1.0	10.5	19.2	7.3	7.6
2000	14.3	22.5	12.3	6.1	4.9	7.7	4.1	3.5	7.7	16.7	10.3	25.2
2001	18.1	14.9	16.3	23.6	10.4	0.5	6.2	9.0	3.9	12.5	19.2	5.4
2002	13.8	21.3	21.2	6.5	6.8	0.5	9.8	5.4	8.8	13.4	23.8	14.5

FUENTE: SENAMHI

## b) Análisis de precipitaciones faltantes

Es frecuente que en registros de precipitación falten los datos de un cierto periodo, debido a la ausencia del operador o fallas del aparato registrador, en estos casos se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de algunas estaciones situadas cerca de la estación en cuestión y uniformemente repartidas.

Cuando en las estaciones, tienen datos de precipitación incompletos en sus registros.

Para completar estos datos faltantes se tiene varios métodos como:

- Método de U.S. Weather Bureau
- Método de los promedios
- Método de las Razones Normales

En nuestro caso utilizaremos el **Método de U.S. Weather Bureau**, si la diferencia en los valores de la precipitación anual de las tres estaciones base y la estación en estudio es mayor al 10% es necesario ponderar la precipitación con una relación entre la precipitación de las estaciones base y la estación en estudio.

$$P_X = \frac{1}{n} * \left[ \left( \frac{N_X}{N_1} \right) * P_1 + \left( \frac{N_X}{N_2} \right) * P_2 + \dots + \left( \frac{N_X}{N_n} \right) * P_n \right]$$

Dónde:

$n$  =Número de estaciones auxiliares

$P_X$  =Precipitación de la estación "X", durante el periodo de tiempo por completar

$P_1$  a  $P_n$  =Precipitaciones de las estaciones 1 a n durante el periodo de tiempo por completar.

$N_X$  =Precipitación media anual de la estación "X".

$N_1$  a  $N_n$  =Precipitación media anual de las estaciones 1 a n.

El método de U.S. Weather Bureau; para su aplicación requiere trabajar con precipitaciones anual normal que es la precipitación media anual de al menos 25 años de registro.

Para obtener resultados confiables, es recomendable que el número de estaciones auxiliares "n" sean como mínimo 3, en nuestro caso tenemos 8 estaciones pluviométricas.



REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - AZANGARO														
<b>NOMBRE</b>	: AZANGARO			<b>LATITUD</b>	: 14°54'51.7" S			<b>DPTO</b>	: PUNO					
<b>COGIDO</b>	: 012104			<b>LONGITUD</b>	: 70°11'26.7" W			<b>PROV.</b>	: AZANGARO					
<b>TIPO</b>	: CO			<b>ALTITUD</b>	: 3863 msnm			<b>DIST.</b>	: AZANGARO					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX	
1964	22.7	21.0	10.5	23.6	0.0	0.0	4.0	4.8	17.8	7.6	25.6	28.4	28.4	
1965	30.4	20.6	37.0	34.1	13.2	0.0	3.2	3.0	18.0	20.5	41.8	5.3	41.8	
1966	13.8	28.5	16.0	16.9	15.4	3.5	0.0	6.6	12.0	12.2	18.3	10.5	28.5	
1967	13.7	11.7	47.8	14.1	2.7	9.5	0.0	0.0	8.2	23.4	21.8	18.2	47.8	
1968	18.1	20.5	20.4	3.1	5.1	3.9	0.4	7.2	9.0	2.5	18.0	22.8	22.8	
1969	18.3	25.2	28.6	5.5	2.4	0.0	0.0	0.0	12.8	13.9	19.1	10.0	28.6	
1970	24.4	19.4	12.1	6.5	1.6	0.0	0.0	0.0	5.0	11.3	34.7	48.8	48.8	
1971	23.3	6.5	15.6	12.7	2.4	0.0	0.0	0.0	4.7	13.2	8.2	18.2	23.3	
1972	21.9	20.3	16.3	4.1	2.6	0.0	5.5	2.6	7.7	16.7	3.6	12.2	21.9	
1973	17.5	12.9	16.7	17.8	2.7	2.4	0.0	7.1	7.2	11.8	7.3	34.1	34.1	
1974	7.0	25.7	13.1	13.2	0.0	0.0	0.0	20.0	8.8	17.1	19.5	33.9	33.9	
1975	32.4	28.9	32.9	11.3	2.9	1.7	0.2	3.0	8.8	16.9	18.0	29.0	32.9	
1976	41.4	36.7	38.0	13.2	7.9	4.7	1.9	9.5	0.8	15.7	21.9	25.5	41.4	
1977	27.3	49.1	6.6	30.1	6.0	1.4	0.0	0.5	4.3	6.1	29.6	13.4	49.1	
1978	19.3	12.0	46.5	23.4	2.7	0.0	0.0	3.7	21.4	4.2	49.2	44.2	49.2	
1979	54.7	30.0	23.0	10.2	3.5	5.3	15.6	6.6	10.7	22.8	21.7	26.7	54.7	
1980	45.2	26.6	43.2	9.4	4.1	1.3	1.6	2.2	8.9	34.4	18.5	30.5	45.2	
1981	56.8	37.4	42.2	20.3	1.3	1.1	0.0	6.7	6.0	3.0	6.5	18.0	56.8	
1982	44.0	28.5	40.8	18.0	1.0	0.9	0.1	3.7	12.4	21.7	46.5	33.5	46.5	
1983	35.2	31.7	33.5	13.9	4.0	1.3	0.2	4.6	4.3	12.5	24.5	24.6	35.2	
1984	43.1	49.7	16.4	4.8	0.0	8.0	0.0	35.8	4.8	29.1	44.1	32.8	49.7	
1985	27.0	13.9	14.0	26.3	3.4	4.3	0.8	2.8	11.0	24.9	21.0	24.5	27.0	
1986	19.0	37.8	20.3	20.2	0.5	0.0	0.0	6.3	6.5	12.3	17.2	19.1	37.8	
1987	18.9	23.0	16.6	1.7	0.1	0.0	0.0	0.6	2.5	9.8	52.9	16.9	52.9	
1988	21.1	9.4	29.2	6.4	6.1	0.3	2.0	1.5	7.8	13.1	21.2	21.1	29.2	
1989	20.4	23.5	27.8	14.0	5.8	0.0	0.0	7.3	14.1	7.8	26.1	25.7	27.8	
1990	15.4	25.8	23.4	15.5	0.0	6.1	0.0	0.0	7.2	17.5	20.6	7.6	25.8	
1991	30.3	11.2	28.8	11.2	2.0	0.7	0.0	0.5	7.2	17.7	11.4	12.5	30.3	
1992	15.6	14.1	8.0	8.0	1.7	3.9	0.5	15.0	0.4	12.4	8.0	7.9	15.6	
1993	43.4	31.3	35.3	14.9	3.8	2.3	2.3	11.6	8.6	20.5	31.2	27.9	43.4	
1994	111.7	169.3	89.1	19.7	0.5	0.0	0.0	6.3	13.4	35.6	59.8	88.1	169.3	
1995	62.3	78.0	97.8	4.6	0.2	0.0	0.0	0.6	5.1	33.1	90.0	88.4	97.8	
1996	142.5	67.9	121.9	15.7	15.0	0.3	2.0	3.1	11.2	35.2	59.5	64.0	142.5	
1997	150.4	151.3	139.1	30.1	7.8	0.0	0.0	13.1	32.1	36.9	134.6	100.5	151.3	
1998	95.0	71.4	77.2	24.6	0.0	5.0	0.0	0.0	11.0	58.0	76.3	17.6	95.0	
1999	99.8	68.0	134.6	52.0	3.5	1.0	0.0	0.5	30.6	69.3	31.8	23.2	134.6	
2000	132.4	114.0	51.3	8.4	2.9	7.9	0.5	38.8	0.7	79.8	25.6	65.3	132.4	
2001	25.6	19.9	32.6	8.2	10.5	0.0	3.8	5.5	7.6	10.4	15.6	58.8	58.8	
2002	27.5	13.4	61.8	13.7	4.1	1.7	4.3	3.6	6.2	34.1	21.1	37.4	61.8	
<b>N° DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	
<b>MEDIA</b>	42.8	38.1	40.2	15.4	3.8	2.0	1.3	6.3	9.7	21.7	31.3	31.5	55.2	
<b>DESV.STD</b>	36.9	35.9	33.6	9.8	3.9	2.6	2.7	8.5	6.8	16.7	25.2	22.6	39.0	
<b>MIN</b>	7.0	6.5	6.6	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	2.5	3.6	5.3	15.6	
<b>MAX</b>	150.4	169.3	139.1	52.0	15.4	9.5	15.6	38.8	32.1	79.8	134.6	100.5	169.3	
<b>MEDIANA</b>	27.3	25.8	29.2	13.9	2.7	1.0	0.0	3.7	8.2	16.9	21.8	25.5	43.4	





REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - PROGRESO													
<b>NOMBRE</b>	: PROGRESO			<b>LATITUD</b>	: 14°41'21.1" S			<b>DPTO</b>	: PUNO				
<b>COGIDO</b>	: 012110			<b>LONGITUD</b>	: 70°21'55.8" W			<b>PROV.</b>	: AZANGARO				
<b>TIPO</b>	: CO			<b>ALTITUD</b>	: 3970 msnm			<b>DIST.</b>	: ASILLO				
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	17.5	15.0	31.7	14.0	14.7	0.0	0.0	0.5	6.5	10.5	21.9	11.5	31.7
1965	21.8	21.7	20.7	16.0	1.6	0.0	0.0	0.0	8.4	5.6	24.6	28.4	28.4
1966	11.0	20.6	12.0	0.3	15.9	0.0	0.0	0.0	22.5	14.6	19.3	19.6	22.5
1967	12.2	18.7	28.5	10.6	5.3	0.0	5.1	5.9	7.1	18.0	17.1	19.3	28.5
1968	11.2	22.1	22.4	13.4	0.8	0.0	13.4	9.7	14.8	6.3	12.2	11.7	22.4
1969	18.3	14.8	8.5	12.6	0.0	1.4	10.6	0.2	4.9	11.1	25.8	14.5	25.8
1970	17.2	12.8	17.1	26.8	5.2	0.5	0.8	0.0	26.1	13.9	23.0	27.1	27.1
1971	35.4	42.5	4.6	13.8	5.9	0.1	0.0	1.8	0.8	15.2	17.6	20.5	42.5
1972	34.1	27.9	20.8	7.9	0.4	0.0	2.7	4.0	9.6	5.9	12.6	23.1	34.1
1973	28.9	19.6	17.2	21.4	7.5	0.0	3.3	2.5	15.2	37.2	38.3	33.9	38.3
1974	11.2	16.4	14.1	9.2	12.3	5.1	0.2	5.8	9.5	8.4	17.0	17.4	17.4
1975	19.0	12.8	19.8	14.0	3.2	0.0	0.0	0.0	14.3	10.1	9.4	14.7	19.8
1976	34.9	17.4	21.9	13.4	14.2	4.2	2.8	4.2	28.2	7.3	18.9	19.5	34.9
1977	13.0	14.7	30.0	9.0	2.7	0.0	0.0	0.0	5.9	11.7	24.8	20.4	30.0
1978	21.2	14.9	17.3	26.1	2.3	0.0	0.0	0.0	22.6	4.7	20.8	37.0	37.0
1979	20.2	12.1	11.2	19.0	6.5	0.0	5.0	4.6	6.4	8.1	9.0	14.6	20.2
1980	17.8	17.0	15.7	3.5	5.2	0.2	2.3	0.0	3.5	21.6	2.9	22.0	22.0
1981	22.4	20.1	17.0	26.4	1.4	0.0	0.0	2.8	19.4	16.7	12.9	27.5	27.5
1982	20.0	27.2	15.6	9.1	0.0	0.0	0.0	0.8	5.0	19.8	23.6	22.6	27.2
1983	16.3	14.9	19.1	9.2	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	16.3	14.9	19.1
1984	17.9	11.1	17.9	8.5	2.8	1.0	1.3	7.2	4.6	18.4	25.0	21.2	25.0
1985	17.9	20.9	16.2	21.4	5.0	2.3	0.0	0.0	11.5	5.2	20.6	21.7	21.7
1986	26.2	22.0	28.5	20.6	8.6	0.0	1.8	4.0	11.1	7.0	10.5	14.8	28.5
1987	14.1	14.3	20.5	14.0	1.0	1.0	12.2	0.0	6.0	30.2	24.5	44.6	44.6
1988	21.5	20.0	15.0	19.0	6.6	0.0	0.0	0.0	9.0	7.7	7.0	12.8	21.5
1989	22.5	19.9	38.1	16.4	3.5	2.2	0.0	7.5	11.5	13.0	12.0	13.0	38.1
1990	14.0	25.0	18.0	10.0	0.0	7.4	0.0	5.4	12.0	10.9	12.0	10.0	25.0
1991	22.4	23.4	20.6	19.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	13.9	7.6	24.8	24.8
1992	20.3	16.0	17.0	9.8	0.0	3.2	0.0	20.3	9.9	10.4	19.7	14.1	20.3
1993	19.5	19.4	21.4	12.5	5.2	3.7	10.2	8.8	5.9	17.2	22.7	15.5	22.7
1994	16.5	23.2	30.2	17.8	4.8	0.5	0.0	3.2	7.4	24.4	18.4	22.8	30.2
1995	21.2	22.2	34.2	14.8	0.0	0.0	0.8	0.0	6.2	10.4	27.8	24.4	34.2
1996	30.0	10.0	16.6	8.8	10.8	0.0	1.4	3.0	2.8	11.8	11.0	23.6	30.0
1997	37.4	34.2	23.4	18.8	11.4	0.0	0.0	8.2	0.8	13.8	18.0	20.4	37.4
1998	17.6	10.4	14.6	5.7	0.0	4.0	0.0	1.2	2.2	15.8	28.0	8.0	28.0
1999	26.2	15.8	23.6	15.4	1.0	0.0	0.0	0.0	4.0	15.0	14.8	11.9	26.2
2000	14.4	19.2	16.2	5.4	1.4	1.2	1.6	2.4	8.2	16.4	8.6	22.4	22.4
2001	18.6	26.4	25.2	16.2	14.2	0.0	5.5	0.0	6.4	11.0	30.5	15.2	30.5
2002	24.2	14.6	17.6	41.2	8.8	1.8	12.6	4.4	10.8	26.4	21.4	32.2	41.2
<b>N' DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	20.7	19.3	20.0	14.7	5.0	1.0	2.4	3.0	9.4	13.6	18.2	20.3	28.4
<b>DESV.STD</b>	6.7	6.4	6.8	7.4	4.7	1.7	3.9	4.0	6.7	7.0	7.4	7.6	6.9
<b>MIN</b>	11.0	10.0	4.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	2.9	8.0	17.4
<b>MAX</b>	37.4	42.5	38.1	41.2	15.9	7.4	13.4	20.3	28.2	37.2	38.3	44.6	44.6
<b>MEDIANA</b>	19.5	19.2	18.0	14.0	4.8	0.0	0.0	1.8	7.4	11.8	18.4	20.4	27.5





**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - NUÑO A**

<b>NOMBRE</b>	: NUÑO A	<b>LATITUD</b>	: 14°29'00" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012108	<b>LONGITUD</b>	: 70°38'00" W	<b>PROV.</b>	: MELGAR
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4135 msnm	<b>DIST.</b>	: NUÑO A

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	16.0	19.2	23.2	20.0	22.4	0.0	0.0	0.0	9.8	8.0	15.9	20.4	23.2
1965	21.7	16.5	22.7	13.5	0.0	0.0	0.0	2.6	4.4	15.3	21.6	42.0	42.0
1966	17.0	27.0	16.2	5.0	20.9	0.0	0.0	0.0	16.7	18.2	20.7	13.5	27.0
1967	10.5	28.1	25.2	7.5	2.5	1.8	11.8	22.8	30.2	16.7	12.2	23.0	30.2
1968	16.7	7.3	20.7	10.3	2.0	2.4	21.3	24.8	7.6	8.7	27.3	12.2	27.3
1969	29.0	20.6	11.7	7.8	2.3	0.0	8.9	5.4	13.7	26.0	7.4	25.3	29.0
1970	17.2	12.6	20.3	12.3	7.3	6.5	6.7	0.0	12.3	16.8	12.0	39.0	39.0
1971	34.0	23.5	12.5	12.3	9.6	0.0	0.0	4.5	2.0	25.3	21.2	16.3	34.0
1972	26.3	18.9	13.0	3.4	3.0	0.0	0.0	8.7	9.2	5.3	9.4	17.1	26.3
1973	14.6	15.6	12.2	8.2	0.0	0.0	15.9	28.3	8.2	18.9	8.2	7.6	28.3
1974	13.7	13.8	9.6	0.0	3.0	2.0	0.0	11.3	9.6	6.0	3.4	19.4	19.4
1975	16.4	14.6	11.3	3.4	3.4	0.0	0.0	0.0	11.1	7.4	8.8	18.1	18.1
1976	15.0	13.6	9.9	4.4	17.4	9.2	8.6	9.9	8.6	4.5	32.5	12.0	32.5
1977	7.2	11.7	20.7	8.2	20.5	2.4	1.9	0.9	10.3	10.0	17.5	17.4	20.7
1978	21.5	22.5	15.0	16.3	6.3	1.9	1.3	0.0	6.3	8.1	12.4	16.4	22.5
1979	13.3	20.7	15.9	10.5	0.0	0.0	0.2	1.7	2.0	8.3	8.6	11.3	20.7
1980	16.4	16.2	25.3	12.5	2.3	2.6	0.0	0.0	3.1	19.8	14.1	20.2	25.3
1981	13.5	17.2	10.7	6.3	0.0	0.0	0.0	0.0	6.7	9.5	9.4	13.2	17.2
1982	16.1	8.3	13.1	11.1	4.9	0.0	0.0	2.3	9.8	14.2	23.8	31.6	31.6
1983	13.2	11.4	12.2	4.1	3.3	0.0	0.0	0.0	3.6	3.2	10.5	2.0	13.2
1984	15.8	25.9	18.6	2.3	5.2	0.0	0.0	0.0	1.3	4.2	9.5	11.2	25.9
1985	12.2	29.5	16.3	7.1	8.6	0.0	0.0	0.0	7.9	8.2	7.2	8.3	29.5
1986	17.8	20.9	21.4	9.5	1.9	3.2	0.0	0.0	4.5	7.2	8.3	10.7	21.4
1987	13.3	7.3	6.2	3.5	2.3	3.2	17.1	0.0	0.0	9.3	12.8	8.0	17.1
1988	12.5	17.3	20.2	10.0	7.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.1	15.6	20.2
1989	7.1	23.3	12.4	4.3	4.2	0.0	0.0	6.2	10.2	22.5	38.4	16.3	38.4
1990	35.1	26.3	17.6	4.2	2.4	11.9	0.0	2.5	3.7	11.5	15.5	11.7	35.1
1991	16.3	18.3	15.9	9.1	2.5	23.8	5.3	0.0	7.2	14.1	7.4	19.9	23.8
1992	19.3	9.5	9.5	2.6	3.9	5.8	1.7	20.7	5.0	9.2	17.5	14.8	20.7
1993	17.4	14.5	13.8	7.8	5.8	2.8	6.1	8.6	6.8	11.1	14.5	15.2	17.4
1994	23.6	31.8	20.6	10.4	10.4	2.2	0.0	4.9	9.8	13.0	14.3	22.2	31.8
1995	14.9	22.2	23.0	4.2	2.0	0.2	1.1	1.4	3.9	10.8	24.1	23.9	24.1
1996	30.7	18.8	24.6	6.4	13.1	0.1	1.5	7.5	5.9	11.1	16.5	16.7	30.7
1997	28.3	29.7	30.6	11.0	7.4	0.0	0.4	9.5	9.5	11.6	26.0	20.0	30.6
1998	20.6	19.1	18.9	8.5	0.1	5.2	0.0	0.8	2.5	16.5	19.6	12.1	20.6
1999	22.3	16.5	29.6	9.9	9.0	0.4	0.5	0.2	11.2	17.8	12.3	14.9	29.6
2000	22.4	22.4	13.4	3.3	2.6	7.0	1.9	8.0	5.0	20.9	10.1	22.2	22.4
2001	16.2	15.0	21.5	9.0	14.4	1.1	8.6	4.1	4.9	13.1	16.7	16.5	21.5
2002	12.8	16.0	16.1	8.5	7.5	1.8	11.8	3.9	7.1	18.8	16.1	22.3	22.3
<b>N° DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	18.1	18.6	17.2	7.9	6.2	2.5	3.4	5.2	7.5	12.3	15.3	17.4	25.9
<b>DESV.STD</b>	6.5	6.2	5.7	4.1	5.9	4.4	5.5	7.3	5.2	6.1	7.3	7.7	6.6
<b>MIN</b>	7.1	7.3	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4	2.0	13.2
<b>MAX</b>	35.1	31.8	30.6	20.0	22.4	23.8	21.3	28.3	30.2	26.0	38.4	42.0	42.0
<b>MEDIANA</b>	16.4	18.3	16.2	8.2	3.9	0.4	0.2	2.3	7.1	11.1	14.1	16.4	25.3



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - ANTAUTA**

<b>NOMBRE</b>	: ANTAUTA	<b>LATITUD</b>	: 14°20' S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012102	<b>LONGITUD</b>	: 70°25' W	<b>PROV.</b>	: MELGAR
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4150 msnm	<b>DIST.</b>	: ANTAUTA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1964	22.2	0.0	73.0	6.0	4.0	0.0	0.0	3.0	17.5	5.3	19.5	16.0	73.0
1965	25.8	16.5	25.2	13.1	9.1	3.5	2.5	12.1	25.0	5.0	36.1	10.2	36.1
1966	13.1	13.2	12.1	8.2	20.4	0.0	0.0	1.2	20.3	20.3	20.4	20.2	20.4
1967	8.3	23.6	14.3	14.0	31.5	0.0	23.8	29.3	20.2	20.4	24.0	22.7	31.5
1968	16.5	41.2	20.7	10.4	20.8	10.3	9.4	10.3	12.7	20.0	23.9	16.2	41.2
1969	22.9	21.0	27.3	24.0	17.3	13.2	17.7	10.1	13.6	0.0	13.6	26.4	27.3
1970	17.7	7.4	10.9	14.2	5.5	2.1	0.2	0.0	11.6	21.9	7.5	25.1	25.1
1971	17.7	14.3	6.6	10.7	2.1	0.0	0.0	10.5	5.4	17.6	22.2	8.4	22.2
1972	12.5	9.6	10.2	3.4	0.0	0.0	2.3	10.8	9.7	10.3	9.3	19.0	19.0
1973	13.7	15.1	11.6	5.5	3.1	3.4	5.7	4.5	8.4	6.7	9.9	15.6	15.6
1974	11.3	11.7	20.3	3.2	3.4	5.3	0.0	11.0	5.6	5.7	4.5	4.5	20.3
1975	9.7	13.0	17.4	5.5	4.3	3.4	2.3	2.4	5.4	5.9	9.8	10.2	17.4
1976	15.0	5.8	1.7	20.7	5.0	9.2	17.5	14.8	20.6	5.5	15.2	16.2	20.7
1977	10.8	19.8	20.5	11.0	15.7	2.3	2.3	0.3	14.0	9.3	20.3	15.5	20.5
1978	14.3	13.5	23.9	15.3	7.1	4.1	0.3	1.1	21.3	6.5	26.5	22.8	26.5
1979	21.6	12.8	19.8	16.9	10.8	1.3	10.7	9.2	13.9	12.2	11.6	13.7	21.6
1980	17.9	10.7	22.2	6.2	10.7	2.1	6.2	3.0	11.5	18.4	10.0	15.7	22.2
1981	22.4	15.1	21.7	13.2	3.5	1.8	0.0	9.3	15.9	11.3	11.1	15.8	22.4
1982	20.9	15.4	21.0	11.8	2.7	1.5	0.2	5.1	16.1	11.7	25.0	17.3	25.0
1983	13.9	12.8	17.2	9.1	10.6	2.1	0.9	6.4	5.6	6.7	13.2	12.7	17.2
1984	17.0	20.1	18.5	5.7	5.6	4.0	3.3	21.7	6.2	15.6	23.7	16.9	23.7
1985	14.7	16.8	16.7	14.4	10.0	8.0	1.8	6.6	17.7	11.9	20.7	16.5	20.7
1986	16.4	20.0	23.2	13.2	8.9	0.6	3.9	9.1	12.3	5.9	14.2	14.9	23.2
1987	14.4	10.8	16.9	8.6	3.5	3.8	20.8	3.0	5.5	11.1	23.3	14.1	23.3
1988	15.2	14.1	18.8	10.2	15.3	0.1	1.1	1.7	6.1	9.5	8.4	15.7	18.8
1989	14.6	15.3	25.0	8.7	8.1	4.4	0.0	12.5	14.9	10.8	16.3	13.9	25.0
1990	18.9	15.4	16.2	7.0	2.4	18.2	0.7	4.9	10.2	13.4	19.6	10.6	19.6
1991	17.0	14.2	21.7	10.8	11.1	14.1	3.4	0.4	10.6	8.9	11.7	17.9	21.7
1992	16.6	12.9	14.5	5.8	1.8	7.8	2.6	38.5	8.2	9.2	20.3	14.0	38.5
1993	17.2	12.6	18.1	9.8	10.0	3.8	9.2	16.0	11.2	11.0	16.8	14.4	18.1
1994	23.4	27.7	27.1	12.9	18.0	3.0	0.0	9.0	16.2	12.9	16.7	21.0	27.7
1995	14.7	19.3	30.2	5.3	3.5	0.3	1.7	2.6	6.5	10.7	28.0	22.6	30.2
1996	30.3	16.4	32.3	7.9	22.7	0.1	2.2	13.9	9.8	11.1	19.2	15.8	32.3
1997	27.9	25.9	40.2	13.7	12.7	0.0	0.6	17.6	15.7	11.5	30.2	18.9	40.2
1998	20.4	16.7	24.8	10.5	0.2	7.1	0.0	1.5	4.2	16.4	22.7	11.4	24.8
1999	22.0	14.4	38.8	12.3	15.7	0.5	0.7	0.4	18.5	17.6	14.3	14.1	38.8
2000	22.2	19.5	17.6	4.1	4.5	9.5	2.9	14.9	8.3	20.8	11.8	21.0	22.2
2001	16.0	13.1	28.2	11.2	24.9	1.5	12.9	7.5	8.1	13.0	19.4	15.6	28.2
2002	12.6	14.0	21.2	10.5	13.0	2.4	17.8	7.2	11.7	18.7	18.7	21.1	21.2
<b>N' DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	17.4	15.7	21.7	10.4	9.7	4.0	4.8	8.8	12.2	11.8	17.7	16.3	26.2
<b>DESV.STD</b>	4.8	6.5	11.3	4.5	7.4	4.3	6.5	8.0	5.3	5.3	6.8	4.5	10.0
<b>MIN</b>	8.3	0.0	1.7	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2	0.0	4.5	4.5	15.6
<b>MAX</b>	30.3	41.2	73.0	24.0	31.5	18.2	23.8	38.5	25.0	21.9	36.1	26.4	73.0
<b>MEDIANA</b>	16.6	14.4	20.5	10.5	8.9	2.4	2.3	7.5	11.6	11.1	18.7	15.8	23.2



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - CRUCERO**

<b>NOMBRE</b>	: CRUCERO	<b>LATITUD</b>	: 14°21'44.4" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012106	<b>LONGITUD</b>	: 70°01'24.7" W	<b>PROV.</b>	: CARABAYA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4130 msnm	<b>DIST.</b>	: CRUCERO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	15.7	11.9	31.5	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	9.0	12.8	24.3	31.5
1965	31.8	19.8	17.4	6.6	1.5	0.0	0.0	1.1	5.3	5.6	8.0	18.4	31.8
1966	9.9	18.9	12.4	4.0	17.0	0.0	0.0	1.3	18.4	13.0	9.4	15.5	18.9
1967	8.2	13.7	14.2	1.3	7.5	2.0	2.3	10.4	9.8	22.0	11.3	17.9	22.0
1968	17.4	17.2	17.5	7.3	0.0	0.0	38.0	14.2	16.2	12.3	25.3	9.3	38.0
1969	30.2	25.7	15.2	9.3	2.3	5.1	9.0	8.1	6.6	8.7	17.5	10.3	30.2
1970	30.7	24.6	15.6	21.9	6.2	2.5	4.1	0.0	0.0	9.9	31.4	35.2	35.2
1971	54.3	41.0	8.7	7.8	0.0	6.0	0.0	1.8	2.4	9.2	38.2	28.4	54.3
1972	20.4	19.0	30.2	36.1	6.8	2.7	0.0	14.7	12.7	26.7	13.5	14.1	36.1
1973	72.9	19.4	38.7	40.9	6.6	0.7	12.4	2.2	13.0	28.4	19.7	38.6	72.9
1974	15.1	41.9	21.3	16.0	3.6	10.2	9.7	16.4	15.5	31.7	23.5	34.8	41.9
1975	20.6	25.4	22.2	18.7	4.4	1.6	1.5	6.1	16.4	13.8	14.4	25.7	25.7
1976	26.1	25.6	27.7	24.0	16.5	1.7	3.5	5.9	27.0	12.1	13.0	45.2	45.2
1977	14.5	33.4	27.0	32.6	16.6	6.7	3.7	0.0	8.0	10.0	34.4	28.3	34.4
1978	23.7	28.4	37.3	38.3	3.3	14.3	0.0	1.9	21.8	13.2	43.2	24.5	43.2
1979	27.5	42.0	54.2	46.9	15.1	0.0	0.0	16.8	28.5	11.8	14.2	32.4	54.2
1980	45.4	16.0	20.6	8.3	6.5	0.0	0.0	2.5	19.7	26.6	8.4	25.1	45.4
1981	37.0	46.7	46.7	19.9	2.3	2.4	0.0	2.5	22.7	15.6	12.4	29.0	46.7
1982	36.9	35.3	24.5	7.8	3.1	3.6	0.0	5.9	6.2	8.1	37.8	23.5	37.8
1983	6.8	39.3	25.6	22.8	4.1	3.0	0.0	1.8	9.7	14.8	10.0	34.9	39.3
1984	35.6	36.0	14.8	10.9	6.8	2.5	2.8	22.8	8.6	25.0	22.6	20.4	36.0
1985	33.0	24.3	22.1	27.5	8.6	13.6	0.0	24.4	24.7	22.2	51.1	28.6	51.1
1986	32.9	51.0	32.6	24.9	6.0	0.0	4.5	21.7	10.1	13.7	20.7	30.9	51.0
1987	32.7	20.6	29.7	9.6	6.4	4.1	15.7	0.0	14.5	9.9	39.1	20.4	39.1
1988	19.0	37.4	22.0	13.5	6.5	0.0	0.0	0.0	8.2	30.0	11.8	35.8	37.4
1989	31.1	19.6	45.2	7.1	13.1	8.3	0.0	10.7	14.7	16.4	9.7	24.9	45.2
1990	32.5	27.8	19.9	14.0	0.0	15.1	0.0	2.4	15.6	28.6	45.0	13.0	45.0
1991	32.5	28.5	27.2	19.0	21.0	13.0	0.0	0.5	21.5	6.7	19.6	38.7	38.7
1992	27.7	25.8	30.4	2.1	0.8	19.3	4.8	48.9	2.1	18.8	70.7	28.6	70.7
1993	24.0	21.4	17.1	10.2	4.9	5.6	0.0	12.4	8.2	8.4	17.3	23.9	24.0
1994	52.3	48.6	19.6	16.1	19.2	2.5	0.0	2.8	41.0	28.3	11.2	26.0	52.3
1995	20.3	20.0	37.5	9.8	8.7	2.0	0.0	10.6	11.0	22.7	25.9	19.6	37.5
1996	29.2	30.1	26.1	11.0	17.2	0.0	0.0	7.1	3.8	16.0	22.4	12.6	30.1
1997	29.5	35.0	27.4	13.7	12.2	0.0	0.0	5.6	9.3	14.3	26.4	13.5	35.0
1998	9.3	22.9	30.5	26.4	0.4	4.4	0.0	0.7	1.7	18.3	34.8	15.4	34.8
1999	42.4	18.7	71.3	12.2	12.6	0.4	0.5	0.0	18.2	19.4	26.8	8.2	71.3
2000	17.5	8.9	13.4	1.1	4.1	3.1	3.6	3.7	3.8	18.5	17.0	17.4	18.5
2001	23.2	10.6	31.7	15.6	5.6	0.0	12.0	5.9	8.1	22.2	13.9	19.9	31.7
2002	11.4	25.8	12.1	4.0	10.2	0.7	7.6	2.6	7.0	18.5	22.2	37.8	37.8
<b>N° DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	27.7	27.1	26.6	16.0	7.4	4.0	3.5	7.6	12.9	16.9	23.2	24.4	40.3
<b>DESV.STD</b>	13.4	10.6	12.4	11.2	5.8	4.9	6.9	9.5	8.5	7.2	13.6	9.1	12.6
<b>MIN</b>	6.8	8.9	8.7	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	8.0	8.2	18.5
<b>MAX</b>	72.9	51.0	71.3	46.9	21.0	19.3	38.0	48.9	41.0	31.7	70.7	45.2	72.9
<b>MEDIANA</b>	27.7	25.6	25.6	13.5	6.4	2.5	0.0	3.7	10.1	15.6	19.7	24.5	37.8



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - CRUCERO**

<b>NOMBRE</b>	: CRUCERO	<b>LATITUD</b>	: 14°21'44.4" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012106	<b>LONGITUD</b>	: 70°01'24.7" W	<b>PROV.</b>	: CARABAYA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4130 msnm	<b>DIST.</b>	: CRUCERO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	15.7	11.9	31.5	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	9.0	12.8	24.3	31.5
1965	31.8	19.8	17.4	6.6	1.5	0.0	0.0	1.1	5.3	5.6	8.0	18.4	31.8
1966	9.9	18.9	12.4	4.0	17.0	0.0	0.0	1.3	18.4	13.0	9.4	15.5	18.9
1967	8.2	13.7	14.2	1.3	7.5	2.0	2.3	10.4	9.8	22.0	11.3	17.9	22.0
1968	17.4	17.2	17.5	7.3	0.0	0.0	38.0	14.2	16.2	12.3	25.3	9.3	38.0
1969	30.2	25.7	15.2	9.3	2.3	5.1	9.0	8.1	6.6	8.7	17.5	10.3	30.2
1970	30.7	24.6	15.6	21.9	6.2	2.5	4.1	0.0	0.0	9.9	31.4	35.2	35.2
1971	54.3	41.0	8.7	7.8	0.0	6.0	0.0	1.8	2.4	9.2	38.2	28.4	54.3
1972	20.4	19.0	30.2	36.1	6.8	2.7	0.0	14.7	12.7	26.7	13.5	14.1	36.1
1973	72.9	19.4	38.7	40.9	6.6	0.7	12.4	2.2	13.0	28.4	19.7	38.6	72.9
1974	15.1	41.9	21.3	16.0	3.6	10.2	9.7	16.4	15.5	31.7	23.5	34.8	41.9
1975	20.6	25.4	22.2	18.7	4.4	1.6	1.5	6.1	16.4	13.8	14.4	25.7	25.7
1976	26.1	25.6	27.7	24.0	16.5	1.7	3.5	5.9	27.0	12.1	13.0	45.2	45.2
1977	14.5	33.4	27.0	32.6	16.6	6.7	3.7	0.0	8.0	10.0	34.4	28.3	34.4
1978	23.7	28.4	37.3	38.3	3.3	14.3	0.0	1.9	21.8	13.2	43.2	24.5	43.2
1979	27.5	42.0	54.2	46.9	15.1	0.0	0.0	16.8	28.5	11.8	14.2	32.4	54.2
1980	45.4	16.0	20.6	8.3	6.5	0.0	0.0	2.5	19.7	26.6	8.4	25.1	45.4
1981	37.0	46.7	46.7	19.9	2.3	2.4	0.0	2.5	22.7	15.6	12.4	29.0	46.7
1982	36.9	35.3	24.5	7.8	3.1	3.6	0.0	5.9	6.2	8.1	37.8	23.5	37.8
1983	6.8	39.3	25.6	22.8	4.1	3.0	0.0	1.8	9.7	14.8	10.0	34.9	39.3
1984	35.6	36.0	14.8	10.9	6.8	2.5	2.8	22.8	8.6	25.0	22.6	20.4	36.0
1985	33.0	24.3	22.1	27.5	8.6	13.6	0.0	24.4	24.7	22.2	51.1	28.6	51.1
1986	32.9	51.0	32.6	24.9	6.0	0.0	4.5	21.7	10.1	13.7	20.7	30.9	51.0
1987	32.7	20.6	29.7	9.6	6.4	4.1	15.7	0.0	14.5	9.9	39.1	20.4	39.1
1988	19.0	37.4	22.0	13.5	6.5	0.0	0.0	0.0	8.2	30.0	11.8	35.8	37.4
1989	31.1	19.6	45.2	7.1	13.1	8.3	0.0	10.7	14.7	16.4	9.7	24.9	45.2
1990	32.5	27.8	19.9	14.0	0.0	15.1	0.0	2.4	15.6	28.6	45.0	13.0	45.0
1991	32.5	28.5	27.2	19.0	21.0	13.0	0.0	0.5	21.5	6.7	19.6	38.7	38.7
1992	27.7	25.8	30.4	2.1	0.8	19.3	4.8	48.9	2.1	18.8	70.7	28.6	70.7
1993	24.0	21.4	17.1	10.2	4.9	5.6	0.0	12.4	8.2	8.4	17.3	23.9	24.0
1994	52.3	48.6	19.6	16.1	19.2	2.5	0.0	2.8	41.0	28.3	11.2	26.0	52.3
1995	20.3	20.0	37.5	9.8	8.7	2.0	0.0	10.6	11.0	22.7	25.9	19.6	37.5
1996	29.2	30.1	26.1	11.0	17.2	0.0	0.0	7.1	3.8	16.0	22.4	12.6	30.1
1997	29.5	35.0	27.4	13.7	12.2	0.0	0.0	5.6	9.3	14.3	26.4	13.5	35.0
1998	9.3	22.9	30.5	26.4	0.4	4.4	0.0	0.7	1.7	18.3	34.8	15.4	34.8
1999	42.4	18.7	71.3	12.2	12.6	0.4	0.5	0.0	18.2	19.4	26.8	8.2	71.3
2000	17.5	8.9	13.4	1.1	4.1	3.1	3.6	3.7	3.8	18.5	17.0	17.4	18.5
2001	23.2	10.6	31.7	15.6	5.6	0.0	12.0	5.9	8.1	22.2	13.9	19.9	31.7
2002	11.4	25.8	12.1	4.0	10.2	0.7	7.6	2.6	7.0	18.5	22.2	37.8	37.8
<b>N' DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	27.7	27.1	26.6	16.0	7.4	4.0	3.5	7.6	12.9	16.9	23.2	24.4	40.3
<b>DESV.STD</b>	13.4	10.6	12.4	11.2	5.8	4.9	6.9	9.5	8.5	7.2	13.6	9.1	12.6
<b>MIN</b>	6.8	8.9	8.7	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	8.0	8.2	18.5
<b>MAX</b>	72.9	51.0	71.3	46.9	21.0	19.3	38.0	48.9	41.0	31.7	70.7	45.2	72.9
<b>MEDIANA</b>	27.7	25.6	25.6	13.5	6.4	2.5	0.0	3.7	10.1	15.6	19.7	24.5	37.8



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - PUTINA**

<b>NOMBRE</b>	: PUTINA	<b>LATITUD</b>	: 15°55'15.5" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012127	<b>LONGITUD</b>	: 69°52'03.8" W	<b>PROV.</b>	: S.A. PUTINA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 3878 msnm	<b>DIST.</b>	: PUTINA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	12.5	8.5	18.0	14.0	12.5	0.0	0.0	0.5	5.0	7.5	8.0	7.5	18.0
1965	14.0	17.0	27.0	14.0	0.0	0.0	1.8	0.5	8.0	10.5	28.9	21.6	28.9
1966	10.6	36.7	14.0	14.7	15.0	0.0	0.0	0.0	12.0	13.5	20.0	17.3	36.7
1967	13.4	20.4	19.3	10.0	10.0	0.0	8.5	9.0	15.0	30.5	14.0	26.4	30.5
1968	10.0	16.0	21.0	20.0	0.5	0.4	25.0	0.5	18.1	12.2	35.0	11.6	35.0
1969	43.0	27.8	15.0	5.0	1.0	1.2	15.5	0.0	12.9	19.2	17.0	17.9	43.0
1970	25.1	16.0	19.5	21.4	13.5	0.0	0.0	0.0	19.2	13.2	10.6	38.1	38.1
1971	43.8	20.0	15.3	4.1	1.1	0.7	0.0	3.5	2.3	15.3	18.9	5.7	43.8
1972	19.9	24.4	11.4	10.7	4.1	0.0	1.0	5.2	5.2	8.8	30.0	21.4	30.0
1973	19.6	29.5	15.2	34.8	3.9	2.8	13.3	5.4	24.5	19.8	43.4	21.5	43.4
1974	30.9	25.2	13.9	22.7	0.6	4.8	1.4	5.2	10.2	11.8	24.5	29.5	30.9
1975	14.9	16.7	12.5	10.2	8.9	8.6	0.0	0.5	8.7	13.5	15.0	15.4	16.7
1976	17.9	28.4	17.1	7.5	10.9	4.2	1.5	11.6	14.3	2.2	9.0	13.4	28.4
1977	13.0	43.2	22.3	7.9	7.5	0.0	0.1	0.0	17.1	14.9	15.3	19.9	43.2
1978	16.5	16.7	24.4	15.1	3.0	2.6	0.3	0.2	12.0	8.3	32.7	25.6	32.7
1979	29.2	12.3	13.5	35.7	3.4	0.0	0.8	5.8	4.6	27.8	9.0	11.2	35.7
1980	24.5	8.4	26.6	5.9	6.1	3.0	13.1	3.0	9.9	19.2	10.2	15.0	26.6
1981	52.2	12.7	12.2	28.7	1.7	5.5	0.0	11.2	15.2	16.7	11.5	18.2	52.2
1982	38.3	30.5	24.4	19.8	0.0	0.0	0.8	4.5	20.0	12.4	22.5	21.1	38.3
1983	32.0	12.0	19.3	16.0	9.8	0.8	3.3	1.4	7.3	4.0	30.9	17.3	32.0
1984	24.3	26.7	19.2	14.5	3.8	4.2	2.2	11.1	0.6	33.4	18.3	19.8	33.4
1985	18.0	24.3	16.0	24.1	5.8	2.8	0.0	2.1	11.0	16.3	36.3	23.9	36.3
1986	20.6	21.1	19.1	30.2	4.9	0.0	1.7	4.1	11.0	6.1	19.1	25.7	30.2
1987	18.1	10.5	19.7	20.3	2.0	2.0	13.4	4.5	2.6	12.0	33.2	8.4	33.2
1988	25.8	19.6	24.3	18.0	5.4	0.0	0.0	5.1	3.4	13.4	5.7	24.3	25.8
1989	16.4	17.3	21.2	13.6	0.0	4.2	0.0	6.5	13.5	8.2	8.0	18.9	21.2
1990	21.9	21.4	18.5	5.3	3.2	21.0	0.0	0.8	7.2	26.7	16.9	16.9	26.7
1991	20.2	16.6	28.9	9.7	5.7	19.6	9.8	0.8	4.0	9.4	14.6	33.0	33.0
1992	24.1	24.8	12.4	12.8	0.0	1.2	4.0	23.5	9.8	10.1	19.8	26.0	26.0
1993	33.7	16.9	17.4	36.4	9.1	0.0	1.2	6.0	11.5	12.4	22.7	19.3	36.4
1994	20.6	25.3	25.5	28.0	14.7	5.2	0.0	17.5	11.1	6.5	22.1	14.9	28.0
1995	7.9	22.5	20.5	7.7	0.5	0.0	3.4	1.4	5.0	13.1	32.7	26.6	32.7
1996	42.6	21.6	46.1	6.7	11.7	0.0	0.9	2.8	12.6	8.1	20.5	18.3	46.1
1997	28.3	14.6	46.5	40.3	2.5	0.0	1.1	11.4	9.2	8.1	42.4	14.5	46.5
1998	44.5	21.5	18.5	12.2	0.0	8.7	0.0	1.6	0.5	11.0	12.6	7.5	44.5
1999	17.7	10.0	31.6	4.8	11.1	0.0	0.7	0.0	10.5	11.3	11.8	26.7	31.6
2000	37.7	21.0	11.0	8.3	1.1	15.3	0.0	5.8	7.2	19.8	9.6	15.9	37.7
2001	31.1	19.5	31.1	15.5	17.2	3.0	1.5	3.4	6.0	16.3	18.7	17.4	31.1
2002	16.2	25.2	17.8	12.7	5.8	0.6	7.7	3.4	10.0	29.0	16.4	24.3	29.0
<b>N° DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	24.4	20.6	20.7	16.4	5.6	3.1	3.4	4.6	10.0	14.2	20.2	19.4	33.7
<b>DESV.STD</b>	10.9	7.3	7.9	9.6	4.9	5.1	5.6	5.1	5.4	7.2	9.8	6.9	7.7
<b>MIN</b>	7.9	8.4	11.0	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	2.2	5.7	5.7	16.7
<b>MAX</b>	52.2	43.2	46.5	40.3	17.2	21.0	25.0	23.5	24.5	33.4	43.4	38.1	52.2
<b>MEDIANA</b>	20.6	20.4	19.2	14.0	4.1	0.8	1.0	3.4	10.0	12.4	18.7	18.9	32.7



**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - ANANEA**

<b>NOMBRE</b>	: ANANEA	<b>LATITUD</b>	: 14°40'42.4" S	<b>DPTO</b>	: PUNO
<b>COGIDO</b>	: 012101	<b>LONGITUD</b>	: 69°32'03.3" W	<b>PROV.</b>	: S.A. PUTINA
<b>TIPO</b>	: CO	<b>ALTITUD</b>	: 4660 msnm	<b>DIST.</b>	: ANANEA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	10.8	17.1	19.3	10.2	23.0	2.7	0.0	0.0	8.0	8.0	12.0	14.7	23.0
1965	14.0	14.8	13.4	8.4	0.0	0.0	3.2	10.0	15.0	9.0	8.0	10.8	15.0
1966	6.0	18.0	6.3	3.0	13.8	0.0	0.0	0.0	8.5	9.6	10.0	16.0	18.0
1967	7.3	26.8	8.2	3.0	9.0	0.0	9.0	8.0	15.0	8.0	15.7	29.4	29.4
1968	9.8	21.0	11.0	4.2	2.0	0.0	22.0	8.0	0.8	0.8	0.9	1.0	22.0
1969	16.2	15.1	9.8	9.4	2.6	3.3	8.6	3.2	7.5	8.1	8.6	12.0	16.2
1970	14.5	10.0	9.5	11.6	6.1	2.0	2.0	0.1	10.4	14.7	9.0	14.6	14.7
1971	12.4	16.1	6.8	8.3	2.2	6.0	0.0	4.6	3.3	12.5	10.5	15.6	16.1
1972	11.2	16.0	11.8	9.4	3.9	1.2	5.6	8.6	8.8	9.7	9.2	16.2	16.2
1973	11.2	17.6	22.6	9.3	3.7	0.5	3.2	6.8	9.8	9.9	7.5	10.6	22.6
1974	10.7	13.7	11.3	13.1	3.7	5.1	9.0	6.4	9.5	8.0	5.2	14.0	14.0
1975	13.9	12.6	15.3	10.4	5.1	5.3	0.0	8.6	5.2	13.4	6.0	15.4	15.4
1976	12.0	12.4	14.6	5.5	13.3	6.0	7.6	3.5	13.6	2.9	7.4	14.1	14.6
1977	13.1	18.3	10.8	8.8	9.3	4.9	4.8	0.0	9.8	5.9	15.6	12.9	18.3
1978	9.1	10.1	15.6	9.3	4.5	3.4	0.0	0.0	11.6	4.5	14.2	14.5	15.6
1979	14.3	7.9	13.5	16.8	7.7	0.0	0.0	4.6	12.8	7.0	12.3	11.8	16.8
1980	8.5	10.6	16.5	7.0	14.3	0.0	1.7	5.6	7.8	11.4	9.0	12.0	16.5
1981	14.0	14.6	13.9	8.4	4.7	2.5	0.0	5.4	6.1	8.2	12.2	12.3	14.6
1982	24.5	12.4	17.6	17.3	1.8	5.5	0.0	5.0	11.6	10.8	15.2	13.4	24.5
1983	12.2	8.4	8.5	9.4	4.5	8.8	0.0	0.0	4.6	6.5	6.6	9.0	12.2
1984	13.6	26.7	21.2	6.2	0.0	0.0	5.6	12.7	3.9	12.4	20.7	15.5	26.7
1985	18.0	16.8	10.3	11.4	3.2	19.1	6.3	5.9	7.4	7.8	10.2	14.3	19.1
1986	16.5	19.3	14.2	9.2	4.6	0.0	5.1	6.2	8.3	5.8	6.5	13.7	19.3
1987	12.3	7.6	13.9	8.9	3.4	3.6	13.3	2.5	4.0	8.5	10.9	14.0	14.0
1988	11.6	8.3	10.0	8.3	8.7	0.0	0.0	0.0	4.2	4.5	5.2	9.2	11.6
1989	16.0	13.7	15.0	5.0	5.2	0.0	0.0	5.0	5.5	6.5	8.2	11.4	16.0
1990	14.7	10.2	4.8	11.2	3.8	15.2	3.2	5.5	3.5	8.8	11.2	13.0	15.2
1991	17.3	6.5	7.5	11.7	8.3	8.8	0.0	0.0	6.5	6.6	8.5	7.0	17.3
1992	11.0	9.8	8.0	6.0	0.0	4.8	0.0	13.5	4.0	6.4	10.0	6.9	13.5
1993	10.8	7.2	9.7	5.8	4.2	1.5	3.5	6.5	3.5	7.4	10.6	12.1	12.1
1994	18.5	14.5	18.6	8.8	0.0	3.4	0.0	0.0	3.5	5.3	6.5	9.3	18.6
1995	7.5	15.3	14.2	5.7	4.2	0.0	2.1	0.0	3.4	4.8	18.2	12.9	18.2
1996	22.4	17.1	12.7	8.7	4.0	0.0	0.5	19.5	5.5	9.2	14.5	6.7	22.4
1997	16.2	15.0	15.9	5.5	2.6	0.0	1.4	7.0	5.4	5.8	12.4	12.8	16.2
1998	17.5	17.9	13.7	9.0	0.5	4.2	0.0	1.0	3.0	18.0	10.0	15.0	18.0
1999	16.1	17.9	14.0	8.0	5.3	0.9	1.5	1.0	10.5	19.2	7.3	7.6	19.2
2000	14.3	22.5	12.3	6.1	4.9	7.7	4.1	3.5	7.7	16.7	10.3	25.2	25.2
2001	18.1	14.9	16.3	23.6	10.4	0.5	6.2	9.0	3.9	12.5	19.2	5.4	23.6
2002	13.8	21.3	21.2	6.5	6.8	0.5	9.8	5.4	8.8	13.4	23.8	14.5	23.8
<b>N' DATOS</b>	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
<b>MEDIA</b>	13.6	14.8	13.1	8.9	5.5	3.3	3.6	4.9	7.2	8.9	10.8	12.7	18.1
<b>DESV.STD</b>	3.8	4.9	4.2	3.9	4.6	4.2	4.6	4.3	3.5	3.9	4.5	4.7	4.2
<b>MIN</b>	6.0	6.5	4.8	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.8	0.9	1.0	11.6
<b>MAX</b>	24.5	26.8	22.6	23.6	23.0	19.1	22.0	19.5	15.0	19.2	23.8	29.4	29.4
<b>MEDIANA</b>	13.8	14.9	13.5	8.8	4.5	2.0	2.0	5.0	7.4	8.1	10.0	12.9	16.8





N°	AÑO	AZANGARO		PROGRESO		NUÑO A		ANTAUTA		CRUCERO		MUÑANI		PUTINA		ANANEA		PROM ACUM	TOTAL PROM ACUM
		MAX	ACUM	MAX	ACUM	MAX	ACUM	MAX	ACUM	MAX	ACUM	MAX	ACUM	MAX	ACUM	MAX	ACUM		
1	1964	28.4	28.4	31.7	31.7	23.2	73.0	73.0	31.5	31.5	22.5	22.5	18.0	18.0	23.0	23.0	31.4	31.4	
2	1965	41.8	70.2	28.4	60.1	42.0	65.2	36.1	109.1	31.8	63.3	30.3	52.8	28.9	46.9	15.0	38.0	31.8	63.2
3	1966	28.5	98.7	22.5	82.6	27.0	92.2	20.4	129.5	18.9	82.2	35.1	87.9	36.7	83.6	18.0	56.0	25.9	89.1
4	1967	47.8	146.5	28.5	111.1	30.2	122.4	31.5	161.0	22.0	104.2	45.4	133.3	30.5	114.1	29.4	85.4	33.2	122.3
5	1968	22.8	169.3	22.4	133.5	27.3	149.7	41.2	202.2	38.0	142.2	27.3	160.6	35.0	149.1	22.0	107.4	29.5	151.8
6	1969	26.6	197.9	25.8	159.3	29.0	178.7	27.3	229.5	30.2	172.4	26.2	186.8	43.0	192.1	16.2	123.6	28.3	180.0
7	1970	48.8	246.7	27.1	186.4	39.0	217.7	25.1	254.6	35.2	207.6	35.2	222.0	38.1	230.2	14.7	138.3	32.9	212.9
8	1971	23.3	270.0	42.5	228.9	34.0	251.7	22.2	276.8	54.3	261.9	31.0	253.0	43.8	274.0	16.1	154.4	33.4	246.3
9	1972	21.9	291.9	34.1	263.0	26.3	278.0	19.0	295.8	36.1	298.0	17.2	270.2	30.0	304.0	16.2	170.6	25.1	271.4
10	1973	34.1	326.0	38.3	301.3	28.3	306.3	15.6	311.4	72.9	370.9	24.2	294.4	43.4	347.4	22.6	193.2	34.9	306.4
11	1974	33.9	359.9	17.4	318.7	19.4	325.7	20.3	331.7	41.9	412.8	23.2	317.6	30.9	378.3	14.0	207.2	25.1	331.5
12	1975	32.9	392.8	19.8	338.5	18.1	343.8	17.4	349.1	25.7	438.5	18.8	336.4	16.7	395.0	15.4	222.6	20.6	352.1
13	1976	41.4	434.2	34.9	373.4	32.5	376.3	20.7	369.8	45.2	483.7	16.7	353.1	28.4	423.4	14.6	237.2	29.3	381.4
14	1977	49.1	483.3	30.0	403.4	20.7	397.0	20.5	390.3	34.4	518.1	30.4	383.5	43.2	466.6	18.3	255.5	30.8	412.2
15	1978	49.2	532.5	37.0	440.4	22.5	419.5	26.5	416.7	43.2	561.3	41.8	425.3	32.7	499.3	15.6	271.1	33.6	445.8
16	1979	54.7	587.2	20.2	460.6	20.7	440.2	21.6	438.3	54.2	615.5	52.2	477.5	35.7	535.0	16.8	287.9	34.5	480.3
17	1980	45.2	632.4	22.0	482.6	25.3	465.5	22.2	460.5	45.4	660.9	25.8	503.3	26.6	561.6	16.5	304.4	28.6	508.9
18	1981	56.8	689.2	27.5	510.1	17.2	482.7	22.4	483.0	46.7	707.6	20.3	533.6	52.2	613.8	14.6	319.0	33.5	542.4
19	1982	46.5	735.7	27.2	537.3	31.6	514.3	25.0	508.0	37.8	745.4	27.5	561.1	38.3	662.1	24.5	343.5	32.3	574.7
20	1983	35.2	770.9	19.1	556.4	13.2	527.5	17.2	525.2	39.3	784.7	17.6	578.7	32.0	684.1	12.2	355.7	23.2	597.9
21	1984	49.7	820.6	25.0	581.4	25.9	553.4	23.7	548.9	36.0	820.7	40.4	619.1	33.4	717.5	26.7	382.4	32.6	630.5
22	1985	27.0	847.6	21.7	603.1	29.5	582.9	20.7	569.6	51.1	871.8	23.6	642.7	36.3	753.8	19.1	401.5	28.6	659.1
23	1986	37.8	885.4	28.5	631.6	21.4	604.3	23.2	592.9	51.0	922.8	27.6	670.3	30.2	784.0	19.3	420.8	29.9	689.0
24	1987	52.9	938.3	44.6	676.2	17.1	621.4	23.3	616.2	39.1	961.9	24.3	694.6	33.2	817.2	14.0	434.8	31.1	720.1
25	1988	29.2	967.5	21.5	697.7	20.2	641.6	18.8	634.9	37.4	999.3	27.7	722.3	25.8	843.0	11.6	446.4	24.0	744.1
26	1989	27.8	995.3	38.1	735.8	38.4	680.0	25.0	659.9	45.2	1044.5	26.6	748.9	21.2	864.2	16.0	462.4	29.8	773.9
27	1990	25.8	1021.1	25.0	760.8	35.1	715.1	19.6	679.5	45.0	1089.5	31.0	779.9	26.7	890.9	15.2	477.6	27.9	801.8
28	1991	30.3	1051.4	24.8	785.6	23.8	738.9	21.7	701.2	38.7	1128.2	28.3	808.2	33.0	923.9	17.3	494.9	27.2	829.0
29	1992	15.6	1067.0	20.3	805.9	20.7	759.6	38.5	739.7	70.7	1198.9	31.0	839.2	26.0	949.9	13.5	508.4	29.5	858.6
30	1993	43.4	1110.4	22.7	828.6	17.4	777.0	18.1	757.9	24.0	1222.9	20.8	860.0	36.4	986.3	12.1	520.5	24.4	882.9
31	1994	169.3	1279.7	30.2	858.8	31.8	808.8	27.7	785.6	52.3	1275.2	24.5	884.5	28.0	1014.3	18.6	539.1	47.8	930.8
32	1995	97.8	1377.5	34.2	893.0	24.1	832.9	30.2	815.8	37.5	1312.7	26.0	910.5	32.7	1047.0	18.2	557.3	37.6	968.3
33	1996	142.5	1520.0	30.0	923.0	30.7	863.6	32.3	848.1	30.1	1342.8	29.2	939.7	46.1	1093.1	22.4	579.7	45.4	1013.7
34	1997	151.3	1671.3	37.4	960.4	30.6	894.2	40.2	888.3	35.0	1377.8	38.2	977.9	46.5	1139.6	16.2	595.9	49.4	1063.2
35	1998	95.0	1766.3	28.0	988.4	20.6	914.8	24.8	913.1	34.8	1412.6	21.8	999.7	44.5	1184.1	18.0	613.9	35.9	1099.1
36	1999	134.6	1900.9	26.2	1014.6	29.6	944.4	38.8	951.9	71.3	1483.9	30.2	1029.9	31.6	1215.7	19.2	633.1	47.7	1146.8
37	2000	132.4	2033.3	22.4	1037.0	22.4	966.8	22.2	974.1	18.5	1502.4	20.7	1050.6	37.7	1253.4	25.2	658.3	37.7	1184.5
38	2001	58.8	2092.1	30.5	1067.5	21.5	988.3	28.2	1002.3	31.7	1534.1	32.7	1083.3	31.1	1284.5	23.6	681.9	32.3	1216.7
39	2002	61.8	2153.9	41.2	1108.7	22.3	1010.6	21.2	1023.4	37.8	1571.9	20.4	1103.7	29.0	1313.5	23.8	705.7	32.2	1248.9

**c) Formación de la serie anual**

La serie anual de precipitaciones máximas en 24 horas, se forma del registro histórico de precipitaciones máximas mensuales que corresponde al primer año hidrológico, se extrae el máximo valor que representa a la precipitación máxima anual, el mismo procedimiento se realiza para los demás años registrados.

**d) Análisis de consistencia de información:**

El análisis de consistencia permite detectar los errores sistemáticos, la serie analizada debe ser representativa y homogénea, cuanto más larga sea la serie mejor será la estimación de los valores que interviene en el diseño de obras hidráulicas y de ingeniería, para la presentación se realizó el análisis visual de hidrograma y doble masa.

**Análisis visual de los hidrogramas**

En este análisis los datos de precipitación máxima anual se plotean en coordenadas cartesianas, en el eje de las abscisas se plotean los años y en el eje de las ordenadas las respectivas precipitaciones y este análisis permite observar la distribución de la precipitación al tiempo y ver periodos dudosos y aceptables, dándonos una aproximación de la consistencia.

La serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas (anual), utilizado para el análisis correspondiente pertenecen a las estaciones pluviométricas de Azángaro, Progreso, Nuñoa, Antauta, Muñani, Putina y Ananea, las que se muestran en los siguientes cuadros.



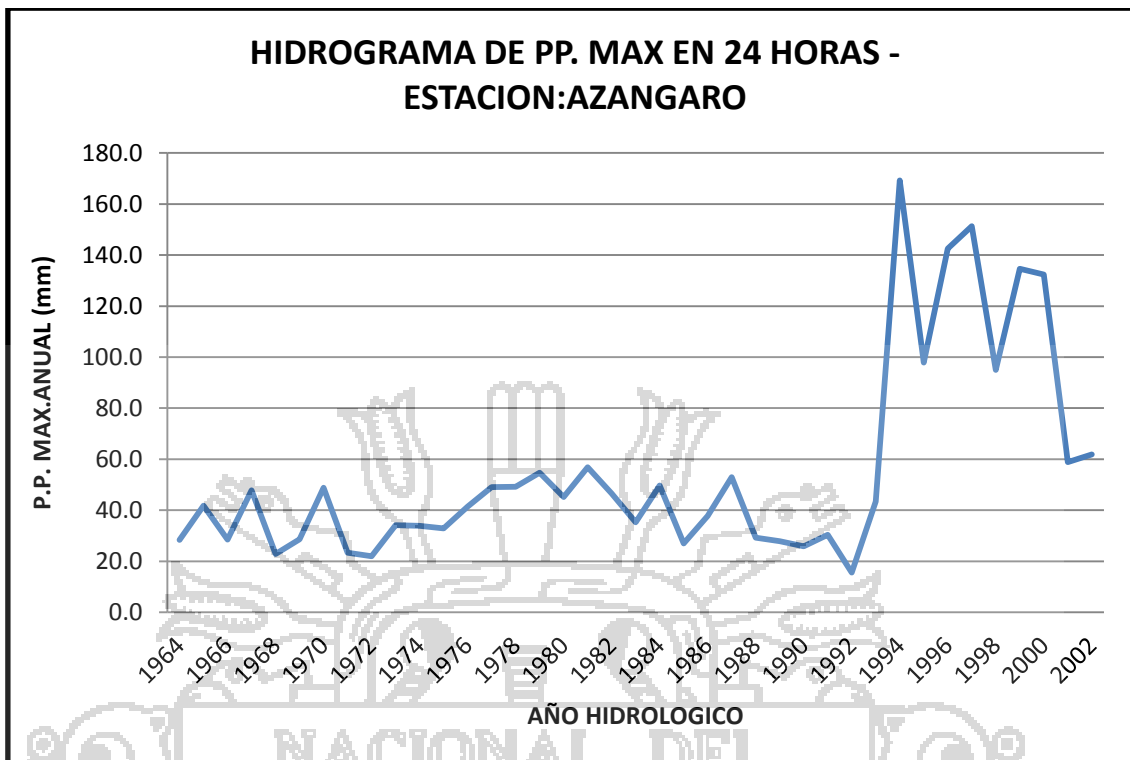


Figura II-1 Hidrograma de P.P. Estación: Azángaro

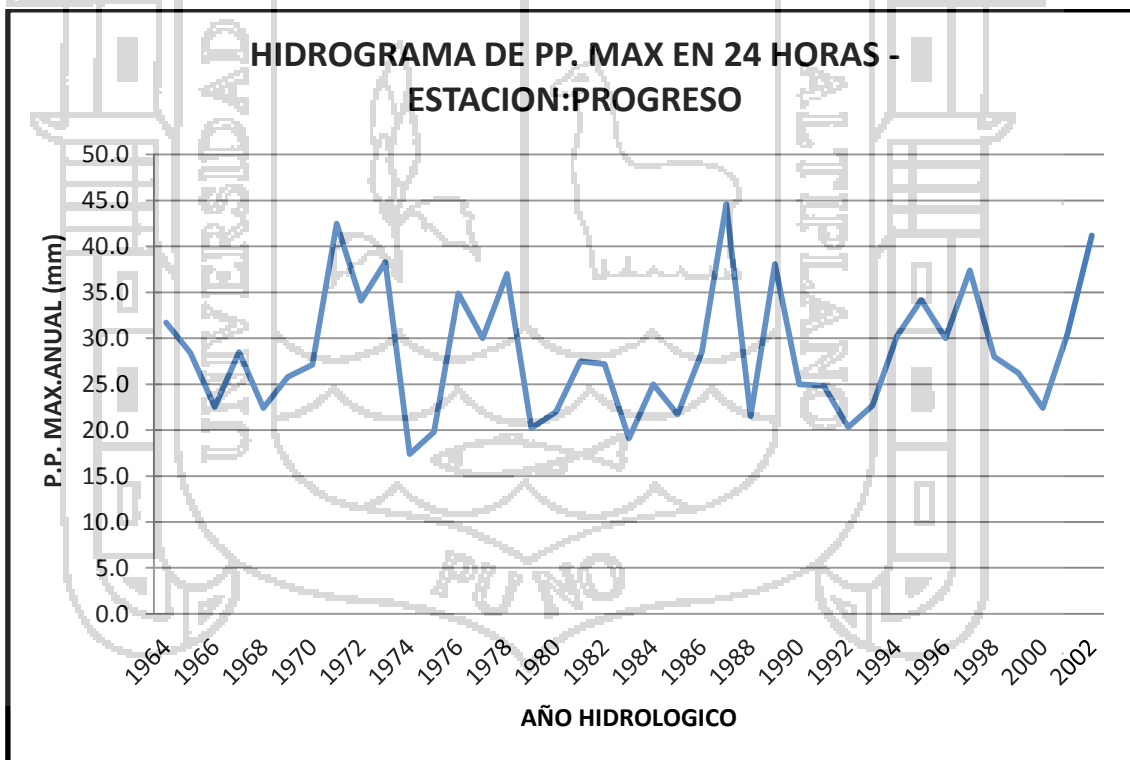


Figura II-2 Hidrograma de P.P. Estación: Progreso

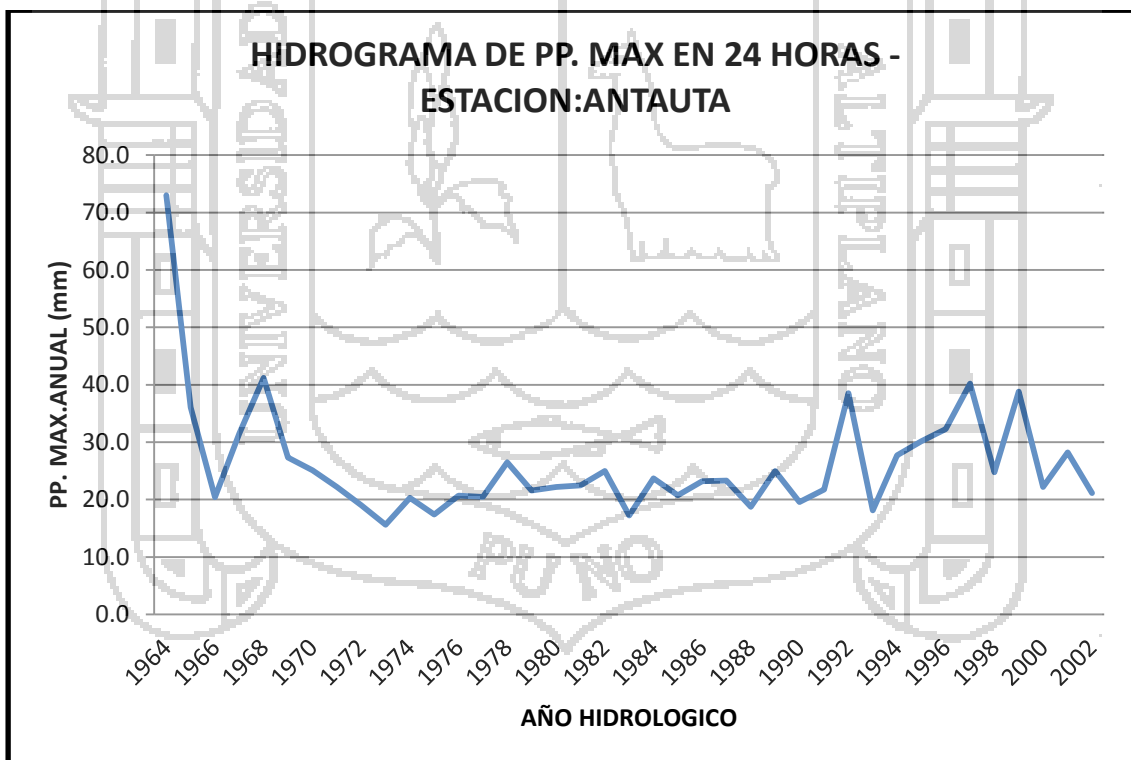
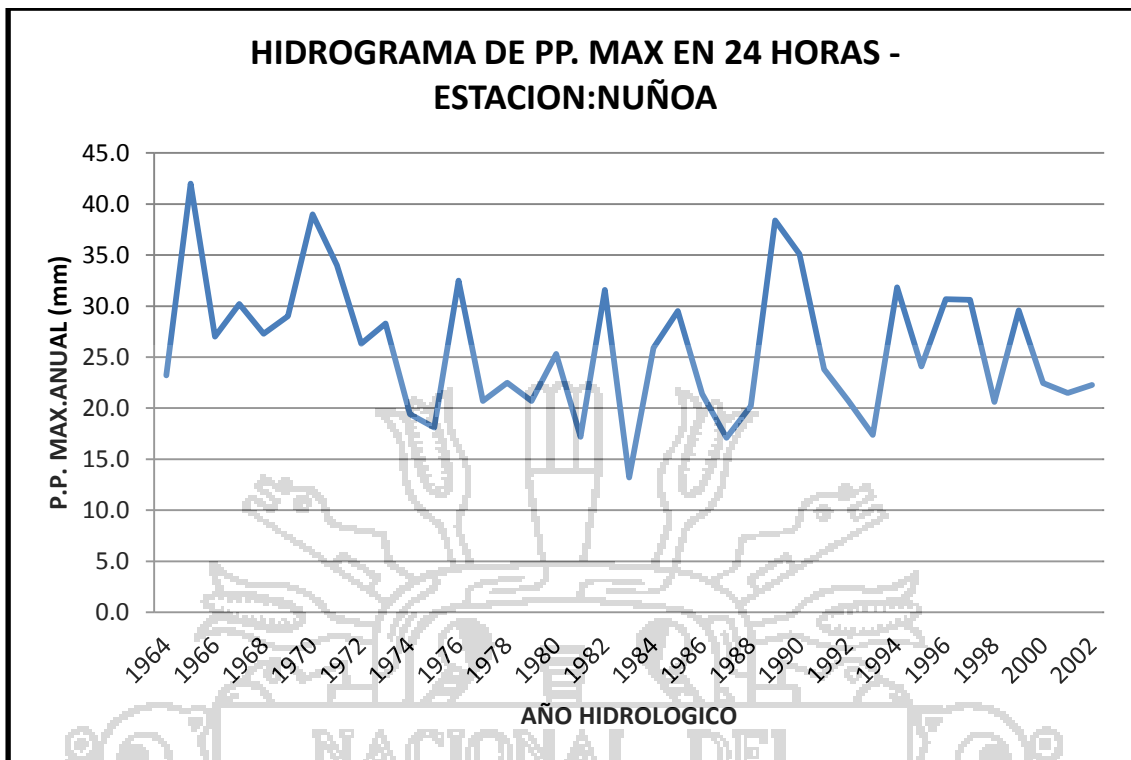


Figura II-3Hidrograma de P.P. Estación: Antauta

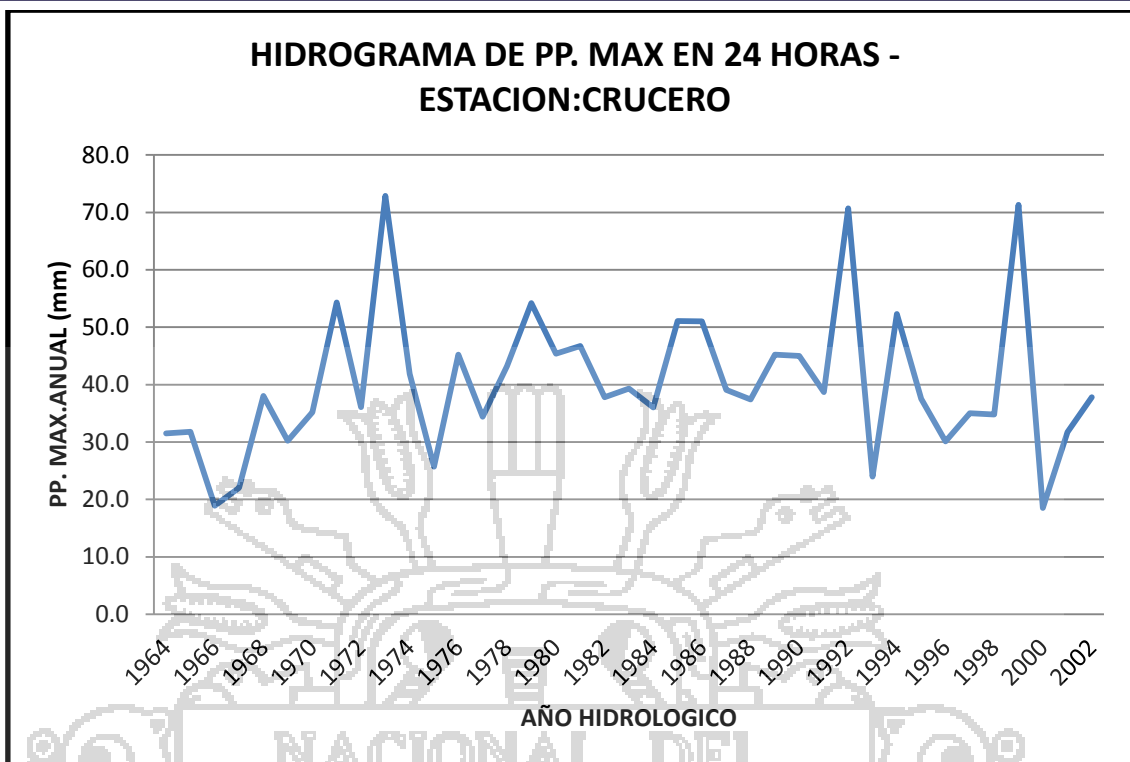


Figura II-4 Hidrograma de P.P. Estación: Crucero

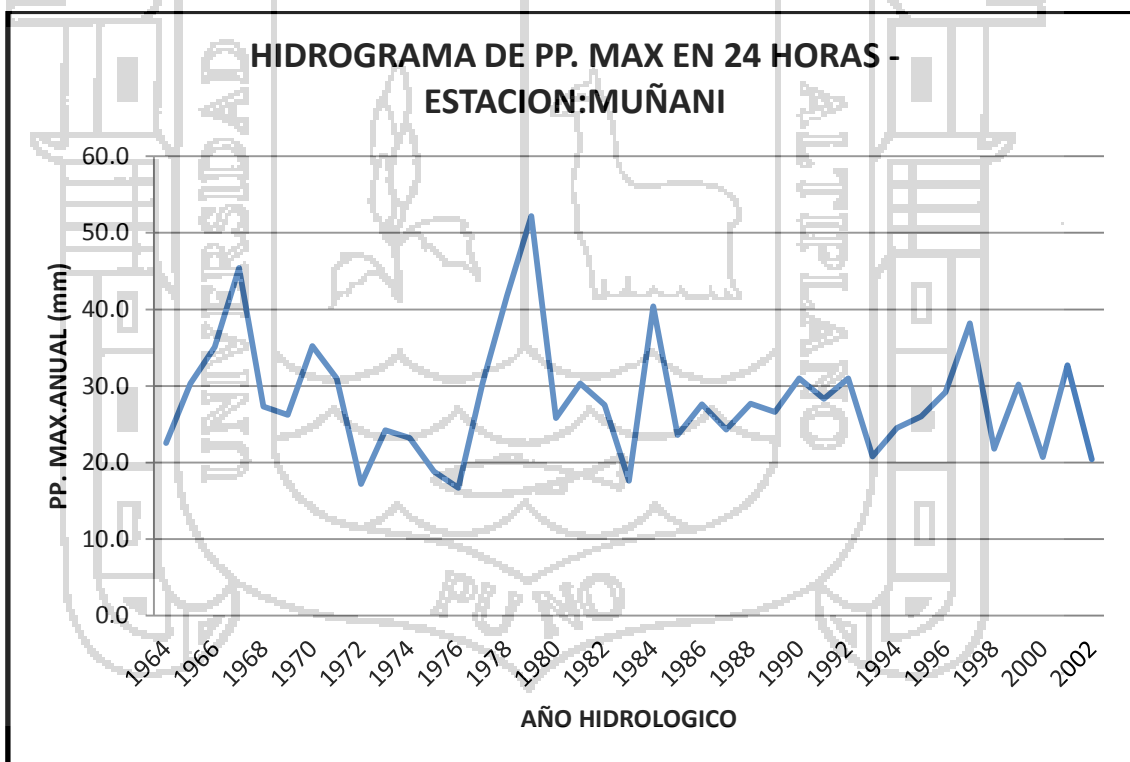


Figura II-5 Hidrograma de P.P. Estación: Muñani

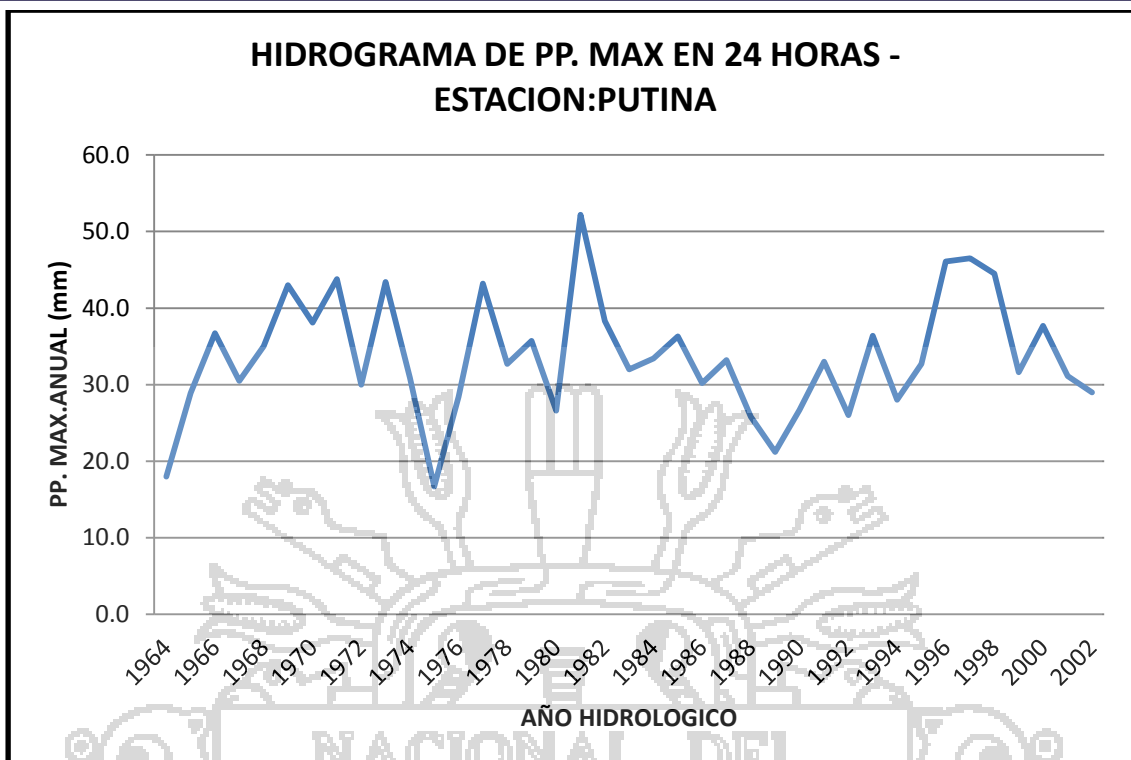


Figura II-6 Hidrograma de P.P. Estación: Putina

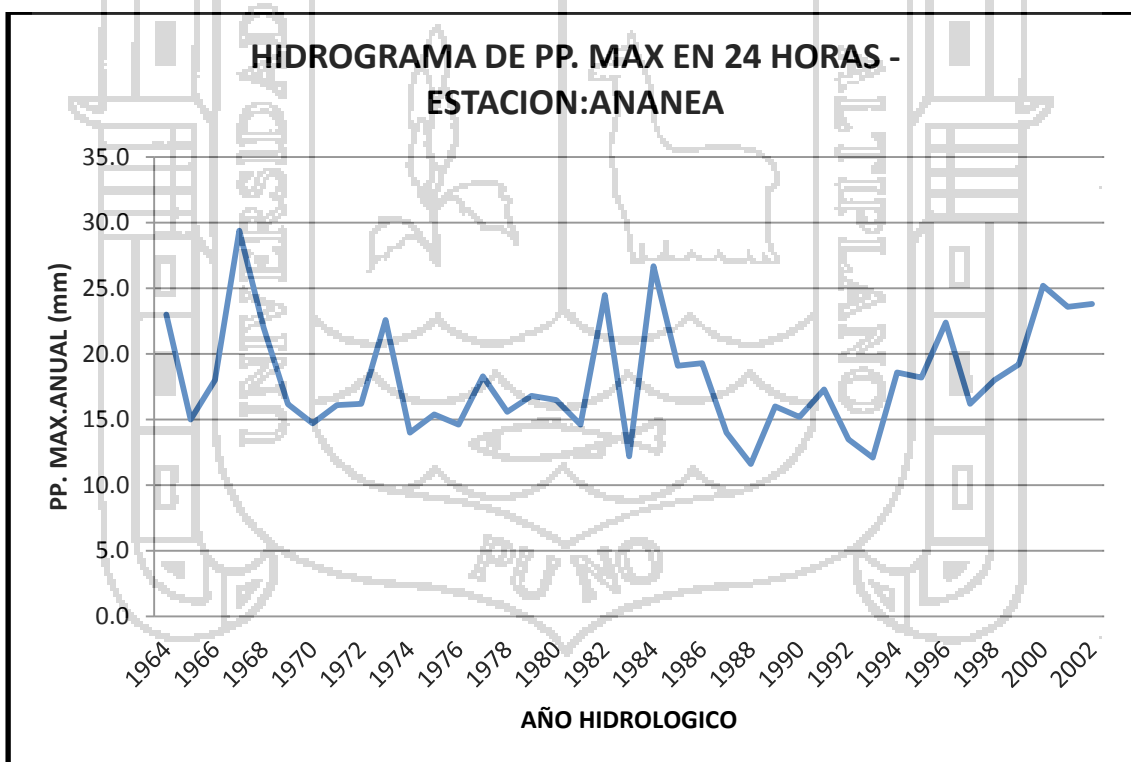


Figura II-7 Hidrograma de P.P. Estación: Ananea

### **Análisis de doble masa**

Mediante este análisis, se detectan los puntos de quiebre que pueden ser significativos o no, y que puede presentarse en la recta de doble masa, es necesario tener varias series históricas de otras estaciones cercanas. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Disponer de información, precipitación máxima 24 horas, en el presente trabajo se tiene 8 estaciones.
2. Calcular
  - a. La información anual de cada estación
  - b. En promedio anual acumulado de la información de todas las estaciones
3. En un sistema de coordenadas cartesianas, plotear en:
  - a. Eje de las abscisas "X" el promedio anual acumulado de todas las estaciones
  - b. Eje de ordenadas "Y", la información anual acumulada de cada estación.
4. Seleccionar la estación más confiable, con menos número de quiebres.
5. La estación seleccionada como la más confiable se plotea en el eje de las abscisas y en las ordenadas cada una de las demás estaciones, aquí se definen los quiebres que pueden ser significativos o no.

La no homogeneidad y consistencia de una serie historia, puede mostrar el futuro error significativo en el análisis hidrológico, la información que se maneja debe ser representativa; ya que el medio ambiente está sujeto a cambios de muchos factores como: construcción de grandes obras y construcciones hidráulicas.

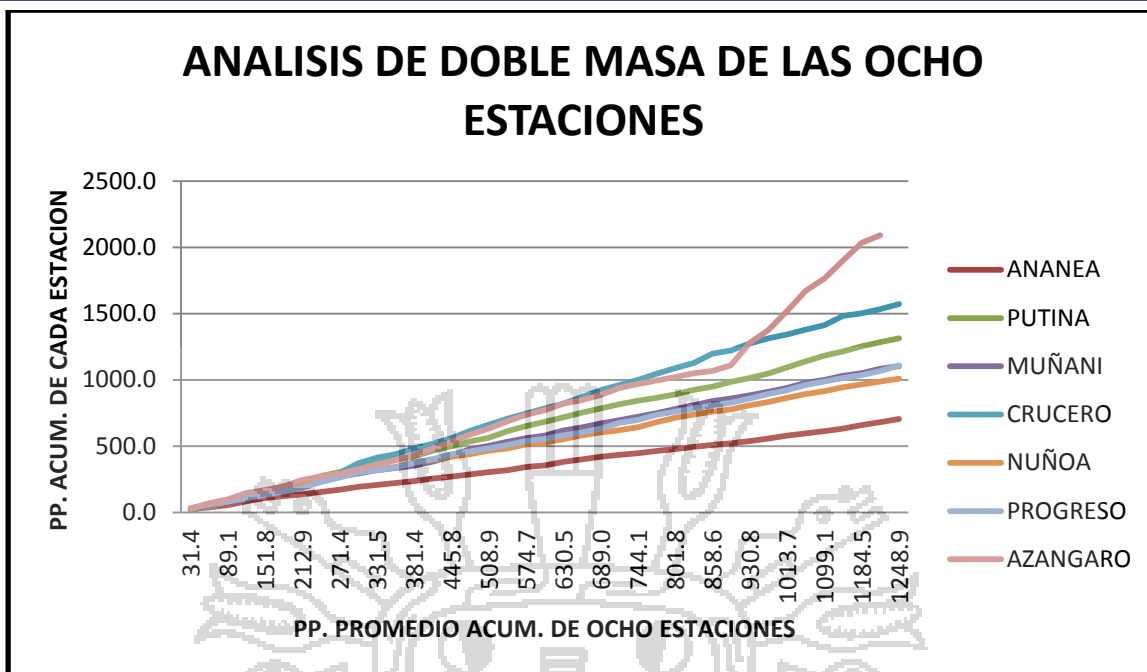


Figura II-8 Análisis de Doble Masa de las 8 Estaciones.

La estación seleccionada como la más confiable es la **Estación de PROGRESO**, porque se observa que tiene menor número de quiebres.

#### ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Aquí se evalúa y cuantifica los errores de los periodos separados por los quiebres de la recta de doble masa. Esta determinación se realiza mediante un proceso de inferencias para la media y desviación estándar de los periodos separados.

#### ESTADÍSTICA DE LA MUESTRA

Los estadísticos más comunes son la media, desviación estándar, mediana y el coeficiente de asimetría dada en la siguiente tabla.

Tabla II-2 Parámetros Estadísticos

PARAMETROS ESTADISTICOS	X
N' DATOS	39.00
MEDIA	28.43
DESV.STD	6.87
MEDIANA	27.50
COEF. ASIMET	0.59

#### HIDROLOGÍA ESTADÍSTICA

El análisis de frecuencias referida a precipitaciones máximas diarias, tiene la finalidad de estimar precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno,

mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos, cuya estimación de parámetros se ha realizado mediante el método de momentos.

Los métodos probabilísticos que mejor ajustan a valores extremos, utilizados en la formulación del presente estudio son:

- Distribución Log Normal
- Distribución Valor extremos Tipo I o Ley de Gumbel
- Distribución Log-Pearson Tipo III

### **DISTRIBUCIÓN DE VALOR EXTREMO TIPO I (LEY DE GUMBEL)**

Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos (en este caso las intensidades de tormentas), una gran cantidad de información puede resumirse en la función y en sus parámetros para determinar un valor de probabilidad de la variable aleatoria.

Considerando que los valores extremos son cantidades máximas o mínimas seleccionadas de una base de datos, que conforman un conjunto de valores extremos los que pueden analizarse estadísticamente: en el caso de los fenómenos hidrológicos, la distribución que más se ajusta al fenómeno es la del Tipo I (Ley de gumbel), el cual esta expresado en la siguientes ecuaciones:

$$X_T = \bar{X}_l + K_T * S$$

Ecuación II-9

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[ 0.57721 + \ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Ecuación II-10

Dónde:

$K_T$  =Factor de frecuencia.

$\bar{X}_l$  =Media de las intensidades.

$S$  =Desviaciónestándar de las intensidades.

$X_T$  =Precipitación máxima en 24 horas para un  $T_r$ , mm.

Cuyos parámetros se definen con las relaciones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S \quad \mu = \bar{X}_l - 0.57721 * \alpha$$

$\alpha$  = Parámetro de escala ( $0 < \alpha < \infty$ )

$\mu$  = Parámetro de posición ( $-\infty < \alpha < \infty$ )

### **TIEMPO DE CONCENTRACIÓN**

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto equilibrio se denomina “tiempo de concentración” y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

Dicho parámetro se determina por diferentes métodos y para su selección de toma en cuenta las exigencias de la futura obra, manteniéndose dentro de un adecuado nivel de seguridad y gobernado bajo el criterio y tomando el valor más alto para cada río con las expresiones siguientes.

**Según kirpich**

$$T_C = 0.0195 * K^{0.77} \text{ minutos}$$

$$K = \sqrt{\frac{L^3}{H}}$$

Ecuación II-11

Dónde:

$L$  = Longitud mayor del río (m)

$H$  = Diferencia de cotas entre el punto más alejado y el la más baja en (m)

$$L = 147000 \text{ m}$$

$$H = H_{max} - H_{min} = 4969.53 - 4000.00 = 969.53 \text{ m}$$

Entonces

$$K = 1810070.02$$

$$T_C = 1283.689 \text{ minutos}$$

$$T_C = 21.39 \text{ horas}$$

### PERIODO DE RETORNO T

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualada o superada por lo menos una vez.

Fijaciones del periodo de retorno:

- Crterios económicos
- Crterios usuales
- Crterios de riesgo

Otro criterio es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida.



Se define  $P(x \geq x_o)$  como la probabilidad de ocurrencia, o la probabilidad de que un evento  $x$  sea mayor o igual a un valor dado  $x_o$ .

Se define  $P(x < x_o) = 1 - P(x \geq x_o)$  como la probabilidad de no ocurrencia o la probabilidad de que un evento  $x$  sea menor a un valor dado  $x_o$ .

$$T = \frac{1}{P(x \geq x_o)}$$

Ecuación II-12

$$P(x < x_o) = 1 - P(x \geq x_o)$$

Ecuación II-13

La probabilidad de no ocurrencia dentro de  $n$  años de la vida útil de una obra:

$$J = (P(x < x_o))^n$$

Ecuación II-14

Suponiendo que los eventos de ocurrencia seas independientes.

La probabilidad de ocurrencia dentro de  $n$  años de la vida útil de la obra, denominada aquí RIESGO PERMISIBLE, está dado por:

$$k = 1 - J = 1 - (P(x < x_o))^n$$

Ecuación II-15

Sustituyendo:

$$k = 1 - (P(x < x_o))^n$$

Ecuación II-16

Sustituyendo:

$$k = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Ecuación II-17

Reagrupando,

$$(1 - k)^{1/n} = 1 - \frac{1}{T}$$

Ecuación II-18

$$1 - (1 - k)^{1/n} = \frac{1}{T}$$

Ecuación II-19

$$T = \frac{1}{1 - (1 - k)^{1/n}}$$

Ecuación II-20

Si la obra tiene una vida útil de  $n$  años, la formula anterior permite calcular el periodo de retorno  $T$ , fijando el riesgo permisible  $k$ , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

Tabla II-3 Valores de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

**VALORES RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE**

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)
Puentes(*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

(\*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.  
 - Se recomienda un periodo de retorno  $T$  de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) - Vida útil considerando  $n=25$  años.  
 - Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.  
 - El propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras

Si consideramos:

$k = 0.20$  riesgo admisible

$n = 50$  años

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.20)^{1/50}}$$

$T = 224.57$  años de periodo de retorno

$T = 225$  años de periodo de retorno

**INTENSIDAD MÁXIMA**

En base a los valores obtenidos de las precipitaciones se ha generado las intensidades máximas mediante la expresión del Soil Conservation Service (SCS).

Utilizamos la siguiente expresión SCS debido a que las curvas de intensidad-duración-frecuencia, solo es posible obtenerlas en estaciones dotadas con pluviógrafo.

Las intensidades de las lluvias para diferentes periodos de retorno y tiempo de concentración se calculan mediante la siguiente expresión, según SCS.

$$I_{TR} = \frac{0.280049 * Pp_{TR}}{T_C^{0.6}}$$

Ecuación II-21

Dónde:

$I_{TR}$  =Intensidad de lluvias para  $T_r$ , mm/hr.

$Pp_{TR}$  =Precipitación máxima 24 horas para un  $T_r$ , mm.

$T_C$  =Tiempo de concentración, horas.

DATOS CUENCA	
$L_C$	= 147000 m
$H_{max}$	= 4969.5 m.s.n.m.
$H_{min}$	= 4000 m.s.n.m.

SEGUN KIRPICH	
K	= 1810070.024
$T_C$	= 1283.7 minutos
$T_C$	= 21.395 horas

DATOS	
N° DATOS	39.00
MEDIA	28.43
DESV.STD	6.87

ESTACION DE PROGRESO			
PERIODO DE RETORNO	KT	PRECIP. MAX. 24H	INTENSIDAD (mm/h)
2	-0.16	27.30	1.22
5	0.72	33.37	1.49
10	1.30	37.40	1.67
20	1.87	41.25	1.84
50	2.59	46.25	2.06
100	3.14	49.99	2.23
200	3.68	53.72	2.39
225	3.77	54.35	2.42
250	3.85	54.92	2.45
500	4.39	58.64	2.61
1000	4.94	62.36	2.78
10000	6.73	74.70	3.33

Resultados  $T = 225$  años de periodo de retorno:

$$I_{TR} = 2.42 \text{ mm/h}$$

$$Pp_{TR} = 54.35 \text{ mm.}$$

**SELECCIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO Y CAUDAL MÁXIMO  
HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER**

Snyder (1938) encontró relaciones sintéticas para algunas características de un *hidrograma unitario estándar*. Algunas relaciones del mismo tipo fueron encontrados más tarde (U.S. Army Corps of Engineers 1959). Estas relaciones, en una forma modificada están dadas másadelante. A partir de las relaciones, pueden calcularse cinco características de un Hidrograma unitario requerido para una duración de exceso de lluvia dada: el caudal pico por unidad de área de la cuenca  $q_{pR}$ , el retardo de la cuenca  $t_{pR}$  (diferencia de tiempo entre el centroide del hietograma de exceso de lluvia y el pico del hidrograma unitario), el tiempo baset $t_b$ , y los anchos  $W$  (en unidades de tiempo) del hidrograma unitario al 50 y 75% del caudal pico. Utilizando estas características puede dibujarse el hidrograma unitario requerido. Las variables se ilustran en la siguiente figura.

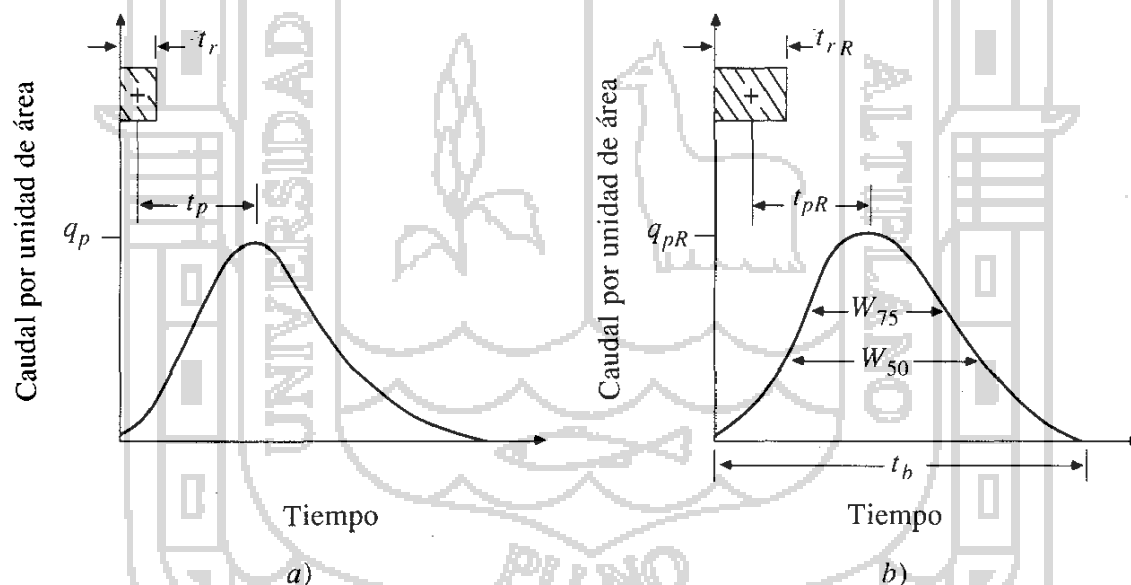


Figura II-9 Hidrograma Unitario de Estándar Snyder

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia  $t_r$  está relacionado con el retardo de cuenca  $t_p$  por:

$$t_p = 5.5 * t_r$$

Ecuación II-22

Para un hidrograma unitario estándar encontró que:

1. El retardo de una cuenca es

$$t_p = C_1 * C_t * (L_c * L_g)^{0.3}$$

Ecuación II-23

Dónde:

 $t_p$  = Retardo de cuenca (Horas). $L_c$  = Longitud de la corriente principal (km). $L_g$  = Longitud desde la salida hasta el centroide del área de la cuenca (km). $C_1 = 0.75$  $C_t$  = coeficiente basado en cuencas instrumentadas.

El coeficiente de  $C_t$  varía entre 1.35 y 1.65 para las áreas de montañas, con inclinación a tomar valores más bajos cuando se trata de cuenca con pendientes altas. Una forma práctica de determinarlo consiste en aplicar la fórmula propuesta por TAYLOR-SCHWARTZ.

$$C_t = \frac{1.65}{(S)^{0.38}}$$

Ecuación II-24

Dónde:

 $S$  = pendiente del curso principal.

Si consideramos:

 $C_t = 1.65$  por que se trata de una cuenca con pendiente baja. $L_c = 147.00$  km. $L_g = 89.00$  km. $C_1 = 0.75$ 

Entonces:

$$t_p = 0.75 * 1.65 * (147 * 89)^{0.3}$$

$$t_p = 21.26 \text{ horas.}$$

$$t_r = \frac{21.26 \text{ horas}}{5.5}$$

$$t_r = 3.87 \text{ horas.}$$

2. El caudal pico por unidad de área de drenaje en  $m^3/s * km^2$  del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{C_2 * C_p}{t_p}$$

Ecuación II-25

Dónde:

 $q_p$  = Caudal pico por unidad de área de drenaje en  $m^3/s * km^2$ .

$$C_2 = 2.75$$

$C_p =$  Es un coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la misma región.

El coeficiente de pico ( $C_p$ ) es un término adimensional cuya variación está comprendida normalmente entre 0.56 y 0.69, aunque para áreas de montaña con fuertes pendientes el último valor puede ser superado y en las regiones llanas pueden llegar a ajustarse con ( $C_p$ ) menores a 0.5 inclusive.

Si consideramos:

$$C_2 = 2.75$$

$$C_p = 0.56$$

Entonces:

$$q_p = \frac{2.75 * 0.56}{21.26}$$

$$q_p = 0.0724 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2$$

A partir de un *hidrograma unitario deducido* en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva  $t_{rR}$  en horas, su tiempo de retardo en la cuenca  $t_{pR}$  en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje,  $q_{pR}$ , en  $\text{m}^3/\text{s} * \text{km}^2 * \text{cm}$ .

Si  $t_{pR}$  es muy diferente de  $5.5 * t_{rR}$ , el retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_{rR}}{4}$$

Ecuación II-26

Entonces:

$t_{rR} =$	0	2	4	6	8	horas
$t_{pR} =$	20.29	20.79	21.29	21.79	22.29	horas

$$t_{pR} = 21.29 \text{ horas}$$

- La relación entre  $q_p$  y el caudal pico por unidad de área de drenaje  $q_{pR}$  del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = \frac{q_p * t_p}{t_{pR}}$$

Ecuación II-27

Entonces:

$$q_{pR} = \frac{(0.0724 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2) * (21.26 \text{ horas})}{21.29 \text{ horas}}$$

$$q_{pR} = 0.07233 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2$$

4. El tiempo base  $t_p$  en horas del hidrograma unitario puede determinarse utilizando el hecho de que el área bajo el hidrograma unitario es equivalente a una escorrentía directa de 1 cm. Suponiendo una forma triangular para el hidrograma unitario, el tiempo base puede estimarse por:

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}}$$

Ecuación II-28

Donde  $C_3 = 5.56$ .

Entonces:

$$t_b = \frac{5.56}{0.07233 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2}$$

$$t_b = 76.86 \text{ horas}$$

5. El ancho en horas de un triángulo unitario a un caudal igual a cierto porcentaje del caudal pico  $q_{pR}$  esta dado por:

$$W = C_w * q_{pR}^{-1.08}$$

Ecuación II-29

Donde  $C_w = 1.22$  para un ancho del 75% y 2.14 para un ancho de 50%. Usualmente un tercio de este ancho se distribuye antes del momento en que ocurre el pico del hidrograma unitario dos tercios después de dicho pico.

Consideramos  $C_w = 1.22$  para un ancho del 75%:

$$W_{75\%} = 1.22 * (0.07233 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2)^{-1.08}$$

$$W_{75\%} = 21.15 \text{ horas}$$

Consideramos  $C_w = 2.14$  para un ancho del 50%:

$$W_{50\%} = 2.14 * (0.07233 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2)^{-1.08}$$

$$W_{50\%} = 36.51 \text{ horas}$$

### CAUDAL MÁXIMO

El caudal máximo está dado por:

$$Q_M = q_{pR} * A$$

Ecuación II-30

Dónde:

$Q_M =$  es el caudal maximo.

$q_{pR} =$  Caudal Pico por Unidad de Area.

$A =$  Area de la cuenca.

Entonces:

$$Q_M = (0.07233 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2) * (3673.00 \text{ km}^2)$$

$$Q_M = 265.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Se ha elegido el hidrograma unitario de Snyder, por lo que adoptamos como el caudal de diseño:  $Q_M = 265.00 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para un periodo de retorno de 225 años y una vida útil de 50 años.

### SECCIÓN HIDRÁULICA:

La sección debajo del puente tiene por finalidad permitir el paso del caudal de diseño, sin causar daños a la estructura, debido a la acción de la gravedad, asumiéndose que la superficie libre del líquido este en contacto con la atmosfera, de acuerdo a eso, el comportamiento hidráulico puede ser idealizado como un canal.

El nivel máximo de agua que se pasa por la sección hidráulica del rio se tiene aplicando la fórmula de deducida de MANNING:

$$Y_{MAX} = 0.29 * S^{-0.1875} * (Q_M * n)^{0.375}$$

Ecuación II-31

Dónde:

$Y_{MAX}$  = Tirante maximo de agua.

$Q_M$  = Caudal maximo de diseño.

$S$  = pendiente longitudinal del rio.

$n$  = Coeficiente de rugosidad segun Horton.

Entonces:

$$Y_{MAX} = 0.29 * 0.00405^{-0.1875} * (265.00 \text{ m}^3/\text{s} * 0.040)^{0.375}$$

$$Y_{MAX} = 1.97 \text{ m}.$$

Considerando la fórmula de Manning se tiene;

$$Q_M = \frac{1}{n} * A * \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} * S^{1/2} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * \frac{S^{1/2}}{n}$$

Ecuación II-32

$$Q_M = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * \frac{S^{1/2}}{n}$$

Ecuación II-33

Dónde:

$Y_{MAX}$  = Tirante maximo de agua.

$Q_M$  = Caudal maximo de diseño.

$S$  = pendiente longitudinal del rio.



$n =$  Coeficiente de rugosidad segun Horton

$A =$  Area de la seccion mojada.

$P =$  Perimetro de la seccion mojada

Entonces:

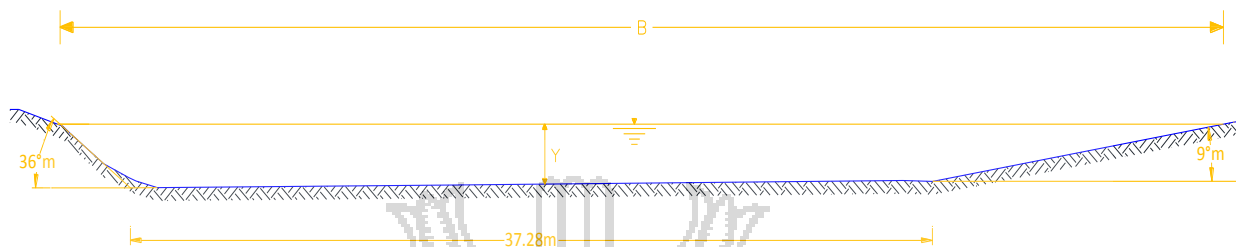


Figura II-10 Sección Hidráulica del Puente

$$265.00 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{\left(\frac{(37.28+7.69*Y)*Y+37.28*Y}{2}\right)^{5/3}}{(37.28 + 8.094 * Y)^{2/3}} * \frac{0.00405^{1/2}}{0.040}$$

$$0 = \frac{\left(\frac{(37.28+7.69*Y)*Y+37.28*Y}{2}\right)^{5/3}}{(37.28 + 8.094 * Y)^{2/3}} * \frac{0.00405^{1/2}}{0.040} - 265.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_{MAX} = 2.3313 \text{ m.}$$

Analizando los dos resultados adoptamos el tirante máximo:

$$Y_{MAX} = 2.33 \text{ m.}$$

**VELOCIDAD SUPERFICIAL DE DISEÑO:**

Según Robert Manning, la velocidad crítica u óptima para no producir erosión ni sedimentación, se usara el criterio de Kenedy que debe ser el 80% de la velocidad máxima.

$$V_D = 0.80 * Q/A$$

Ecuación II-34

Dónde:

$V_D =$  Velocidad de Diseño.

$Q =$  Caudal de diseño.

$A =$  Area de la seccion mojada.

Entonces:

$$V_D = 0.80 * \frac{265.00 \text{ m}^3/\text{s}}{107.81 \text{ m}^2}$$

$$V_D = 1.97 \text{ m/s.}$$

### **SELECCIÓN DE LA LUZ DEL PUENTE**

La luz del puente entre ejes, se determinó en base a tres factores fundamentales como son: Topografía, Hidráulica y economía.

La luz mínima recomendada es: **54.00 ml.**

### **ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN Y EROSIÓN**

En nuestro país la causa hidráulica más frecuente de fallo de puentes es la socavación, que tiene lugar en la zona de sus apoyos, la cual afecta las cimentaciones, ya sea por su insuficiente nivel de desplante o por su construcción inadecuada.

#### **SOCAVACIÓN POTENCIAL TOTAL**

La socavación potencial total es la combinación de cambios de elevación en el lecho.

La profundidad de socavación potencial total es la suma de la socavación general y la socavación local en los estribos.

$$Y_T = y_g + y_s$$

Ecuación II-35

Dónde:

$Y_T$  = Socavación potencial total (m).

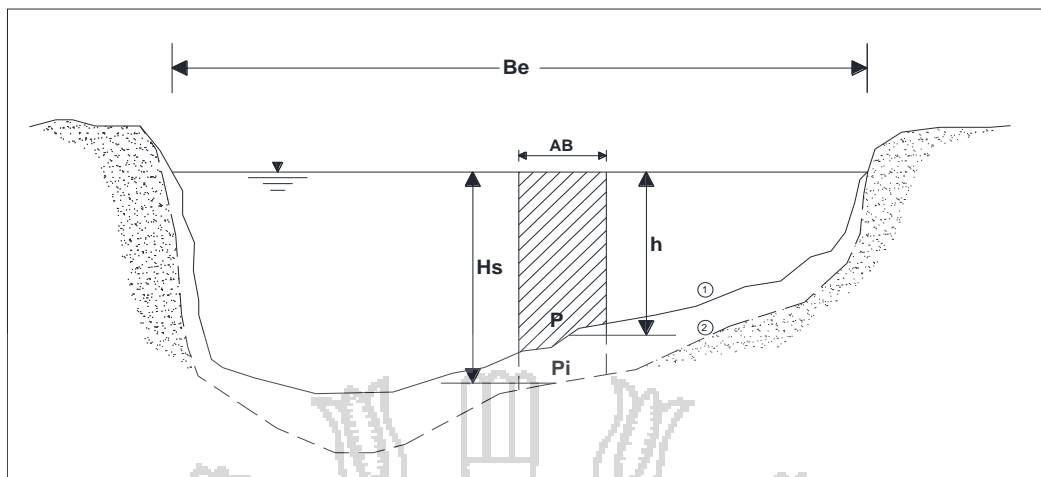
$y_g$  = Socavación General (m).

$y_s$  = Socavación Local (m).

#### **SOCAVACIÓN GENERAL**

La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones, de los pilotes y otras estructuras colocadas en el cauce de un río.

Para fines de estimación con el objeto de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador, consiste en calcular la máxima profundidad posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.



(1).- Perfil antes de la socavación  
 (2).- Perfil de equilibrio tras la socavación

Figura II-11 Sección Transversal del Cauce, Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

**Método de Lischtvan-Levediev**

- Para Suelos Granulares

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

$$H_s = \left[ \frac{\alpha * h^{5/3}}{0.68 * \beta * \mu * \varphi * D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+Z)}$$

Figura II-12

Dónde:

$H_s$  = Profundidad de socavación (m)

$h$  = Tirante de agua (m)

$D_m$  = Diámetro Característico del Lecho (mm)

$\beta$  = Coeficiente de frecuencia.

$\mu$  = Factor de corrección por contracción del cauce.

$\varphi$  = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$\alpha$  = Coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

$Z$  = Exponente Variable en función del diámetro medio de la partícula (mm)

\* Calculo del factor de corrección por contracción del cauce ( $\mu$ ).

En la siguiente tabla se muestra el factor de corrección por contracción de cauce  $\mu$ .

Tabla II-4 Factor de Corrección por Contracción del Cauce ( $\mu$ ).

V (m/s)	Luz Libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

(FUENTE: Juárez Badillo E. y Rico del Castillo A., 1992)

$V$  = Velocidad media en la sección transversal.

$\mu = 1.0$ , si no hay obtáculos.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y el estribo más próximo.

Entonces:

$$\mu = 0.95$$

\* Calculo de la profundidad media de la sección ( $H_m$ )

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

Ecuación II-36

Dónde:

$A$  = Area hidraulica ( $m^2$ )

$B_e$  = Ancho efectivo de la superficie de agua (m)

Entonces:

$$H_m = \frac{107.81 \text{ m}^2}{54.00 \text{ m}}$$

$$H_m = 2.00 \text{ m}$$

\* Calculo de coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

( $\alpha$ )

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} * B_e * \mu}$$

Ecuación II-37

Dónde:

$Q_d$  = Caudal de diseño maximo ( $m^3/s$ )

$H_m$  = Profundidad media de la sección (m)

$B_e$  = Ancho efectivo de la superficie de agua (m)

$\mu$  = Factor de corrección por contracción del cauce.

Entonces:

$$\alpha = \frac{2.65.00 \text{ m}^3/\text{s}}{(2.00 \text{ m})^{5/3} * 54.00 \text{ m} * 0.95}$$

$$\alpha = 1.63$$

\* Calculo de coeficiente de frecuencia ( $\beta$ )

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 * \log T_r$$

Ecuación II-38

Coeficiente de correlación o de ajuste =0.9910 (Higuera C. y Pérez G., 1989)

Dónde:

$T_r =$  Periodo de retorno

Entonces:

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 * \log(225)$$

$$\beta = 1.02$$

\* Calculo del diámetrocaracterístico del lecho ( $D_m$ )

$$D_m = D_{84} = \sum D_i * P_i$$

Ecuación II-39

Para obtener el diámetrocaracterístico del lecho del rio puede emplearse el  $D_{84}$  que toma en cuenta el acorazamiento del lecho, de acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC del 2008, en la pág. 95.

$$D_{84} = 61.55 \text{ mm}$$

\* Calculo del exponente variable en función del diámetro medio de la partícula ( $Z$ )

$$Z = 0.394557 - 0.04136 * \log D_m - 0.00891 \log^2 D_m$$

Ecuación II-40

Coeficiente de correlación o de ajuste =0.9983 (Higuera C. y Pérez G., 1989)

Dónde:

$D_m =$  Diametro Caracteristico del Lecho (mm)

Entonces:

$$Z = 0.394557 - 0.04136 * \log(61.55 \text{ mm}) - 0.00891 \log^2(61.55 \text{ mm})$$

$$Z = 0.29$$

\* Calculo del factor de corrección por forma de transporte de sedimentos ( $\varphi$ )

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

$$\varphi = 1.0, \quad \text{si } \gamma_m = 1.0 T/m^3 \text{ (agua clara)}$$

$$\varphi = -0.54 + 1.5143 * \gamma_m, \quad \text{si } \gamma_m > 1.0 T/m^3 \text{ (Lecho movil)}$$

Ecuación II-41

Coeficiente de correlación o de ajuste =0.9983 (Higuera C. y Pérez G., 1989)

Dónde:

$\gamma_m =$  Peso específico de la muestra agua sedimento ( $T/m^3$ )

Entonces:

Si  $\gamma_m = 1.005 T/m^3$

$$\varphi = -0.54 + 1.5143 * 1.005 T/m^3$$

$$\varphi = 0.9819$$

### \*CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL

Remplazamos todos los valores en la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha * h^{5/3}}{0.68 * \beta * \mu * \varphi * D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+Z}}$$

Ecuación II-42

$$H_s = \left[ \frac{1.59 * 2.33 m^{5/3}}{0.68 * 1.02 * 0.97 * 0.9819 * 61.55 mm^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+0.29}}$$

Ecuación II-43

$$H_s = 2.50 m$$

SOCAVACIÓN GENERAL ES:

$$y_g = H_s - h$$

Ecuación II-44

$$y_g = 2.50 m - 2.33 m$$

$$y_g = 0.17 m$$

Asumimos como:

$$y_g = 1.00 m$$

### SOCAVACIÓN LOCAL

La erosión local, o socavación es la remoción que realiza el agua del material sólido constituyente del lecho fluvial en los alrededores de ciertas estructuras como los pilares y estribos. En los estudios de puentes es importante efectuar un cálculo, lo más preciso posible, acerca de la profundidad de la erosión local

producida por los pilares y estribos, pues ella determinara la profundidad de la cimentación.

### **SOCAVACIÓN AL PIE DEL ESTRIBO**

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por los estribos, relacionado con el gasto total que se escurre por el rio, del talud que tienen los lados del estribo y el Angulo que el eje longitudinal forma con la corriente, está dada por:

$$H_T = K_\theta * K_Q * K_m * h$$

Ecuación II-45

Dónde:

$H_T$  = Profundidad del agua al pie del estribo medido desde la superficie libre de la corriente.

$K_\theta$

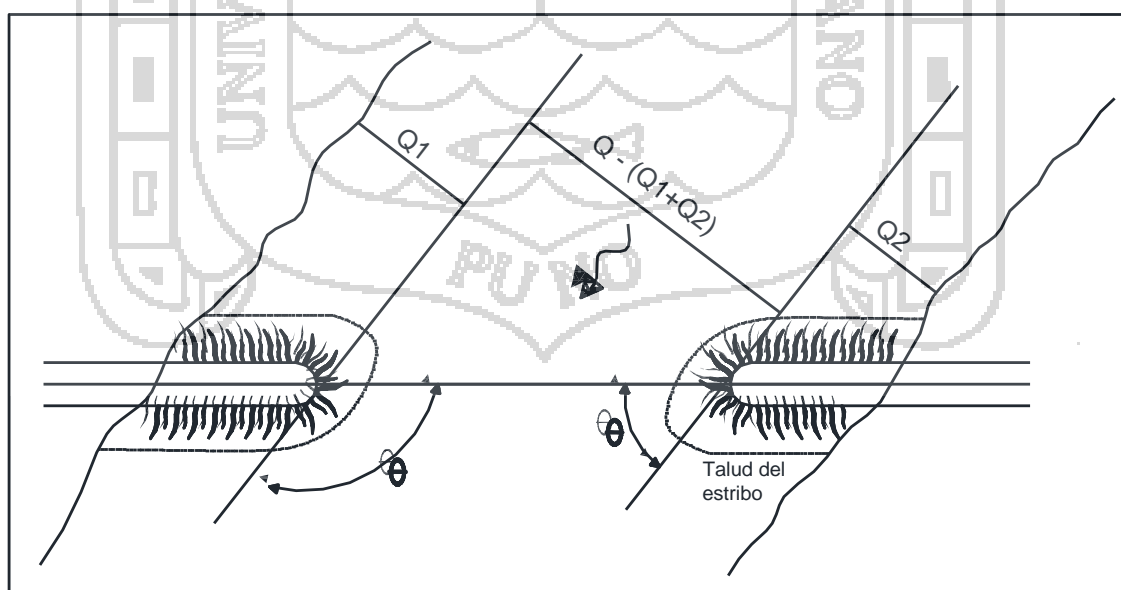
= Coeficiente que depende del angulo que forma el eje de puente con la corriente del rio  
(ver tabla N°).

$K_Q$

= Coeficiente que depende de la relacion entre el gasto teorico interceptado por el estribo  $Q_1$  y  $Q_2$  y el caudal total  $Q_d$  que escurre por la seccion transversal (ver tabla N°)

$K_m$  = Coeficiente que depende del talud que tiene los lados del estribo (ver tabla N°)

$h$  = Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigon antes de la socavacion



**En la Figura se muestra un croquis con la distribución de estribos**  
(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992)



Tabla II-5 Coeficiente de corrección  $K_\theta$

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

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

Tabla II-6 Coeficiente de corrección  $K_Q$

$Q_1/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_Q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.65	3.87	4.06	4.20

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

Tabla II-7 Coeficiente de corrección  $K_m$

Talud $m$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

mH:1V

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

- Socavación el en Estribo Izquierdo:

**Coeficiente de corrección  $K_\theta$**

Si:  $\theta = 104.00^\circ$

Entonces:

$$K_\theta = 1.033$$

**Coeficiente de corrección  $K_Q$**

Si:

$$Q_1 = 4.91 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_d = 265.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces:

$$K_Q = 0.37$$

**Coeficiente de corrección  $K_m$**

Si:

$$m = 0.00$$

Entonces:

$$K_m = 1.00$$

**Socavación el en Estribo Izquierdo**

Si:

$$h = 1.97 \text{ m}$$

Entonces:

$$K_m = 1.00$$

$$H_T = 1.033 * 0.37 * 1.00 * 1.97 \text{ m}$$

$$H_T = 0.76 \text{ m}$$

- Socavación el en Estribo Derecho:

**Coeficiente de corrección  $K_\theta$**

Si:  $\theta = 76.00^\circ$

Entonces:

$$K_\theta = 0.972$$

**Coeficiente de corrección  $K_Q$**

Si:

$$Q_2 = 4.91 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_d = 265.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces:

$$K_Q = 0.37$$

**Coefficiente de corrección  $K_Q$**

Si:

$$m = 0.00$$

Entonces:

$$K_m = 1.00$$

**Socavación el en Estribo Derecho**

Si:

$$h = 1.97 \text{ m}$$

Entonces:

$$K_m = 1.00$$

$$H_T = 0.972 * 0.37 * 1.00 * 1.97 \text{ m}$$

$$H_T = \mathbf{0.71 \text{ m}}$$

Para fines de diseño tomamos como:

$$H_T = \mathbf{1.00 \text{ m}}$$

### SOCAVACIÓN EN PILARES

El método que vamos a desarrollar en la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilares tanto en agua clara como en lecho móvil.

$$\frac{y_s}{h} = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * \left[ \frac{d}{h} \right]^{0.65} * Fr^{0.43}$$

Ecuación II-46

Dónde:

$$Fr = \frac{V}{(g * h)^{0.5}}$$

Ecuación II-47

$y_s$  = Profundidad de socavacion local

$h$  = Profundidad de flujo aguas arriba de la pila

$Fr$  = Numero de Froude en la seccion aguas arriba

$V$  = Velocidad media de flujo directamente aguas arriba del pilar

$K_1$  = Factor que depende de la forma del pilar (ver tabla N°)

$K_2$  = Factor que depende del angulo de ataque del flujo (ver tabla N°)

$K_3$  = Factor que depende de la rugosidad general del cauce (ver tabla N°)

$K_4$

= Factor que toma en cuenta el acorazamiento del sedimento del lecho (ver tabla N°)

**El coeficiente  $K_1$  depende de la forma del pilar**

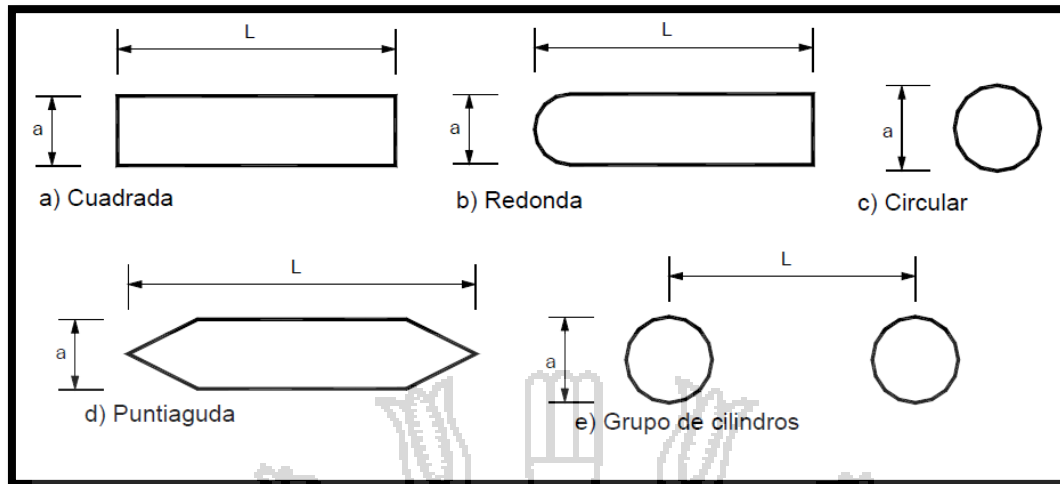


Figura II-13 Forma típica de los pilares, (Fuente:HEC-18, 1993)

Tabla II-8 Factor de Forma del pilar

Forma del pilar	Factor $K_1$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Nariz circular	1.0
Nariz puntiaguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

El coeficiente  $K_2$  depende del ángulo de ataque del flujo

Puede calcularse por la siguiente ecuación o por la siguiente tabla:

$$K_2 = (\cos\theta + L/d * \text{sen}\theta)^{0.65}$$

Si  $L/d$  es mayor de 12 se debe utilizar  $L/d = 12$  como valor máximo de  $K_2$

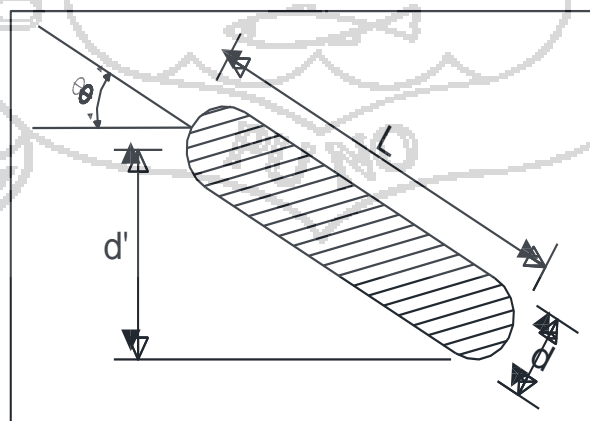


Figura II-14 donde se observa el pilar y el ángulo de ataque del flujo

Tabla II-9 Factor  $K_2$  de corrección para el Angulo de ataque de flujo

Angulo	Factor $K_2$		
	L/d=4	L/d=8	L/d=12
0	1.00	1.00	1.00
15	1.50	2.00	2.50
30	2.00	2.75	3.50
45	2.30	3.30	4.30
90	2.50	3.90	5.00

El coeficiente  $K_3$  depende de la rugosidad general del cauce

Tabla II-10 Factor  $K_3$  de corrección de Rugosidad General del Cauce

Características del fondo del cauce	altura de dunas (m)	Factor $K_3$
Aguas limpias	-	1.1
Fondo plano y anti dunas	-	1.1
Dunas pequeñas	$3 > H < 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > H > 3$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 9$	1.3

El coeficiente  $K_4$  toma en cuenta el acorazamiento del sedimento del lecho

Adopta el criterio de la siguiente Tabla

Tabla II-11 Factor  $K_4$  de Acorazamiento del Sedimento del Lecho

$D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{95} < 20 \text{ mm}$	$K_4 = 1.0$
$D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ y $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	$K_4 = 0.4 * (V_R)^{0.15}$

$$K_4 = 0.4 * (V_R)^{0.15}$$

Ecuación II-48

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0$$

Ecuación II-49

$$V_{icDx} = 0.645 * \left( \frac{D_x}{d} \right)^{0.053} * V_{cDx}$$

Ecuación II-50

$$V_{CDx} = 6.19 * h^{1/6} * D_x^{1/3}$$

Ecuación II-51

Dónde:

 $V_R$  = Relación de velocidad $V_1$  = Velocidad de aproximación inmediatamente aguas arriba del pilar (m/s) $V_{icDx}$ = Velocidad requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño  $D_x$  (m/s) $V_{icD95}$ = Velocidad requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño  $D_{95}$  (m/s) $V_{icD50}$ = Velocidad requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño  $D_{50}$  (m/s) $V_{CDx}$  = Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas del tamaño  $D_x$  (m/s) $V_{CD50}$ = Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas del tamaño  $D_{50}$  (m/s) $d$  = Ancho del pilar (m) $D_x$  = tamaño de partícula de tal manera que el  $x$  del material de lecho (m) $h$  = Profundidad del agua aguas arriba del pilar sin incluir socavación local (m)

### CALCULO DE LA SOCAVACIÓN EN EL PILAR

\*calcular número de froude

Si tenemos los valores de:

 $V_1 = 1.97$  m/s (Velocidad superficial de diseño) $h = 2.497$  m (Altura hasta la socavación General) $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup> (Gravedad)

Entonces:

$$Fr = \frac{1.97 \text{ m/s}}{(9.81 \text{ m/s}^2 * 2.497 \text{ m})^{0.5}}$$

$$Fr = 0.397$$

\*El coeficiente  $K_1$  depende de la forma del pilarSi sabemos que la forma del pilar **de Grupo de Cilindros**

Entonces según la tabla (II-8):

$$K_1 = 1.1$$

\*El coeficiente  $K_2$  depende del ángulo de ataque del flujo

Si:

 $\theta = 13.96^\circ$  (Ángulo de ataque del flujo respecto al eje del pilar) $L = 5.00$  m (Longitud mayor del pilar) $d = 0.50$  m (Longitud menor del pilar)

$$K_2 = 2.21$$

\*El coeficiente  $K_3$  depende de la rugosidad general del cauce

Si sabemos que la característica del fondo del cauce es un **fondo plano y anti dunas en algunos lugares y otros con dunas pequeñas**

Entonces según la tabla (II-10):

$$K_3 = 1.1$$

\*El coeficiente  $K_4$  depende de la rugosidad general del cauce

$$D_{50} = 0.0182 \text{ m}$$

$$D_{95} = 0.06265 \text{ m}$$

$$h = 2.497 \text{ m}$$

$$V_1 = 1.97 \text{ m/s}$$

Entonces:

Para el diámetro  $D_{50}$

$$V_{CD50} = 6.19 * 2.497 \text{ m}^{1/6} * 0.0182 \text{ m}^{1/3}$$

$$V_{CD50} = 1.8966 \text{ m/s}$$

$$V_{icD50} = 0.645 * \left( \frac{0.0182}{0.50} \right)^{0.053} * 1.8966 \text{ m/s}$$

$$V_{icD50} = 1.0263 \text{ m/s}$$

Para el diámetro  $D_{95}$

$$V_{CD95} = 6.19 * 2.497 \text{ m}^{1/6} * 0.06265 \text{ m}^{1/3}$$

$$V_{CD95} = 2.8635 \text{ m/s}$$

$$V_{icD95} = 0.645 * \left( \frac{0.0626}{0.50} \right)^{0.053} * 2.8635 \text{ m/s}$$

$$V_{icD95} = 1.6544 \text{ m/s}$$

Calculamos la relación de velocidad

$$V_R = \left[ \frac{1.97 \text{ m/s} - 1.0263 \text{ m/s}}{1.8966 \text{ m/s} - 1.6544 \text{ m/s}} \right] > 0$$

$$V_R = 3.883 \text{ m/s}$$

El coeficiente  $K_4$

$$K_4 = 0.4 * (3.883 \text{ m/s})^{0.15}$$

$$K_4 = 0.49$$

### Calculo de la socavación en el pilar

$$\frac{y_s}{h} = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * \left[ \frac{d}{h} \right]^{0.65} * Fr^{0.43}$$

$$\frac{y_s}{2.497 m} = 2.0 * 1.0 * 2.1 * 1.1 * 0.49 * \left[ \frac{0.50 m}{2.497 m} \right]^{0.65} * 0.397^{0.43}$$

$$y_s = 1.406 m$$

Para fines de diseño tomamos

$$y_s = 1.50 m$$

### SOCAVACION TOTAL

#### SOCAVACIÓN TOTAL EN ESTRIBOS

A partir de los análisis realizados se considera que la socavación total esta dad por

$$Y_T = 1.00 m + 1.00 m$$

$$Y_T = 2.00 m$$

#### SOCAVACIÓN TOTAL EN PILARES

A partir de los análisis realizados se considera que la socavación total esta dad por

$$Y_T = 1.00 m + 1.50 m$$

$$Y_T = 2.50 m$$

### PROTECCIÓN DE LOS PILARES

La solución más común para la protección de pilares de puentes frente a la erosión, es la colocación de mantos de escollera alrededor del pilar. Dentro de las ventajas, se tiene que es una medida de protección eficaz y versátil, y ofrece facilidad de reposición o flexibilidad por reacomodo de sus elementos ante una erosión imprevista.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de mantos de escolleras desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes condiciones:

- La colocación del manto de escollera debe efectuarse por lo menos hasta la profundidad que alcanza la socavación general y por contracción y en lo posible hasta un profundidad de tal manera que no se desarrolle la socavación local.

- Para realizar en dimensionamiento de los fragmentos de roca a usar en la escollera existen varios métodos, en la presente tesis utilizamos el método del HEC-18.
- La escollera de protección debe contar por lo menor de dos capas de material y deberá estar provisto de un filtro para evitar que el sustrato ascienda entre los intersticios de las rocas.
- La disposición del manto de escollera puede ser efectuado de dos maneras, la primera cubriendo todo el pilar o solamente en el extremo aguas arriba de cada pilar.
- Extender el ancho de la escollera al menos 2.5 veces el ancho del pilar, medido desde la cara externa del pilar en forma de aureola alrededor de este.
- Previa evaluación, se recomienda realizar trabajos de mantenimiento y reparación del manto de escollera, luego del paso de avenidas.

### METODO PROPUESTO EN HEC-18 (1993)

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilares contra socavación y no debe ser empleado para puentes en construcción, ya que las nuevas estructuras deben proyectarse para ser estables. La siguiente ecuación se usa para encontrar en tamaño de la roca de protección.

$$D_{50} = \frac{0.692 * (K * V)^2}{2 * g * (G_s - 1)}$$

Ecuación II-52

Dónde:

$D_{50}$  = Diámetro medio de la roca (m)

$K$  = Coeficiente de forma del pilar

( $K = 1.5$  Para pilares con nariz redonda,  $K = 1.7$  para pilares con nariz rectángula)

$V$  = Velocidad de flujo sobre el pilar (m/s)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$G_s$  = Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65

Para determinar la velocidad sobre el pilar cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce ( $V = Q/A$ ) se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilares ubicados próximos a las llanuras de inundación en ríos rectos hasta 1.7 para pilares próximos a la curvatura interna del río.

Si consideramos:

$$K = 1.5$$

$$V = 1.97 \text{ m/s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$G_s = 2.65$$



Entonces:

$$D_{50} = \frac{0.692 * (1.5 * 1.97 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * (2.65 - 1)}$$

$$D_{50} = 0.186 \text{ m}$$

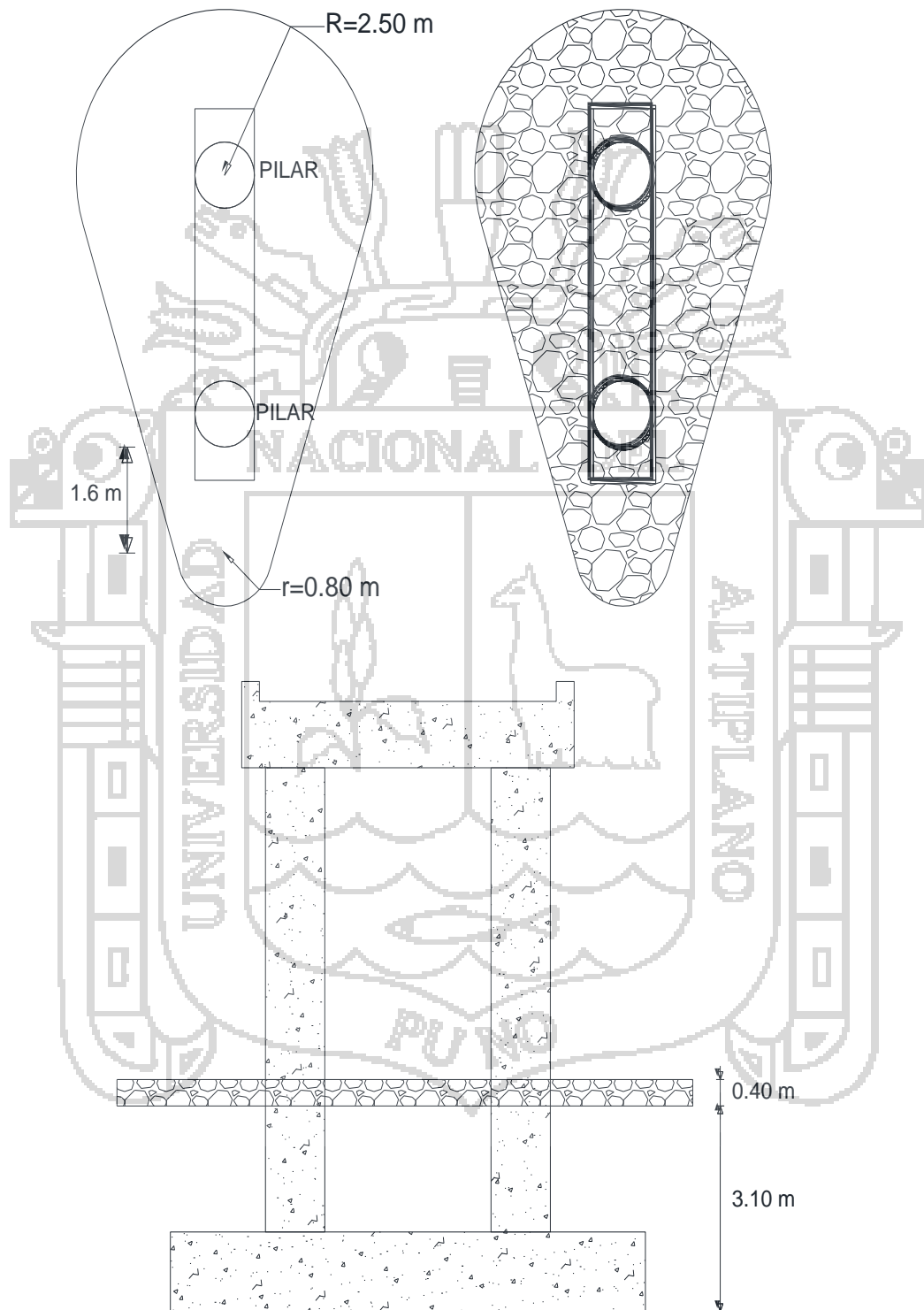


Figura II-15 PROTECCION DEL PILAR (Ingeniero Rodríguez Zubiarte)

PREDIMENCIONAMIENTO

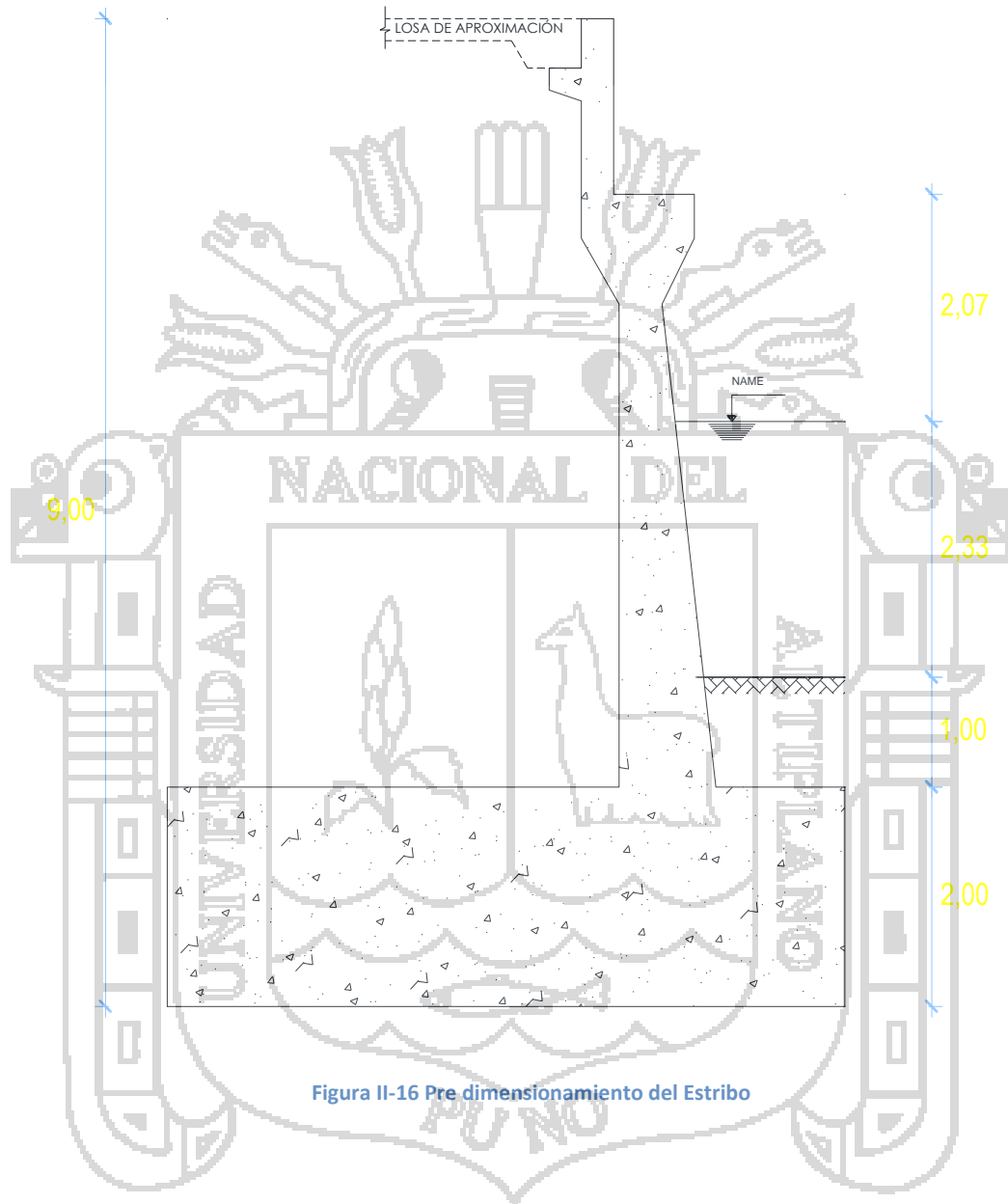


Figura II-16 Pre dimensionamiento del Estribo

## 2.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

### 2.3.1. ESTUDIO GEOLÓGICO

#### 2.3.1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO GEOLÓGICO

El presente estudio geológico, realizado a nivel de reconocimiento, tiene como objetivo principal proporcionar el conocimiento geológico parcial del área de estudio, como base para la interpretación y fundamentación del estudio geotécnico, y además establecer las características geológicas más importantes del lugar donde se ubica el proyecto.

#### 2.3.1.2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA CUENCA

La cuenca interandina, según Moon (1938) y otros autores definen como una formación joven, cuyo origen puede tenerse a la segunda mitad del Mioceno (alrededor de 10 a 15 millones de años), Newell (1949) opina “hay abundante evidencia que en el mioceno las montañas más jóvenes fueron erosionados a una llanura de poco relieve del levantamiento del arco andino.

##### a) GEOMORFOLOGIA REGIONAL

Dentro del contexto geomorfológico regional que enmarca a la cuenca delimitada por el proyecto se tiene dos unidades morfoestructurales Cordillera Oriental y Altiplano Oriental.

Cordillera Oriental: se ubica al Este de los valles interandinos, son montañas formadas en el paleozoico, mas montañas alcanzan hasta 6000 m de altitud.

Esta conformadas por rocas del precámbrico y paleozoico, paralelas a la cordillera occidental. La Cordillera Orienta es menos elevada que la cordillera occidental salvo en su sector meridional.

La formación de la Cordillera Oriental se inicia durante el tectonismo hercinico (devónico) sobre un basamento precámbrico. El levantamiento fue controlado por fallas regionales longitudinales.

Altiplano Oriental: Esta unidad Morfoestructural es reconocida desde estribaciones de la cordillera Oriental hasta la intersección con el Altiplano Occidental. En general, esta unidad se caracteriza por su topografía llana, a veces con muy suave ondulamiento, y por una cadena de cerros circundando a conos volcánicos con altitudes que van de 3800 a 4800 m.s.n.m.

La antiplanicie, se considera como resto de una peniplanicie formada a una altura relativamente baja durante el Terciario Medio a superior.

Del material aluvial, fluvio glaciar y lacustre que forman las planicies o pampas, se desprende que ellas se han producido por el relleno parcial de las cuencas relativamente cerradas.

#### **b) GEOMORFOLOGÍA LOCAL**

Localmente, la evolución Geomorfológica del área en estudio está en función a los depósitos aluviales que derivan de las diferentes unidades geomórficas existentes, como:

- Altiplanicie: está representado por la pequeña planicie o cubeta Yauri: en general esta unidad tiene una extensión considerable y se desarrolla sobre altitudes que oscilan entre 3900 y 4000 m.s.n.m. con una superficie relativamente ondulada en la que algunas veces se presenta cauces antiguos de ríos abandonados. Los ríos actuales desarrollan meandros sobre esta superficie.
- Cerros: Esta unidad ampliamente difundida, la constituyen elevaciones que fluctúan entre los 4000 y 4500 m.s.n.m. en la que la acción geodinámica de las quebradas en las partes altas es muy activa, como en el caso de la cordillera de Laramani, donde se observa fuerte socavación de las paredes laterales de valles de sección transversal en "V" con pendientes abruptas.
- Valles o Cañones: Esta unidad es objeto de la acción activa de los fenómenos de geodinámica externa lo que hace que las geoformas sean relativamente inestables, con pendientes abruptas que tienden a desarrollar cada vez valles más profundos de sección transversal "V".
- Lomadas: Esta unidad Geomorfológica está constituida por promontorios aislados o contiguos que se desarrollan al pie de la unidad denominada Cerros: tiene superficies de forma suavemente onduladas con altitudes entre los 4000 a 4200 m.s.n.m. y laderas con pendientes suaves y litología arcillo arenisca por lo que son aprovechadas para agricultura.

#### **c) MARCO GEOLÓGICO REGIONAL**

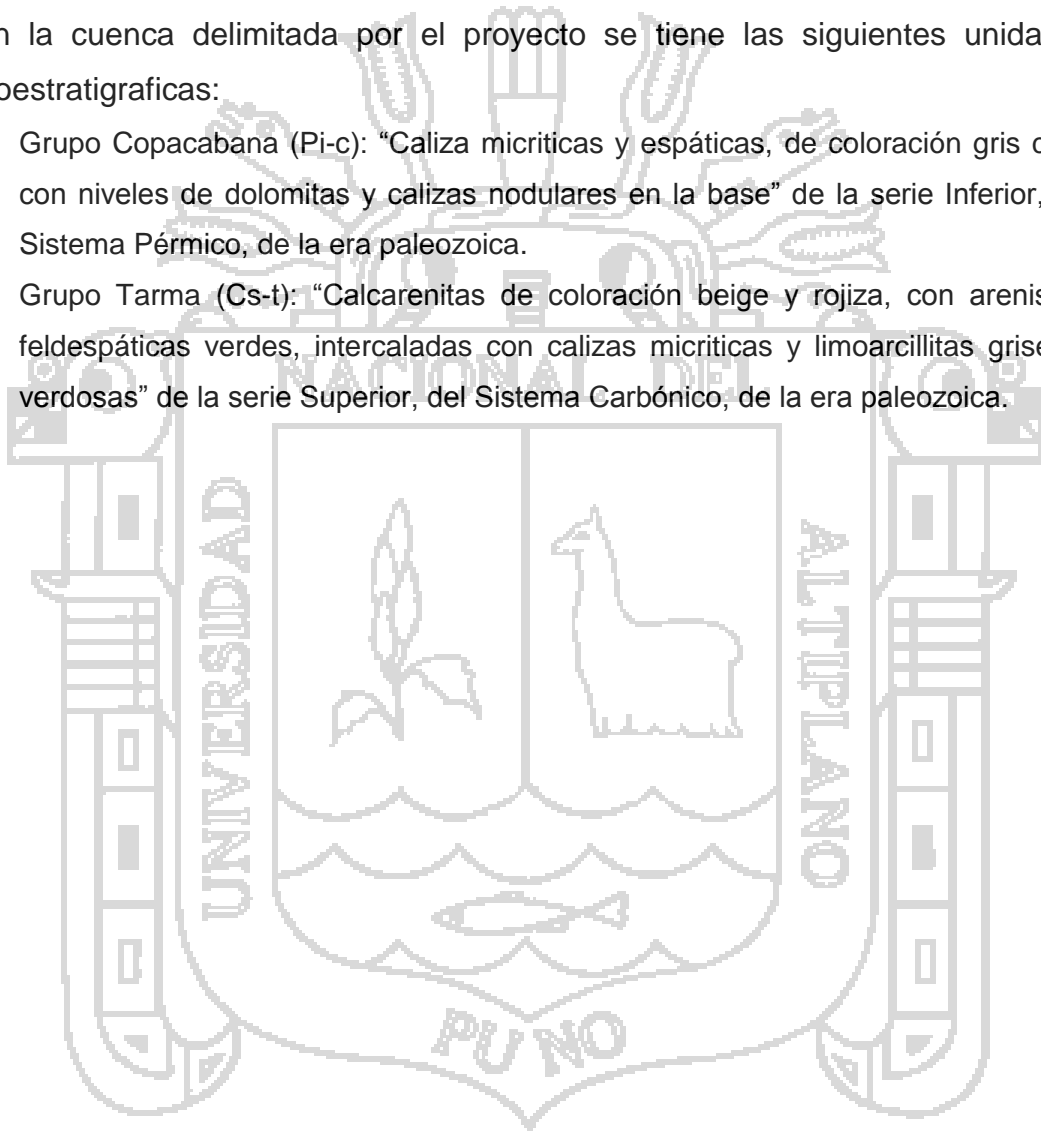
El área de estudio se localiza geológicamente en las unidades denominadas "Cordillera Oriental y Altiplano Oriental", observando la ubicación exacta del proyecto nos encontramos que el Distrito de San Antón se encuentran las siguientes unidades lito estratigráficas.

- Depósitos Aluviales 1 (Qh-al1): "gravas y arenas en matriz areno-limosa", de la serie Holoceno, del Sistema Cuaternario, de la era Cenozoica.

- Depósitos Aluviales 2 (Qh-al2): “Gravas y arenas mal seleccionadas en matriz areno-limosa, incluye depósitos terraza y conos deyeativos”, de la serie Holoceno, del Sistema Cuaternario, de la era Cenozoica.
- Grupo Mitu (PsT-mi): “Conglomerados Polimicticos, con clastos subagulosos a sub redondeados de calizas y areniscas, intercaladas con limolitas y limoarcillitas de coloración rojiza. Haciendo el tope niveles volcánicos de composición andesítica” de la serie superior, del Sistema Pérmico, de la era paleozoica.

En la cuenca delimitada por el proyecto se tiene las siguientes unidades litoestratigraficas:

- Grupo Copacabana (Pi-c): “Caliza micriticas y espáticas, de coloración gris clara con niveles de dolomitas y calizas nodulares en la base” de la serie Inferior, del Sistema Pérmico, de la era paleozoica.
- Grupo Tarma (Cs-t): “Calcarenitas de coloración beige y rojiza, con areniscas feldespáticas verdes, intercaladas con calizas micriticas y limoarcillitas grises y verdosas” de la serie Superior, del Sistema Carbónico, de la era paleozoica.





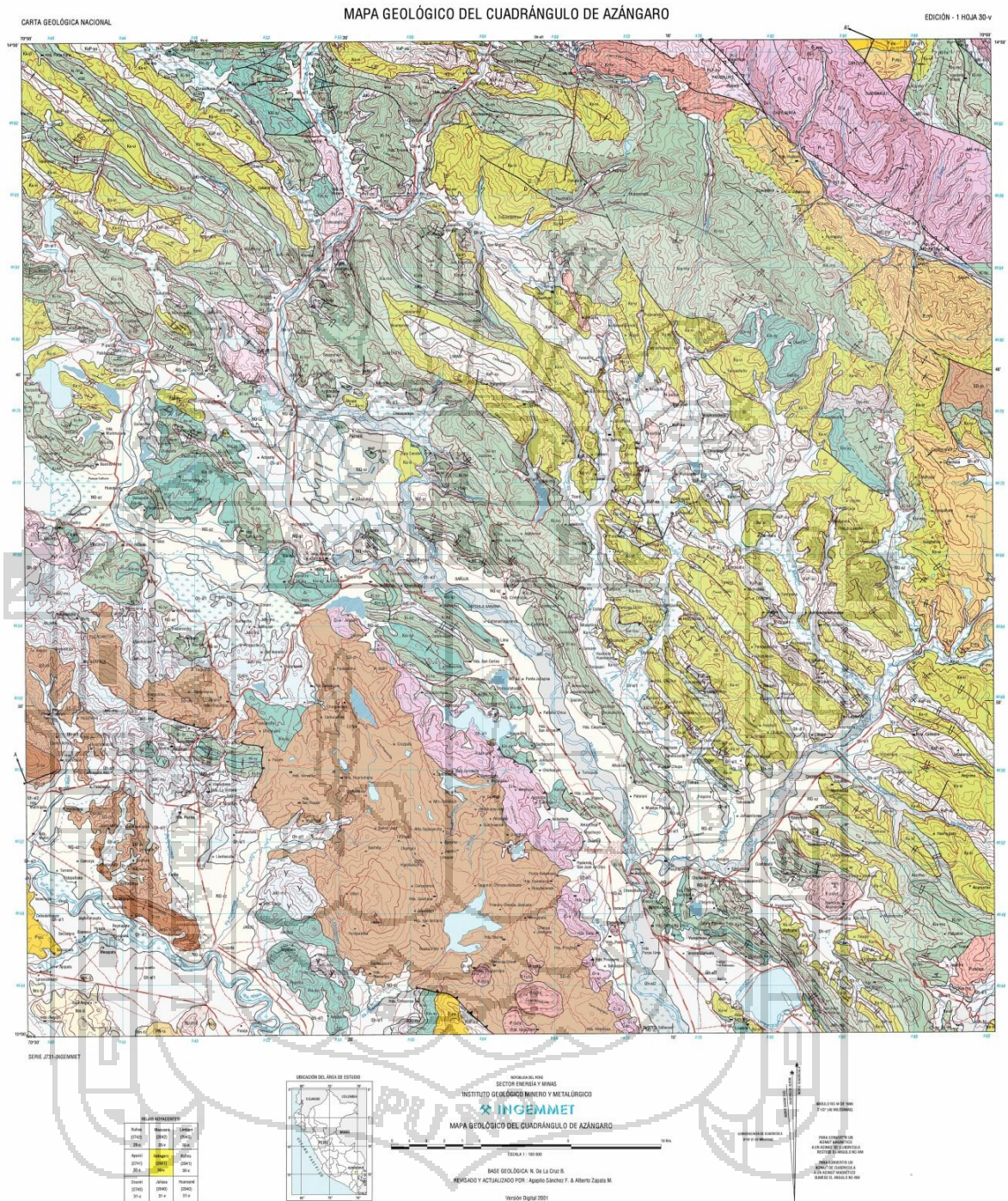


Figura II-17 Mapa Geológico del Cuadrángulo de Azángaro

#### d) geología estructural de la cuenca

Esta unidad estructural muy importante a lo largo de la historia geológica del área ha jugado un rol importante para la sedimentación jurásica y cretácea, así como en la evolución de la Cuenca Putina y posteriores eventos geológicos. Este alto estructural se encuentra a manera de una faja longitudinal kilométrica de clara orientación Noroeste-Sureste constituido esencialmente por rocas paleozoicas. Este alto estructural se ha producido al parece por fallamientos en bloques y casi siempre conforme un conjunto de movimientos verticales moderados o débiles durante las fases tectónicas.

Suprayaciendo a las rocas paleozoicas se encuentran afloramientos de edad cretácea (Fms. Arcurquina, Muni y Huancane) que presentan en forma aislada pequeños fallamientos que ponen en contacto las calizas huatasane con las areniscas Huancane: una de estas estructuras es observada al Norte del pueblo de Azangaro.

#### e) MATERIALES DE CONSTRUCCION Y FUENTES DE AGUA

Los principales requerimientos de materiales de construcción están relacionados con los agregados gruesos y finos para la preparación del concreto, material para el enrocado para protección de estribos y pilares, también es necesario material para la base y sub-base que serán utilizados en los accesos del puente.

##### **Agregado Grueso y Fino para el Concreto**

- Cantera 1 : Rio Soratira
- Ubicación : Lecho del Rio San Anton 0.5 Km Aguas Abajo del puente propuesto
- Potencia :  $> 18000 m^3$
- Acceso : Directo mediante un camino afirmado
- Distancia : Ver esquema Grafico
- Metodo de Explotacion : Doble Zarandeo
- Eficiencia : 90%
- Propietario : No tiene
  
- Cantera 2 : Kajchata
- Ubicación : Lecho del Rio Soratira 1.5 Km Aguas Arriba del puente propuesto



- Potencia :  $> 20000 m^3$
- Acceso : Mediante un camino afirmado
- Distancia : Ver esquema Grafico
- Metodo de Explotacion : Doble Zarandeo
- Eficiencia : 95%
- Propietario : No tiene
- **Material para Base y Sub-Base del Pavimento**
  - Cantera 1 : Huacacunca
  - Ubicación : A 2.0 km en direccion al centro poblado de Soratira
  - Potencia :  $> 25000 m^3$
  - Acceso : Mediante un camino afirmado
  - Distancia : Ver esquema Grafico
  - Metodo de Explotacion : Directo
  - Eficiencia : 100%
  - Propietario : No tiene

#### Fuente de Agua

- Fuente : Rio San Anton
- Metodo de Explotacion : Decantacion de Sedimentos

### 2.3.2. ESTUDIO DE GEOTECNIA

#### 2.3.2.1. GENERALIDADES

Según Herrera (1996), el estudio de suelos y geotecnico tiene como objetivo fundamental la obtencion de parametros de suelo de cimentacion, con el fin de establecer el tipo de cimentacion y se garantice la estabilidad desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad.

El proceso de indentificar las capas de depositos que subyacen a una estructura propuesta y sus caracteristicas fisicas generalmente se denomina *exploracion del subsuelo*. Su proposito es obtener informacion que ayude al ingeniero Geotcnista en:

- Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentacion adecuada para una estructura dada.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentacion.
- Detectar problemas potenciales de la cimentacion (Por ejemplo, suelos expansivos, suelos colapsables, relleno sanitario, etc.)
- Determinar la pasion del nivel freatico.



- Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retención, tablaestacas y cortes arriostados.
- Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del suelo.

La exploración del subsuelo también puede ser necesaria cuando se contemplan adiciones y alteraciones a estructuras existentes.

Este estudio se ha dividido en tres etapas: la primera que corresponde a los trabajos de campo, la segunda parte corresponde al trabajo en laboratorio y la tercera parte corresponde a los trabajos en gabinete. Cada uno de estos trabajos se ha realizado en forma programada y consecutiva, teniendo en cuenta la correcta interpretación de datos.

### 2.3.2.2. TRABAJO DE CAMPO

Los trabajos de campo se realizaron de acuerdo al tipo de estrato predominante y de acuerdo a la naturaleza de los depósitos subyacentes, los cuales se han determinado previamente con el estudio geológico de la zona de estudio.

#### ENSAYOS DE CAMPO

El método usado en el presente estudio para la obtención de la muestra es por medio de una calicata.

El método usado para determinar la resistencia a la penetración del suelo es el, *Método de Ensayo Normalizado para la Auscultación con Penetrometro Dinámico Ligero de Punta Cónica (DPL)*, fueron aprobados por el Comité Técnico de Pruebas de Penetración de Suelos de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, de acuerdo con la Sociedad Sueca de Geotecnia y el Instituto Sueco de Geotecnia (1989).

El ensayo del DPL (*Dynamic Probing Light*) representando el más bajo rango de masa de penetrometro dinámico usado mundialmente: la profundidad de investigación para obtener resultados confiables es de 8 m aproximadamente. Emplea un martillo de 10 kg. Y cae libremente a una altura de 50 cm. **NTP 339.159 (2001)**. Este ensayo permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno de penetración. Los valores

determinados con este ensayo correlacionados con el valor N del ensayo SPT, estimandose así los parámetros físicos mecánicos del suelo.

### **Procedimiento**

Se especifica el criterio para el propósito de una prueba. La profundidad requerida dependerá de las condiciones locales y el propósito de la prueba particular.

Los sondeos se efectúan verticalmente a menos que se indique de otra forma. Los equipos de sondeo se apoyarán firmemente, las tuberías y el cono deberán ser niveladas inicialmente para que las barras ingresen verticalmente. Puede requerirse una perforación previa de poca profundidad.

Para la auscultación de suelos con varillaje libre, por ejemplo, en aguas y perforaciones, se debe evitar que este se doble durante la prueba.

La velocidad de ejecución del proceso se debe mantener constante dentro de los límites obtenidos a partir de las mediciones realizadas en un proyecto. El cambio de varillaje debe llevarse a cabo sin demora y registrarse en el informe de medición. Un retraso de más de dos minutos de duración en la ejecución de la prueba se considera como una interrupción, la misma que se debe registrar en el informe y diagrama de medición indicando la duración del retraso.

La velocidad de ejecución de la prueba se debe ejecutar con una secuencia de 15 a 30 golpes por minuto. En suelos de grano grueso con alta permeabilidad al agua la secuencia puede aumentar a un máximo de 60 golpes por minuto.

El movimiento giratorio del varillaje se debe girar en cada metro por lo menos una vuelta y media en sentido horario para asegurar el acoplamiento por presión de las varillas y prevenir el desenroscamiento. Se debe establecer cualitativamente (fácil, medianamente difícil y difícil de girar) la influencia del rozamiento de las capas en la resistencia a la ejecución de la auscultación. Los resultados se deben registrar en el informe de medición.

Al finalizar la auscultación se debe registrar la profundidad alcanzada en el informe y diagrama de medición, indicando si la auscultación concluye en el momento previsto o de lo contrario, indicar la causa de la interrupción. Se

deben comparar las mediciones de la profundidad con la longitud del varillaje y en el informe de medición se debe añorar el número de varillas utilizadas.

La medición para la determinación de la resistencia a la penetración, se deben contar los golpes por cada 10 cm de profundidad de penetración  $N_{10}$ , en suelos de muy poca resistencia, donde la penetración asciende a más de 10 cm por golpe, se debe indicar la penetración por golpe.

El (DPL) es el único ensayo de campo que logro realizar por las siguientes razones, la primera es que el Ensayo de Penetración Estándar no lograría ingresar por la capa del tipo de suelo y subsuelo que se encuentran en el lugar del proyecto y segundo como se trata de un tema de tesis seria antieconómico realizar otros ensayos de mayor costo.

Así mismo se plantea la profundidad de sondeo de exploración mediante el ensayo del DPL según la norma técnica peruana en el ítem 2.3.2. (c) nos indica que: “La profundidad de socavación +Profundidad 1.5 (base)”.

Para ello según el pre dimensionamiento que se tiene para la altura de estribos y/o pilar se tiene de 10m y su ancho de zapata es de 6.30m por efecto la profundidad de sondeo total es 11.45m.

Por el tipo de terreno que se presenta el ensayo de DPL solo ingreso hasta 6.30m del lecho del rio.

### **2.3.2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO**

#### **ENSAYOS DE IDENTIFICACION DE MUESTRAS**

##### **a) Análisis Granulométrico de Suelos por Tamiz-MTC E 107-2000 (ASTM D 422 y AASTHO T 88)**

El objetivo del ensayo es determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de partículas de suelo. Según lambe (1953) en el ensayo es necesario que la muestra del suelo este desmenuzado y seco, debe pasar por una serie de tamices y dispuestas en columnas y ordenadas en forma creciente, para luego presentar en un gráfico llamada curva granulométrica, propuesta por Talbot.

Se realiza mediante la técnica del cribado que es adecuado para suelos granulares. La distribución de los tamaños puede revelar algo referente a las propiedades físicas y características del suelo, en efecto, la experiencia indica que los suelos granulares bien graduados o sea con una amplia gama de tamaños tiene un comportamiento ingenieril más favorable.

**b) Determinación del Limite Liquido de los Suelos - MTC E 110-2000 (ASTM D 4318 y AASTHO T 89)**

El limite liquido de un suelos es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando este de halla en el límite entre el estado plástico y el estado líquido. Se ha determinado con la humedad en porcentaje a la cual una masa de suelos fluye ante 25 golpes de caída libre en el aparato estándar de Casagrande.

**c) Determinación del Limite Plástico (L.P.) e Índice de Plasticidad (I.P.) - MTC E 111-2000 (ASTM D 4318 y AASTHO T 90)**

Se denomina limite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de suelo de unos 3.2 mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelos entre la palma de la mano y una superficie lisa (vidrio esmerilado), sin que dichas barritas se desmoronen.

El índice de plasticidad (I.P.) es un indicador del rango pastico de los suelos y se obtiene simplemente restando entre el límite plástico y el límite líquido.

$$IP = LL - LP$$

**d) Método de Ensayo para determinar en Contenido de Humedad de un Suelo - MTC E 108-2000 (ASTM D 2216)**

La humedad o contenido de humedad de un suelos es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dad de suelo, al peso de las partículas sólidas. Se determina para fines de ingeniería , sus valores son variables para conocer las propiedades fisca de un suelo.

**e) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

Este método se ha realizado de acuerdo a la norma ASTM D 2487, y el objetivo de este ensayo fue identificar y agrupar adecuadamente los suelos de acuerdo a la distribución del tamaño de sus partículas y de acuerdo a su plasticidad.

## ENSAYOS DE CARACTERIZACION

### a) Densidad natural y Seca ASTM 1556

Se realiza mediante el método de cono de arena por ser el más adecuado para arenas y gravas. Consiste básicamente en determinar el peso volumétrico de la muestra in-situ y la humedad en condiciones naturales, esta prueba se realiza solo en estratos inferiores donde es probable que se emplace la cimentación, puesto que el estrato superior es relleno.

### b) Densidad Máxima y Mínima ASTM 698

Para determinar los pesos específicos en seco máximo y mínimo se propuso varios métodos, uno práctico es el presentado por Karl Terzaghi y Perk (1948) para gravas y arenas de este se denota o deriva el método de Bowles (1977).

### c) Densidad Relativa ASTM 2049

Según Karl Terzaghi, fue quien definió como una medida de la compactación de un suelo de las relaciones, en su estado más suelto, natural y máximo.

En 1977 basados en los ensayos de STP-523, llevados en el comité D-18 de la ASTM, de los suelos no cohesivos tendrá bastante significado, ya que la norma vigente para la determinación acepta varios aportes.

### d) Densidad Relativa

Puede expresarse en términos de peso específico seco, o:

$$D_r(\%) = \left\{ \frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right\} * \frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} * 100$$

Ecuación II-53

Dónde:

$\gamma_d$  = Peso Específico Seco in situ

$\gamma_d(max)$ 

= *Peso Especifico seco en el estado mas denso: es decir, cuando la reacion de vacios es  $e_{min}$*

 $\gamma_d(min)$ 

= *Peso Especifico seco en el estado mas suelto: es decir, cuando la reacion de vacios es  $e_{max}$*

### CORRELACION ENTRE LOS ENSAYOS DEL DPL Y EL SPT

El valor de N (SPT) es determinado a partir de la correlación planteada por el Ing. A. Martínez V. en el XIII congreso de Ingeniería Civil (Puno, 1990) el cual permite determinar el valor de N cuando se usa penetrometros de diámetros y energías distintas.

$$N_{SPT} = N_{DPL} * \frac{W_{DPL} * H_{DPL}}{A_{DPL} * E_{DPL}} * \frac{A_{SPT} * E_{SPT}}{W_{SPT} * H_{SPT}}$$

Ecuación II-54

Dónde:

$N_{SPT}$  = *Numero de golpes por 30 cm. del SPT*

$N_{DPL}$  = *Numero de golpes por 10 cm. del DPL*

$W_{DPL}$  = *Peso del martillo del DPL (10 kg)*

$W_{SPT}$  = *Peso del martillo del SPT (63.50 kg)*

$H_{DPL}$  = *Altura de la caída del DPL (50 cm.)*

$H_{SPT}$  = *Altura de caída del SPT (76.20 cm)*

$A_{DPL}$  = *Area de la seccion Transversal del punta DPL (4.82 cm<sup>2</sup>)*

$A_{SPT}$  = *Area de la seccion Transversal del punta SPT (20.27 cm<sup>2</sup>)*

$E_{DPL}$  = *Distancia de penetracion(10 cm)*

$E_{SPT}$  = *Distancia de penetracion(30 cm)*

Sobre la base de esta relación y una serie de registros recopilado de ensayos DPL y SPT ejecutados en una misma zona de diferentes proyectos, se ha obtenido que el promedio del número de golpes para tres tramos de 10 cm de penetración del ensayo DPL equivale al número de golpes para 30 cm de penetración del ensayo SPT.

## TERZAGHI Y PECK

La modalidad de la aplicación está relacionada con el número de golpes, densidad relativa y el ángulo de rozamiento interno, en forme independiente de la profundidad a la que se efectuara el ensayo.

La resistencia a la penetración en medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas, proponiéndose relacionar "N" con la resistencia de las arcillas y con sus resistencia a la compresión simple medida en laboratorio sobre muestra inalterada.

Tabla II-12 Resistencia a la Penetración del Suelo

"N" N° DE GOLPES	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA (SUELOS COHESIVOS)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm <sup>2</sup> )
2	Muy blanda	0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Media	0.50 - 1.00
8 - 15	Firme	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy Firme	2.00 - 4.00
30	Dura	4.00
"N" N° DE GOLPES	COMPACIDAD DE LA ARENA (SUELOS NO COHESIVOS)	
0 - 4	Muy suelta	
4 - 10	Suelta	
10 - 30	Medianamente compactada	
30 - 50	Densa	
> 50	Muy Densa	

## FACTOR DE CORRECCION DEL NUMERO DE GOLPES

Se estima parámetro de corrección por sobrecargas en arenas, realizado con SPT, está definido como la relación entre la resistencia medida por el SPT para una presión vertical efectiva (Presión Geoestática). En la práctica el valor del número de golpes corregido  $N_c$  se obtiene según Hasen y Thoumbum (1974):

$$N_c = 0.77 * \log\left(\frac{200}{\sigma}\right) * N;$$

Ecuación II-55

Dónde:

$N_c$  = Valor del numero de Golpes corregido.

$N$  = Numero de golpes cada 30 cm. del SPT

$\sigma$  = Presion vertical Efectiva en Ton/m<sup>2</sup>

### ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO $\varphi$

Se estima en ángulo de fricción en función del número de golpes, a continuación se menciona algunas expresiones para su correspondiente cálculo:

➤ **SEGÚN PECK:**  $\varphi = 28.5^\circ + (0.4 * N_c)$

Ecuación II-56

➤ **SEGUN KISHIDA:**  $\varphi = 15^\circ + \sqrt{18 * N_c}$

Ecuación II-57

➤ **SEGÚN JAPAN NATIONAL RAILWAY:**  $\varphi = 27^\circ + (0.3 * N_c)$

Ecuación II-58

➤ **SEGUN ROAD BOREAU:**  $\varphi = 15^\circ + \sqrt{15 * N_c}$

Ecuación II-59

Dónde:

$\varphi$  = Angulo de rozamiento interno.

$N_c$  = Numero de golpes corregido.

### SEGÚN MEYERHOF (1956)

El ángulo de rozamiento interno para suelos granulares, se estima en base a la densidad relativa por medio de la siguiente expresión:

$$\varphi = 25 + 0.15 * D_r; \text{ para suelos con } + 5\% \text{ de arena fina y limos.}$$

$$\varphi = 30 + 0.15 * D_r; \text{ para suelos con } - 5\% \text{ de arena fina y limos.}$$

### SEGUN TERZAGHI Y PECK (1967)



Tabla II-13 Angulo de Rozamiento interno Según el Tipo de suelo (SEGUN TERZAGHI Y PECK)

TIPO DE SUELO	ESTADO SUELTO	ESTADO DENSO
Limo	27° - 30°	30° - 34°
Arena Limosa	27° - 33°	30° - 35°
Arena Uniforme	28°	34°
Arena Bien Graduada	33°	45°
Grava Arenosa	35°	50°

### SEGUN CONFORTH (1972)

Tabla II-14 Angulo de Rozamiento interno Según el Tipo de suelo (SEGUN CONFORTH)

TIPO DE SUELO	$\phi$ EN GRADOS	TAN $\phi$
Arena Uniforme a Media	26° - 30°	0.5 - 0.6
Arena Bien Graduada	30° - 34°	0.6 - 0.7
Arena y Grava	32° - 36°	0.6 - 0.7

### SEGUN CARLOS VILLALAZ Y LAMBE-WHITMAN

Tabla II-15 Angulo de Rozamiento interno Según el Tipo de suelo (SEGUN VILLALAN Y LAMBE)

DESCRIPCION	$D_r$	$\phi$	DESCRIPCION
Muy Floja	0% - 15%	28°	Muy Suelta
Floja	16% - 35%	18° - 30°	Suelta
Media	36% - 65%	30° - 36°	Media
Densa	66% - 85%	36° - 41°	Compacta
Muy Densa	86% - 100%	41°	Muy Compacta

**CALCULO DEL ANGULO DE FRICCION POR ESTRATOS**

Profundidad (m)	N° de Golpes	Peso Esp. de la Muestra	Presion Sobrecarga (Ton/m <sup>2</sup> )	Correccion por Presion (Cn)	N° Golpes Final (N')	Angulo de Friccion Interna (φ) Peck	Angulo de Friccion Interna (φ) Kishida	Angulo de Friccion Interna (φ) Japan N. R.	Angulo de Friccion Interna (φ) Boreau	Angulo de Friccion Interna (φ) Adoptado	Densidad relativa (%)
0.30	15.21	1.81	0.543	1.976	30.054	40.522	38.259	36.016	36.232	36.232	74.88
0.60	16.95	1.81	1.086	1.744	29.560	40.324	38.067	35.868	36.057	36.057	73.71
0.90	16.95	1.81	1.629	1.609	27.262	39.405	37.152	35.179	35.222	35.222	68.15
1.20	19.99	1.81	2.172	1.512	30.233	40.593	38.328	36.070	36.295	36.295	75.30
1.50	15.64	1.81	2.715	1.438	22.493	37.497	35.121	33.748	33.368	33.368	55.79
1.80	16.08	1.81	3.258	1.377	22.137	37.355	34.962	33.641	33.223	33.223	54.82
2.10	19.99	1.81	3.801	1.325	26.492	39.097	36.837	34.948	34.934	34.934	66.23
2.40	22.60	1.81	4.344	1.281	28.938	40.075	37.823	35.681	35.834	35.834	72.23
2.70	20.42	1.81	4.887	1.241	25.351	38.640	36.362	34.605	34.500	34.500	63.34
3.00	29.55	1.81	5.43	1.206	35.637	42.755	40.327	37.691	38.121	38.121	87.47
3.30	32.59	1.81	5.973	1.174	38.267	43.807	41.245	38.480	38.958	38.958	93.06
3.60	22.60	1.81	6.516	1.145	25.874	38.850	36.581	34.762	34.701	34.701	64.67
3.90	22.60	1.81	7.059	1.118	25.269	38.608	36.327	34.581	34.469	34.469	63.13
4.20	27.81	1.81	7.602	1.093	30.412	40.665	38.397	36.123	36.358	36.358	75.72
4.50	36.50	1.81	8.145	1.070	39.073	44.129	41.520	38.722	39.209	39.209	94.73
4.80	28.68	1.81	8.688	1.049	30.081	40.532	38.269	36.024	36.242	36.242	74.95
5.10	36.07	1.81	9.231	1.029	37.098	43.339	40.841	38.129	38.590	38.590	90.60
5.40	40.41	1.81	9.774	1.009	40.795	44.818	42.098	39.239	39.737	39.737	98.25
5.70	39.98	1.81	10.317	0.991	39.634	44.354	41.710	38.890	39.383	39.383	95.88
6.00	35.20	1.81	10.86	0.974	34.291	42.216	39.844	37.287	37.680	37.680	84.53
6.30	38.24	1.81	11.403	0.958	36.631	43.152	40.678	37.989	38.441	38.441	89.60

## PESO ESPECÍFICO DEL SUELO NATURAL

Para calcular el peso específico del suelo natural utilizamos la relación:

$$D_r(\%) = \left\{ \frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right\} * \frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} * 100$$

Ecuación II-60

Despejamos la densidad natural:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d(\min)}}{\left( 1 - \frac{D_r * (\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)})}{\gamma_{d(\max)}} \right)}$$

Ecuación II-61

De acuerdo a los ensayos de laboratorio de suelos realizado tenemos:

$$\gamma_{d(\max)} = 2468.07 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{d(\min)} = 2310.80 \text{ kg/m}^3$$

$$D_r = 0.55$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d(\min)}}{\left( 1 - \frac{D_r * (\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)})}{\gamma_{d(\max)}} \right)}$$

$$\gamma_d = 2394.44 \text{ kg/m}^3$$

## PRESION EFECTIVA EN ESTRATOS CON NIVEL FREATICO

$$\gamma_d' = \gamma_d - \gamma_{agua}$$

Ecuación II-62

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_d' = 1394.44 \text{ kg/m}^3$$



**METODO DE ENSAYO NORMALIZADO PARA LA AUSCULTACION CON PENETROMETRO DINAMICO LIGERO DE PUNTA CONICA (DPL) NTP 339.159 (2001)**

**PROYECTO :** ANALISIS Y DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE DE INTEGRACION, EN EL CENTRO POBLADO UNION SORATIRA SECTOR CRUZ CHUPA

**SOLICITADO :** CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA  
 Bach. Delvis C. Quispe Enriquez  
 Bach. Ronald G. Supo Larico

**UBICACION :** Centro Poblado de Soratira

**SONDEO :** P-01

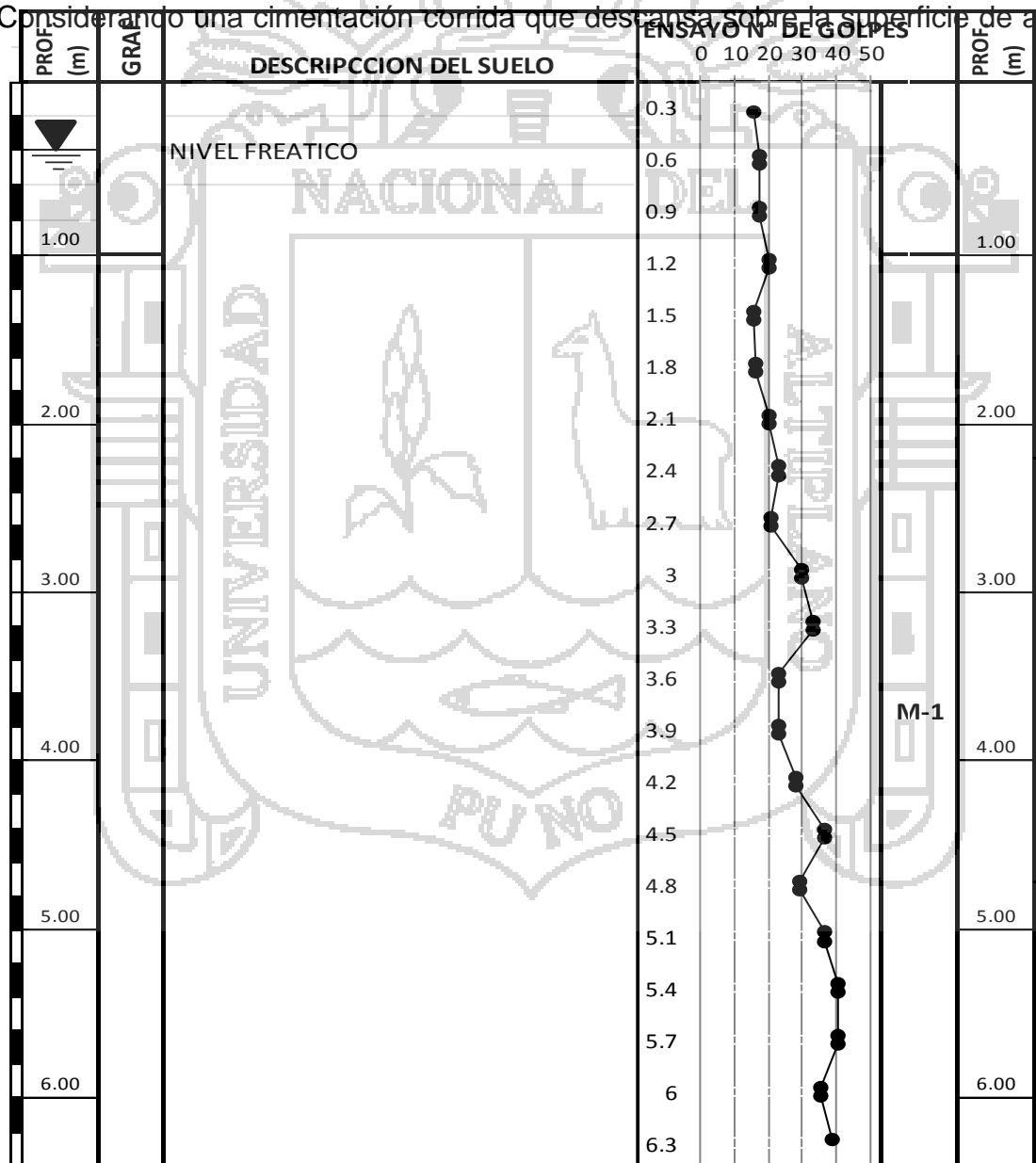
**LUGAR :** SAN ANTON - AZANGARO - PUNO

**NIVEL FREATICO :** 0.40 m

**FECHA :** 07/05/2014

**PROFUNDIDAD :** 6.30 m

Considerando una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena



densa o suelo cohesivo firme, con un ancho igual a *B*. ahora, si la carga se aplica

gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad del área, “ $q$ ” sobre la cimentación se muestra en la figura 2.3.2.4.a junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a  $q_u$ , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por unidad de área,  $q_u$  generalmente se denomina *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de fallas repentinas tiene lugar en el suelo se designa como **falla por corte general**.

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado (figura 2.3.2.4.b), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en la figura 2.3.2.4.b. cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a  $q_{u(1)}$ , el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinua en la figura). La carga por unidad de área bajo la cual sucede esto es la capacidad de carga última  $q_u$ . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación  $q_{u(1)}$ , se denomina carga de la primera falla (Vesic, 1963). Observe que un valor máximo de  $q$  no se presenta en este tipo de falla, llamada **falla por corte local** del suelo.

Si la cimentación es sustentada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga asentamiento será como lo muestra la figura 2.3.2.4.c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla  $q_u$ , la gráfica carga-asentamiento se incluirá y será prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina **falla de corte por punzonamiento**.

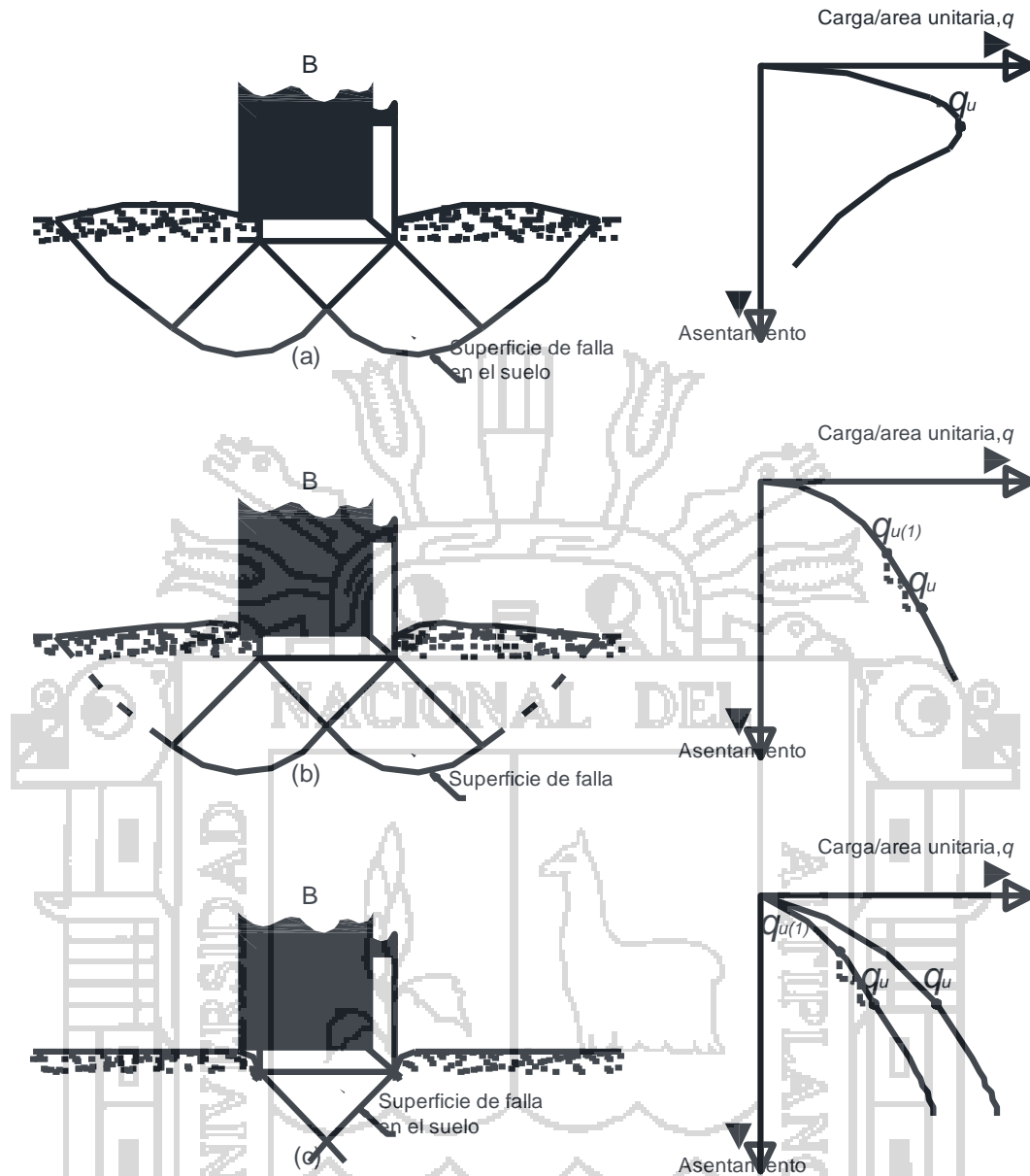


Figura 2.3.2.4.

**b) CARGAS SIN EXCENRICIDAD**

**LA ECUACION GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA**

Esta ecuación toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del nivel de desplante de la cimentación, también considera si la carga sobre la cimentación puede estar inclinada, tomando en cuenta estos

factores meyerhof (1963) sugiere la siguiente forma de ecuación general de capacidad de carga:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Ecuación II-63

Dónde:

$c'$  = cohesión.

$q$  = Esfuerzo efectivo la nivel de desplante de la cimentación.

$\gamma$  = Peso específico del suelo.

$B$  = Ancho de la cimentación.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = Factores por inclinación de la carga.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores por capacidad de carga.

**Factores de Capacidad de Carga:** Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sumergidos por Terzaghi parece ahora correcta (Vesic. 1973). Se tiene las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) * e^{\pi * \tan \varphi}$$

Ecuación II-64

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi$$

Ecuación II-65

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi$$

Ecuación II-66

**Factores de Forma:** fueron recomendados por De Beer (1970) y son:

$$F_{cs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) * \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$$

Ecuación II-67

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) * \tan \varphi$$

Ecuación II-68

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 * \left(\frac{B}{L}\right)$$

Ecuación II-69

Donde  $L =$  Longitud de la cimentación ( $L > B$ ).

Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.

**Factores de Profundidad:** Hansen (1970) propuso las siguientes ecuaciones para los factores de profundidad.

- Las siguientes ecuaciones son válidas para  $D_f/B \leq 1$  . :

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Ecuación II-70

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \varphi * (1 - \sin \varphi)^2 * \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Ecuación II-71

$$F_{\gamma d} = 1$$

Ecuación II-72

- Para una relación de profundidad de desplante al ancho de la cimentación mayor que la unidad ( $D_f/B \geq 1$ ), la ecuación tiene que modificarse a:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Ecuación II-73

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \varphi * (1 - \sin \varphi)^2 * \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Ecuación II-74

$$F_{\gamma d} = 1$$

Ecuación II-75

El factor  $\tan^{-1}(D_f/B)$  está en radianes en las ecuaciones anteriores.

**Factor de Inclinación:** Meyerhof (1963) y Hanna y Meyerhof (1981) sugirieron los siguientes factores de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

Ecuación II-76

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$$

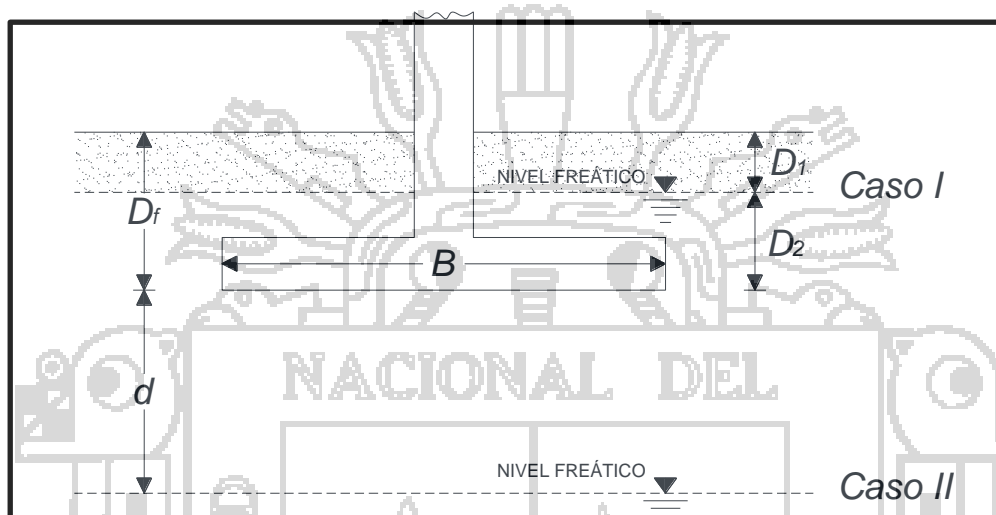
Ecuación II-77

Aquí,  $\beta =$  inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.



**c) MODIFICACION DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR EL NIVEL FREÁTICO**

La ecuación general de capacidad de cargase desarrolla para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático está localizado muy debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga.



$\gamma_{sat}$  = Peso específico saturado del suelo

Figura II-18 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas.

**Caso I.** si el nivel freático se localiza de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_f$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de la capacidad de carga adopta la forma:

$$\text{Sobre carga efectiva} = q = D_1 * \gamma + D_2 * (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Ecuación II-78

Dónde:

$\gamma_{sat}$  = Peso específico saturado del suelo

$\gamma_w$  = Peso específico del agua

Además el valor de  $\gamma$  en el último termino de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

**Caso II.** Para un nivel freático localizado de manera que  $0 \leq d \leq B$ ,

$$q = \gamma * D_f$$

Ecuación II-79

En este caso el factor  $\gamma$  en el últimotérmino de la ecuación general de capacidad de carga debe remplazarse por el factor.

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} * (\gamma - \gamma')$$

Ecuación II-80

Las modificaciones anteriores se basan en la hipótesis de que no existe fuerza de filtración en el suelo.

**Caso III.** Cuando el nivel freático se localiza de manera que  $d > B$ , el agua no afectara la capacidad de carga última.

#### d) FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga admisible (también conocido como permisible) bruta de cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Ecuación II-81

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad tal que

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{Capacidad de carga última neta}}{FS}$$

Ecuación II-82

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de desplante de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone despreciable, entonces:

$$q_{Neta(u)} = q_u - q$$

Ecuación II-83

Dónde:

$$q_{Neta(u)} = \text{capacidad de carga última neta}$$

$$q = \gamma * D_f$$

Entonces:

$$q_{Neta(u)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

Ecuación II-84

El factor de seguridad, tal como se define por la ecuación anterior debería ser por lo menos de 3 en todos los casos.

**CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN ESTRIBOS**

**i. DATOS GENERALES**

- Angulo de fricción  $\varphi = 33.22^\circ$
- Peso específico del suelo saturado  $\gamma = 2.50 \text{ Ton}/m^3$
- Peso específico del primer estrato  $\gamma_1 = 1.05 \text{ Ton}/m^3$
- Cohesión  $c' = 0.00 \text{ Ton}/m^2$
- Factor de seguridad  $FS = 4.00$
- Profundidad de desplante  $D_f = 3.00 \text{ m}$
- Base unitaria de zapata  $B = 5.10 \text{ m}$
- Longitud unitaria de zapata  $L = 10.00 \text{ m}$
- Presencia del nivel Freático  $D_1 = 0.40 \text{ m}$
- Angulo de inclinación de la carga  $\beta = 0.00^\circ$

**ii. CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE**

***Factores de capacidad de carga***

- ✓  $N_q = 26.80$
- ✓  $N_c = 39.39$
- ✓  $N_\gamma = 36.41$

***Factores de forma***

- ✓  $F_{cs} = 1.347$
- ✓  $F_{qs} = 1.334$
- ✓  $F_{\gamma s} = 0.796$

***Factores de profundidad***

- ✓  $F_{cd} = 1.211$
- ✓  $F_{qd} = 1.043$
- ✓  $F_{\gamma d} = 1.00$

***Factores de inclinación***

- ✓  $F_{ci} = 1.00$
- ✓  $F_{qi} = 1.00$
- ✓  $F_{\gamma i} = 1.00$

iii. CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR EL NIVEL FREATICO

$$q = D_1 * \gamma + D_2 * (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$q = 4.313 \text{ Ton/m}^2$$

iv. CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

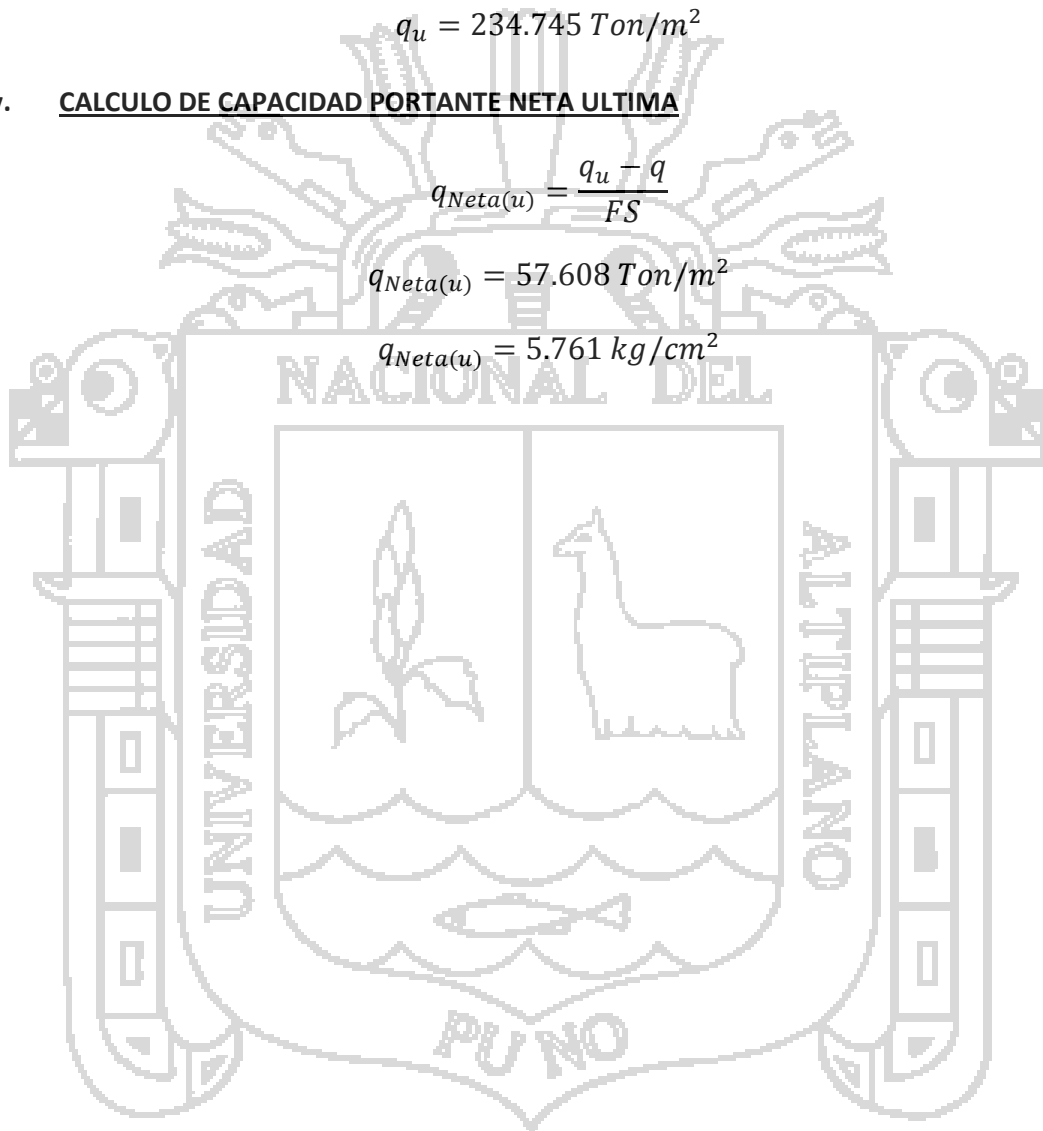
$$q_u = 234.745 \text{ Ton/m}^2$$

v. CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE NETA ULTIMA

$$q_{Neta(u)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

$$q_{Neta(u)} = 57.608 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{Neta(u)} = 5.761 \text{ kg/cm}^2$$



## 2.3.2.5.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## CONCLUSIONES

De los cálculos realizados tenemos los siguientes resultados:

- Angulo de fricción  $\varphi = 33.22^\circ$
- Densidad relativa  $Dr = 54.81 \%$
- Capacidad portante neta ultima  $q_{Neta(u)} = 5.761 \text{ kg/cm}^2$

## RECOMENDACIONES

De acuerdo a los cálculos realizados concluimos que la capacidad portante para la cimentación es de  $q_{Neta(u)} = 5.761 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que se recomienda que se proyecte estribos y pilares con zapatas apoyadas.

Esta capacidad portante es calculada tomando en cuenta que en el estudio de socavación se calcula como mínimo una *Socavación Total* de  $Y_T = 2.60 \text{ m}$ , por lo tanto consideramos el nivel de desplante  $D_f = 3.00 \text{ m}$  del nivel del lecho del río. Además cabe mencionar que a mayor profundidad de desplante la capacidad portante de la cimentación aumenta.

Se recomienda que el desplante de la cimentación se realice a una profundidad de desplante  $D_f = 3.00 \text{ m}$  del nivel del lecho del río.

Se recomienda proyectar una falsa zapata para proteger los pilares y estribos.

## NORMAS APLICABLES A LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

- Análisis Granulométrico de Suelos por Tamiz - MTC E 107-2000 (ASTM D 422 y AASTHO T 88)
- Determinación del Limite Líquido de los Suelos - MTC E 110-2000 (ASTM D 4318 y AASTHO T 89)
- Determinación del Limite Plástico (L.P.) e Índice de Plasticidad (I.P.) - MTC E 111-2000 (ASTM D 4318 y AASTHO T 90)
- Método de Ensayo para determinar en Contenido de Humedad de un Suelo - MTC E 108-2000 (ASTM D 2216)
- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

- Densidad natural y Seca ASTM 1556
- Densidad Máxima y Mínima ASTM 698
- Densidad Relativa ASTM 2049

## **NORMAS APLICABLES A LOS ENSAYOS DE CAMPO**

- Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrometro dinámico ligero de punta cónica (DPL) NTP 339.159 (2001)

### **2.4. ESTUDIO DE RIESGO SISMICO**

#### **2.4.1. GENERALIDADES**

El riesgo sísmico, es un parámetro que cuantifica la ocurrencia de futuros eventos sísmicos y sus acciones sísmicas asociadas (por ejemplo; sacudida del terremoto, deslizamientos de tierra, etc.) que pueden tener efectos adversos sobre el hombre y sus actividades. El riesgo sísmico se expresa en términos de probabilidad de que determinado valor (aceleración, velocidad y/o desplazamiento) sea excedido en un tiempo dado.

#### **2.4.2. SISMOLOGIA REGIONAL**

El puente queda ubicado en el distrito de San Antón Dpto. De Puno en la cordillera Oriental de Sudamérica orientada de norte a oeste en una franja desértica entre el océano pacífico (Circulo de Fuego del Pacifico) y plegamientos tectónicos de los andes. La región es parte del CINTURON CIRCUM-PACIFICO, que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo.

Los sismo se originan principalmente por la subducción de la placa oceánica de nazca y la continental bajo la placa sudamericana provocando una depresión al liberar la energía (masas sialicas) que da lugar a los sismos superficiales de focos profundos (Zonas de Benionff). Esta zona ha generado sismos de alta magnitud con periodos de recurrencia relativamente cortos, algunos otros movimientos son originados en las grandes fallas geológicas que están ubicadas en varios sectores.

### ***Medición de la Intensidad Sísmica***

En el año 1913 se instaló la primera estación sísmica a nivel sudamericano en La Paz (Bolivia), donde los epicentros vienen mejorando progresivamente registrarse sismos con magnitudes mayores de 7.00 a más grados. Son medidos en su intensidad por los sismógrafos, aparatos que se basan en el principio de la inercia.

Para medir la intensidad sísmica se ha establecido una escala valorativa de acuerdo sus defectos. La utilizada será la de MERCALLI MODIFICADO, que considera los 12 grados como:

*Grado I (instrumental)*: El movimiento sísmico es registrado por los sismógrafos.

*Grado II (Muy Débil)*: El movimiento es advertido solo por las personas sensibles.

*Grado III (ligero)*: El movimiento es advertido solo por las personas en reposo.

*Grado IV (Moderado)*: El movimiento es advertido por las personas que están en movimiento.

*Grado V (Algo Fuerte)*: El movimiento causa pánico, las personas que están dormidas se despiertan, las campanas de los templos suenan.

*Grado VI (Fuerte)*: El efecto es mayor, se producen ligeros desperfectos en las paredes de las construcciones y techos.

*Grado VII (Muy Fuerte)*: Hay alarma general, algunos muros se caen y agrietan.

*Grado VIII (Destructivo)*: Caen las Chimeneas y algunas construcciones.

*Grado IX (Ruinoso)*: Las casas se destruyen.

*Grado X (Desastroso)*: Los edificios sufren graves deterioros y se caen.

Grado XI (Muy Desastroso): Pocas construcciones de material noble quedan en pie.

Grado XII (Catastrófico): La destrucción es total.

Según el Dr. Alva Hurtado (1984) en base a la información histórica recopilada de los eventos sísmicos más importantes ocurridos en el Perú desde el siglo XVI hasta el presente, ha propuesto el mapa de distribución de intensidades sísmicas en el Perú, se observa que en el departamento de Puno que en el departamento de Puno tiene asignado un valor de V en la escala de intensidades Mercalli Modificada.

#### 2.4.3. INTENSIDAD SISMICA REGIONAL

Según el CISMID del Perú, los terremotos del Perú (1500 a 1980) más importantes ocurridos en el pasado residen en la Provincia de Carabaya, han ocurrido grandes desastres en ciertas zonas como Macusani, Ollachea, Rio Esquilaya e Inambari, Puno, Cusco, Paucartambo, Huancané, Vilquechico y Cuyo Cuyo. Las características corresponden a un depósito de rocas, gravas y arenas con nivel freático profundo.

Tabla II-16 Intensidades Sísmicas en Puno

INTENSIDADES SISMICAS EN PUNO					
AÑO	MES	DIA	HORA	INTENSIDAD	EPICENTRO
1747	Marzo	19	-	VII	Ayapata
1928	Abril	09	12h:34min	IX	Ayapata
1928	Abril	27	15h:34min	VII	Macusani
1928	Mayo	17	05h:55min	VII	Cusco-Macusani
2001	Junio	23	03h:00min	III	Sentido

#### 2.4.4. MICROZONIFICACION SISMICA REGIONAL

Determina esta planificación a tres zonas activas con efectos destructivos y una cuarta zona inactiva.

Primera Zona: El lado más inmediato abarca el área epicentral de Sicuani, Yanaoca, Pomacanchi, Urcos, Acomayo y Cusco.

Primera Zona: Abarca el área Epicentral de Macusani-Ayapata (Puno).



Primera Zona: Comprende la zona sur del Perú desde Arica, Arequipa, Ica y Lima.

Primera Zona: Comprende el área del altiplano (Puno) sin ocurrir peligro sísmico lo que indica esta es relativamente inactiva y estable.

La microzonificación del altiplano (Puno) destaca la ausencia a ocurrir el peligro o riesgo sísmico, lo que indica que esta área es inactiva y estable. En general la zona andina se caracteriza por la potencialidad sísmica en base al mapa sísmico del Perú (1977), en el segundo orden, mientras en el nuevo mapa de Zonificación (1991) se ha dividido en el segundo y tercer orden, donde la mayor parte de los sismos ocurren a profundidades focales entre 130 a 200 kms. Denominados como superficiales.

#### **2.4.5. FUERZAS SISMICAS**

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis que tenga en cuenta las características de rigidez y de ductilidad, las masas y la disipación de energía de la estructura.

Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando solo realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de las fuerzas sísmicas en dirección y 30% de las fuerzas en dirección perpendicular.

#### **2.4.6. COEFICIENTE DE ACELERACION**

El coeficiente de aceleración "A" para ser usado en la aplicación de estas disposiciones deberá ser determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

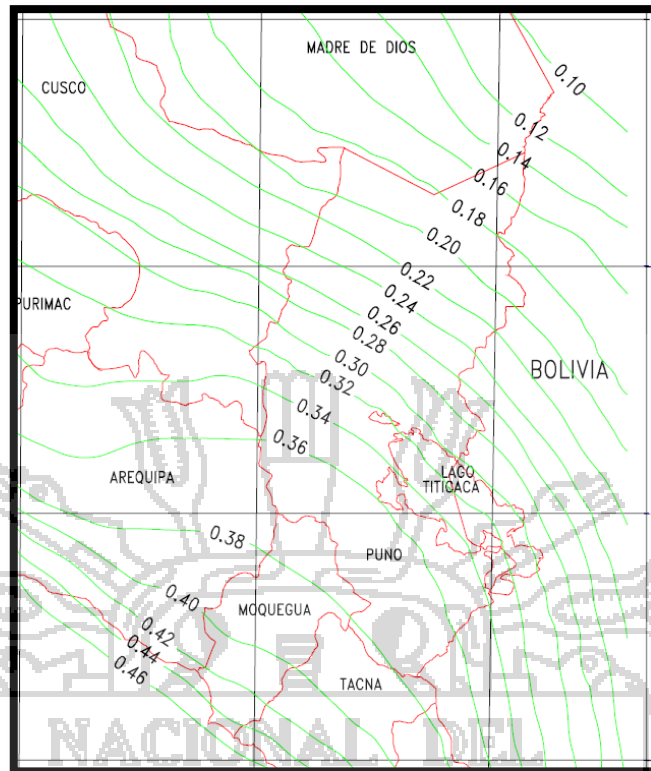


Figura II-19 Distribución de iso-aceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años, Puno.

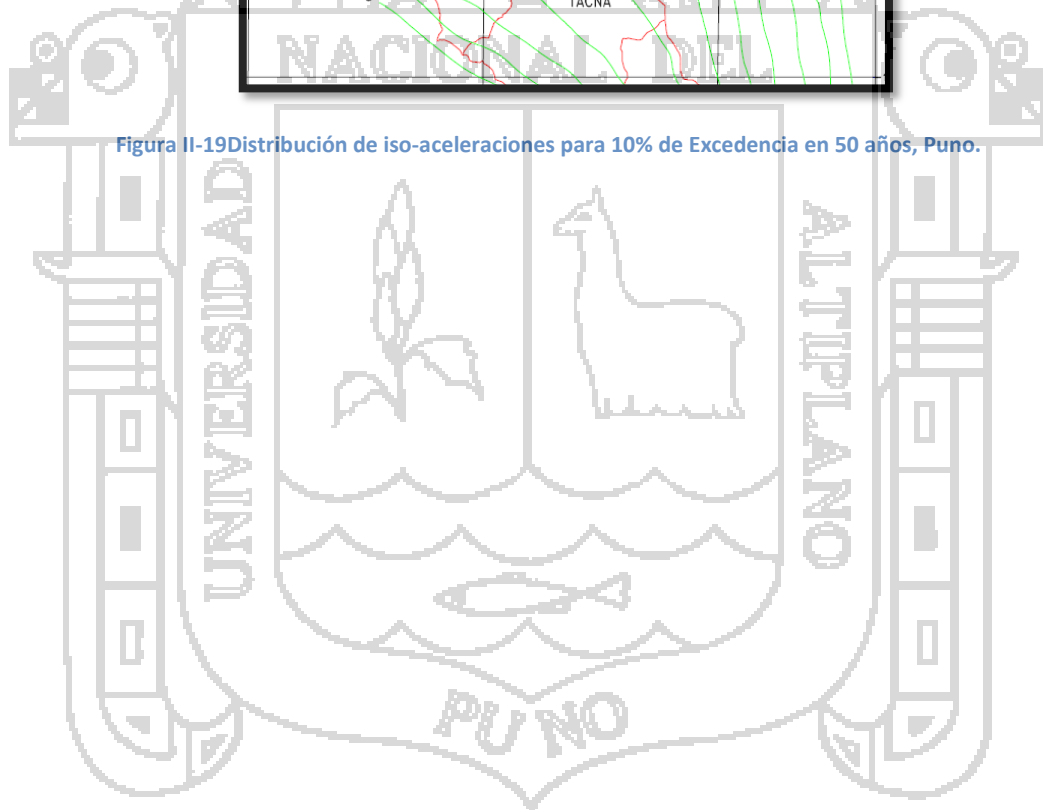




Figura II-20 Distribución de iso-aceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años, Perú.

#### 2.4.7. CATEGORIAS DE LAS ESTRUCTURAS

Para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, los puentes se clasifican en tres categorías de importancia:

- Puentes críticos
- Puentes esenciales, u
- Otros puentes

Los puentes esenciales son aquellos que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. Sin embargo algunos puentes deberán permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo, que supere al sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. Estos deberán ser considerados como puentes críticos.

#### 2.4.8. ZONAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Cada puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la tabla II-17:

Tabla II-17 Zonas Sísmicas

ZONAS SISMICAS	
COEFICIENTE DE ACCELERACION	ZONA SISMICA
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

#### 2.4.9. CONDICIONES LOCALES

Para considerar la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones del suelo, se usaran los parámetros de la tabla II-18 Según el perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos:

Tabla II-18 Coeficiente de Sitio

Coeficiente de sitio	Tipo de Perfil de Suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

En sitios donde las propiedades de suelos no son conocidas en detalle suficiente para determinar el tipo de suelo o donde la clasificación propuesta no corresponde a alguno de los cuatro tipos, el coeficiente de sitio para suelos Tipo II deberá ser usado.

#### 2.4.9.1. Suelo Perfil Tipo I

Roca de cualquier característica descripción, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural (tales materiales pueden ser descritos por velocidades de ondas de corte mayores a 760 m/s.)

Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelo sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

#### 2.4.9.2. Suelo Perfil Tipo II

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura de los suelos excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arena, gravas o arcillas rígidas.

#### 2.4.9.3. Suelo Perfil Tipo III

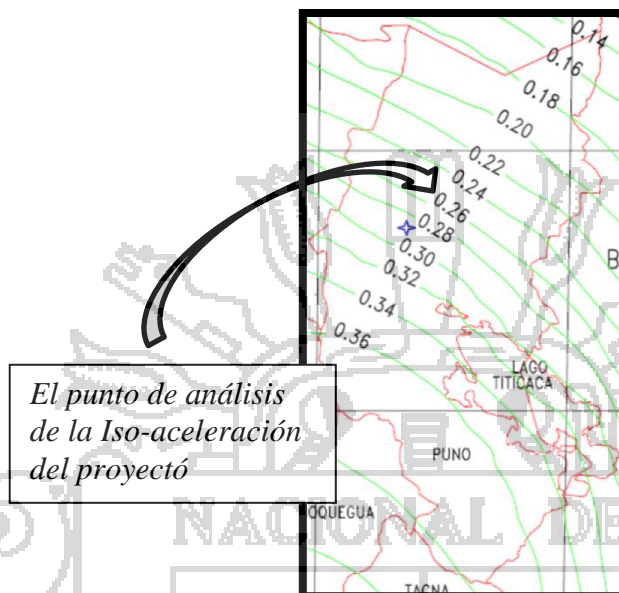
Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

#### 2.4.9.4. Suelo Perfil Tipo IV

Es un perfil con arcillas blandas o limos cuyas profundidades es mayor a los 12 m.

## CALCULO DE COEFICIENTES SISMICOS

Coeficiente de aceleración "A":



Del a imagen podemos interpolar que:

$$A = 0.29$$

Coeficiente de Sitio "S": De acuerdo al estudio de suelos realizados el tipo de suelo que se tiene el lugar del proyecto corresponde al **Suelo Perfil Tipo II** entonces:

$$S = 1.2$$

### 2.4.10. CONCLUSIONES










- El estudio de riesgo sísmico se elaboró en base a los datos generales que se tiene sobre aceleración e intensidad sísmica en el Perú (estudios realizados por Jorge Alva y Jorge Castillo).
- Del mapa de iso- aceleración se tiene como resultado que el coeficiente de aceleración es  $A = 0.29$ .
- De acuerdo al estudio de suelos realizado el coeficiente de sitio es  $S = 1.2$ .

## 2.5. ESTUDIO DE TRAFICO

El estudio de tráfico tiene por finalidad conocer el volumen y flujo vehicular en la zona del proyecto, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

Ante la carencia de un puente carrozable que permita el tráfico de vehículos mayores motorizados, entre el centro poblado de Unión Soratira y comunidades mencionadas, con la carretera interoceánica sur y el centro urbano de San Antón. Se pudo comprobar un flujo vehicular, que recorre el tramo correspondiente a la carretera interoceánica, hasta el lugar denominado Cruz Chupa. Dicho tráfico restringe su recorrido hasta el Centro Poblado de Unión Soratira y comunidades mencionadas, por la carencia de un puente carrozable por lo que dicho flujo vehicular se considerara como parte de la demanda de tráfico actual de los vehículos.

En el siguiente cuadro nos muestra el flujo vehicular en una situación actual.

Tipo de Vehículo		TRAFICO VEHICULAR POR DIA							TOTAL SEMANA	IMDs	F.C	IMD
		Lun.	Ma.	Mie.	Jue.	Vie.	Sáb.	Dom.				
Motocicleta		17	14	16	18	36	15	16	132	19	1.1447	22
Auto 		2	1	2	3	20	3	2	33	5	1.1447	5
CAMIONETA	Pick Up 	2	1	1	2	3	2	3	11	2	1.1447	2
	Combis Rurales 	0	0	0	0	12	0	0	12	2	1.1447	2
MICRO 		0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.1447	0
BUS	2 E 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.1447	0
	>=3 E 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.1447	0
CAMION	2 E 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.1447	0
	3 E 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.1447	0
	4 E 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.1447	0
<b>TOTAL</b>		<b>21</b>	<b>16</b>	<b>19</b>	<b>23</b>	<b>71</b>	<b>20</b>	<b>18</b>	<b>188</b>	<b>27</b>		<b>31</b>

De acuerdo al manual de Diseño Geométrico de Carreteras (MTC-2013), la acertada predicción de los volúmenes de demanda, su composición y la evolución que estas variables pueden experimentar a lo largo de la vida de diseño, son indispensables para seleccionar la categoría que se debe dar a una determinada vía.

Para determinar el índice medio diario del tráfico vehicular, se utilizó las tablas del ministerio de transportes y comunicaciones en el cual se establece los factores de corrección para vehículos ligeros y pesados siendo estas:

F.C Vehículos ligeros : 1.1447

F.C Vehículos Pesados : 1.1447

$$IMD = IMD_s \times F.C$$

Obteniéndose un IMD de 31 Vehículos

El proyecto genera un nexo de comunicación vial de mayor capacidad, permitiendo el flujo de vehículos motorizados principalmente al centro Poblado Union Soratira, comunidad Tumuyo, Antacondo y Ajanani, Ichurahui, Q'elhuire y la carretera interoceánica sur, además cabe precisar que el distrito de san jose se encuentra a 21 Km aproximadamente de la carretera interoceánica sur por lo que se prevee un incremento del flujo vehicular, dado que el diagnóstico realizado señala que existe un flujo de personas, que viven en las comunidades aledañas al distrito de San Anton, pertenecientes al distrito de San Jose que se trasladan periódicamente al distrito de San Antón con la finalidad de abordar vehículos hacia la Provincia de Carabaya por motivos de trabajo .



### III. PARAMETROS DE DISEÑO

#### 3. PARAMETROS DE DISEÑO

##### 3.1. GENERALIDADES

La ingeniería de Puentes es toda obra de construcción en general que comprende la planificación, diseño, construcción y operación de estructuras que faciliten el cruce y movimiento de vehículos sobre una depresión, un río, una barranca o bien otra línea de tránsito. Además de servir su objetivo específico en forma segura y económica, para diseñar estéticamente una estructura debe conocerse todas las partes, componentes, características y normas.

Las exigencias normativas utilizadas para el diseño son:

- Manual de Diseño de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima Perú, 2003.
- AASTHO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington.

##### 3.2. COMPONENTES DE UN PUENTE

###### SUPERESTRUCTURA

Es la parte del puente donde actúa la carga móvil, constituida por: losa del Tablero, Vigas longitudinales, transversales, Aceras, Pasamanos, Capa de Rodadura y otras instalaciones.

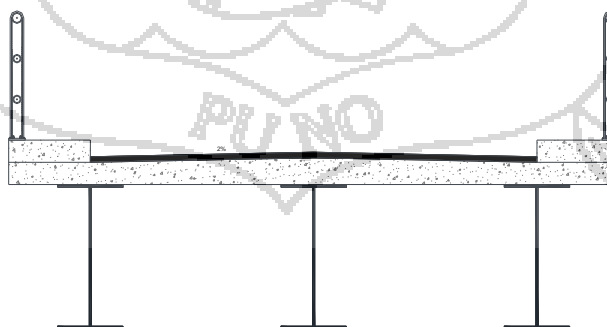


Figura III-1 Superestructura

Tablero de Puente: Generalmente denominado como “losa” es la plataforma sobre la cual circula la carga vehicular, puede ser de concreto reforzado, acero o madera. El sistema de piso tiene como principal función la

transferencia de la carga viva a los elementos principales de la superestructura que pueden ser arcos, cerchas y vigas, entre otros.

*Elementos secundarios:* Son aquellos que distribuyen adecuadamente las cargas, generan mayor rigidez lateral y torsional restringiendo las deformaciones de los elementos principales para que éstos sean más eficientes, por ejemplo los diafragmas en sentido transversal, los arriostramientos en planta inferior y en planta superior que unen entre si las vigas principales, cerchas y arcos.

*Elementos principales:* Su función principal es soportar las cargas transferidas ellos por el sistema de piso y además transmitir los esfuerzos resultantes hacia subestructura a través de los apoyos. Cada rango de longitud de puente cuenta con el tipo de elemento más eficiente para soportar los esfuerzos producidos por las cargas, el cual también determina el tipo de superestructura.

### **SUBESTRUCTURA**

Es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación, constituida por Estribos, pilares y muros de Ala.

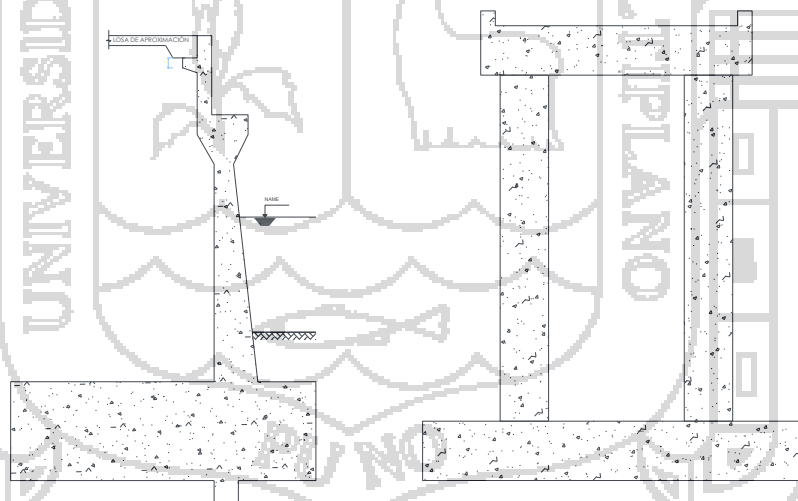


Figura III-2 Subestructura

*Apoyos:* Los apoyos son sistemas mecánicos que transmiten las cargas verticales de la superestructura a la subestructura. El uso y la funcionalidad de estos varían dependiendo del tamaño y la configuración del puente. Las funciones principales de los apoyos aparte de transmitir todas las cargas de la superestructura a la subestructura son garantizar los grados de libertad del diseño de la estructura como traslación por expansión o contracción

térmica o sismo y la rotación causada por la deflexión de la carga muerta y la carga viva.

Estribos: Elemento de la subestructura que sirve de apoyo en los extremos de la superestructura, puede ser construida de concreto, acero, madera o mampostería. Dado que los Estribos están en contacto con los rellenos de aproximación del puente, una de sus funciones principales es de absorber el empuje del terreno.

Pilares: Son los apoyos intermedios, que reciben las cargas de dos tramos del puente y así transmitir dichas cargas a la cimentación.

### 3.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE DISEÑO

#### a) Sección Transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor del ancho del acceso, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovías, barrera y barandas, elementos de drenaje.

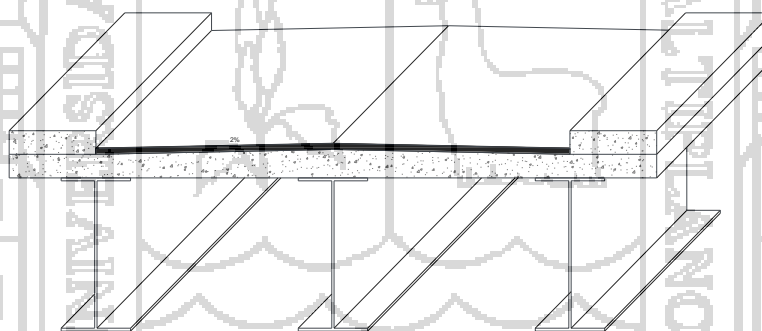


Figura III-3 Sección Transversal

#### b) Ancho de Vía (calzada)

Siempre que se posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El ancho de una vía de circulación para vehículos automotores debe ser mínimo de 3.05 m (para carreteras de baja velocidad o de penetración) y preferentemente de 3.65 m para velocidades normales según la norma ASSTHO establece que se debe adicionar 3.65 m, por cada vía adicional, así:

- Ancho para una vía 3.05 m, preferiblemente 3.65 m.
- Ancho para 2 vías 6.70 m, preferiblemente 7.30 m.

Según MTC el ancho de la superficie de rodadura asfáltica en los puentes carreteros para su diseño se considera el ancho libre entre los sardineles no menor de 7.20 m.

c) Veredas

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es de 0.75 m.

d) Cordón de Barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

e) Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m.

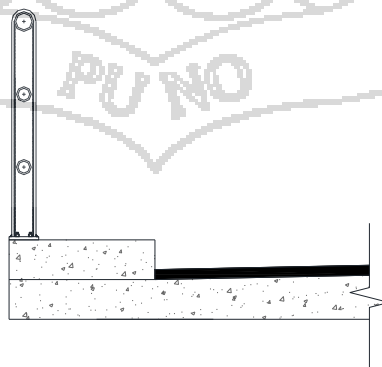


Figura III-4 Baranda

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera.

f) Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

g) Losa de Transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.

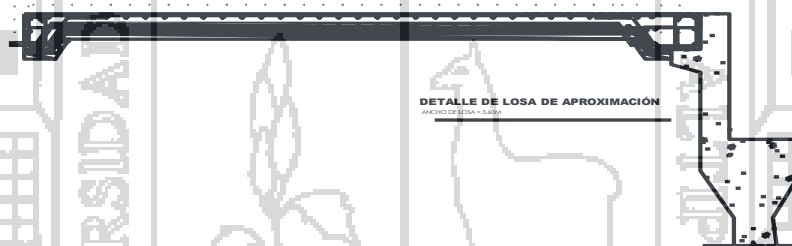


Figura III-5 Losa de Transición

h) Drenaje

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible recomendándose un mínimo de 0.5%.

La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo,  $\varnothing = 0.10$  m cada 0.40 m, sobresaliendo debajo de la placa 0.05 m como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura.

i) Gálibos

Los gálibos horizontales y verticales para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesaria para el paso del tráfico vehicular. El galibo vertical no será menor de 5.00 m.

En zonas rurales, el galibo vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m, en zonas altamente desarrolladas puede reducirse, previa justificación técnica.

Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre calculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el galibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro.

j) Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efectos de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremis y otras secciones intermedias en que se requiere las juntas deben sellarse con material flexible, capaces de tomar las expansiones o contracciones que se produzcan y ser impermeables.



Figura III-6 Junta de Dilatación

k) Señalización

El proyecto geométrico deberán ser establecidas medidas de señalización a ser tomadas durante las etapas de construcción y de servicio del puente, teniendo como referencia al manual de señalización de caminos. Los elementos y detalles que componen la señalización del puente serán presentados en planos, estableciendo las dimensiones y secciones de refuerzo de los carteles y sus elementos de soporte, el material de construcción, pintado y las especificaciones especiales de construcción.

### 3.4. CARGAS DE DISEÑO

#### 3.4.1. CARGAS PERMANENTES (DC, DW Y EV)

*DC*

= *Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.*

*DW*

= *Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios publicos.*

*EV = Presion vertical del peso propio del suelo de relleno.*

Tabla III-1 Densidades de los Materiales

MATERIALES	DENSIDAD $kg/cm^3$
Agua dulce	1000
Agua salada	1020
Concreto ligero	1740
Concreto Normal	2400
Concreto armado	2500
Superficies de rodamiento bituminosas	2250
Acero	7850
Hierro fundido	7200
Aleaciones de aluminio	2800
Arena, limo o arcilla compactados	1925
Arena, limo o gravas sueltos	1600
Arcillas blandas	1600
Grava, macadas o balasto compactado a rodillo	2250
Madera dura	960
Madera blanda	800
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300 kg/cm

**3.4.2. SOBRECARGAS VIVAS (LL y PL)**

*LL = Sobrecarga vehicular.*

*PL = Sobrecarga peatonal.*

**Carga HL-93**

- a) Camión de diseño: Las cargas por eje y los espaciamentos entre ejes serán los indicados en la siguiente figura.

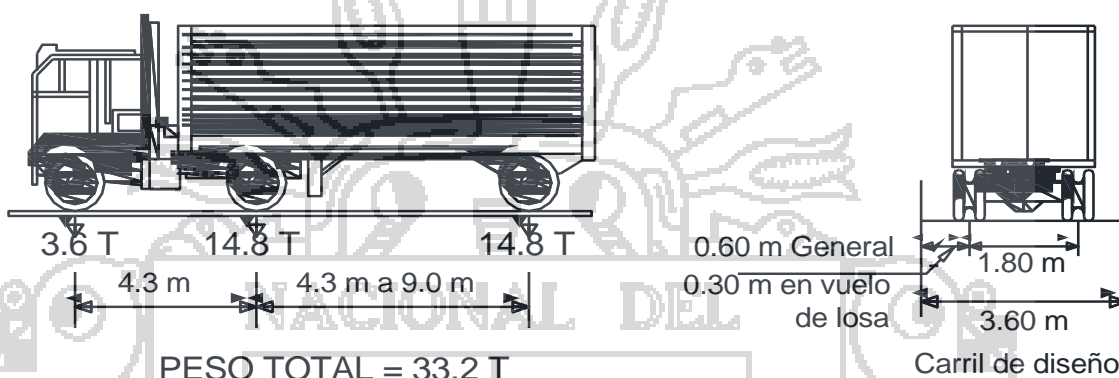


Figura III-7 Camión de Diseño

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

- b) Tándem de diseño: El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11.2 T), espaciados a 1.20 m. la distancia entre ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1.80 m.



Figura III-8 Tándem de Diseño

- c) Carga de carril de diseño: Se considerara una sobrecarga de 9.3 kN/m (0.96 T/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta



sobrecarga de distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal. Esta sobre carga se aplica también sobre aquellas zonas donde se ubican el camión o tándem de diseño. NO se considera efectos dinámicos para esta sobrecarga.

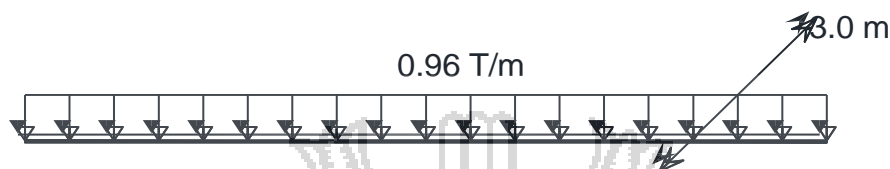


Figura III-9 Carga de Carril

NOTAS:

- La sobre carga vehicular de diseño es considerada como una combinación de :
  - *Camión de diseño o tándem de diseño + carga del carril de diseño*
- Para momentos negativos entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre eje delantero de un camión y eje trasero de otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

**Presencia Múltiple de sobrecarga**

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determina considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable a los estadoslímite de fatiga.

Tabla III-2 Factor de Presencia Múltiple

NUMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE "m"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Para el estado de fatiga, se utiliza un camión de diseño, y las sollicitaciones se deberán dividir por 1.20.

### Incremento por Carga Dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla III-3. Incremento por Carga Dinámica, IM

COMPONENTES	IM
Juntas del tablero-Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes Estado Limite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Limites	33%

Nota: No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño, tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel de terreno.

En caso de componentes enterrados como el caso de alcantarillas, el porcentaje se deberá tomar como:

$$IM = 33(1.0 - 4.1 * D_E) \geq 0\% F_t$$

Ecuación III-1

Siendo

$D_E$  = Profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (m).

#### 3.4.3. FUERZA CENTRIFUGA (CE):

Se toma como el producto entre los esos por eje del camión o tándem de diseño y el factor "C" dado por

$$C = 0.0105 * \frac{V^2}{R}$$

Ecuación III-2

Dónde:

$V$  = Velocidad de diseño de la carretera (km/h)

$R = \text{Radio de curvatura del carril de circulación (m)}$

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la calzada. Se deben aplicar además los factores de presencia múltiple.

#### **3.4.4. FUERZA DE FRENADO (BR):**

Se toma como el valor mayor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicaran los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

#### **3.4.5. CARGAS SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINELES**

Sobrecargas en veredas: Se deberá aplicar una carga peatonal de  $367 \text{ kg/m}^2$  en todas las aceras de mas de 0.60 m de ancho, esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobre carga vehicular de diseño. Cuando la condición de carga incluya cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con sobre carga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Fuerza sobre Sardineles: Los sardineles se diseñaran para resistir una fuerza no menor que 760 kg por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerza sobre Barandas

PL-1 Primer nivel de importancia: Usando en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

PL-2 Segundo nivel de importancia: Usando en estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

PL-3 Tercer nivel de importancia: Usado para autopistas con radio de curvatura reducidos, pendientes variables a fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación especificada de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

Tabla III-4 Fuerza de Diseño para Barandas

DESIGNACION DE FUERZAS Y DESIGNACIONES	POR NIVELES DE IMPORTANCIA DE PUENTES		
	PL-1	PL-2	PL-3
$F_t$ Transversal (t)	12.3	24.5	52.6
$F_l$ Longitudinal (t)	4.1	8.2	17.6
$F_v$ Vertical abajo (t)	2.05	8.2	22.64
$L_t$ y $L_l$ (m)	1.22	1.07	2.44
$L_v$ (m)	5.5	5.5	12.2
$H_e$ min (m)	0.51	0.81	1.02
Mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

#### 3.4.6. FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO (CT)

Los estribos y pilares de puentes ubicados a 9.0 m o menos del borde de la calzada, o a 15.0 m o menos de la línea de centro de una vía ferroviaria, se deberán diseñar para fuerza estática equivalente de 183.5 t, la cual se asume actúa en cualquier dirección en un plano horizontal, a una altura de 1.2 m sobre el nivel del terreno.

No es necesario aplicar esta fuerza, en el caso de estructura protegidas por terraplenes o barreras anti choques.

#### 3.4.7. CARGAS HIDRAULICAS (WA)

Presión Hidrostática: Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y la aceleración de la gravedad.

**Flotabilidad:** Fuerza de levantamiento tomada como sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua.

**Presión de Flujo:** La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras, se tomara como:

$$p = 52.4 * C_D * V^2$$

Ecuación III-3

Dónde:

$p$  = Presión del agua ( $kg/cm^2$ )

$V$

= Velocidad del agua para la inundación de diseño e inundaciones de control (m/s)

$C_D$  = Coeficiente de arrastre para pilas.

Tabla III-5 Coeficiente de arrastre

TIPO	$C_D$
Pila con borde de ataque semicircular	0.7
Pila de extremo cuadrado	1.4
Arrastres acumulados contra la pila	1.4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0.8

La fuerza de arrastre longitudinal será el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

**Carga Lateral:** La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo  $\theta$  respecto del eje longitudinal de la pila será:

$$p = 52.4 * C_L * V^2$$

Ecuación III-4

Dónde:

$p = \text{Presión del agua (kg/cm}^2\text{)}$

$C_L = \text{Coeficiente de arrastre para pilas.}$

Tabla III-6 Coeficiente de Arrastre Lateral

Angulo	$C_L$
0°	0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
> 30°	1

Carga del Oleaje: Se deberá considerar si se anticipa que se puede desarrollar fuerzas de oleaje significativas

Socavación: Se deberá considerar en los estados límites de resistencia y servicio.

### 3.4.8. CARGAS DE VIENTO (WL y WS)

Presión Horizontal del Viento: Las cargas de viento se asumen esta uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 10 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar con:

$$V_{DZ} = 2.5 * V_o * \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) * \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right)$$

Ecuación III-5

Dónde:

$V_{DZ} = \text{Velocidad del viento de diseño a la altura de diseño } Z \text{ (km/h)}$

$V_o = \text{Velocidad de fricción (km/h)}$

$V_{10} = \text{Velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h).}$

En ausencia de datos  $V_{10} = V_B = 160 \text{ (km/h)}$

$V_B = \text{Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura 10 m}$

$Z_o = \text{Longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba (m)}$

$Z = \text{Altura de la estructura } > 10 \text{ m}$

Tabla III-7 Valores de  $V_o$  y  $Z_o$

CONDICION	TERRENO ABIERTO	AREA SUBURBANA	AREA URBANA
$V_o \text{ (km/h)}$	13.2	17.6	19.3
$Z_o \text{ (m)}$	0.07	1.00	2.50

Presión de viento sobre las estructuras (WS):

$$P_D = P_B * \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B * \left(\frac{V_{DZ}^2}{25600}\right)$$

Ecuación III-6

Dónde:

$P_B$  = Presión básica del viento.

$P_D$  = Presión del viento de diseño.

Tabla III-8 Presiones básicas  $P_B$  correspondientes a  $V_B = 160$  (km/h)

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO (kg/m <sup>2</sup> )	CARGA A SOTAVENTO (kg/m <sup>2</sup> )
Reticulados, columnas y arcos	245	122
Vigas	245	No aplicable
Grandes superficies planas	194	No aplicable

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 449 kg/m en el plano de un cordón a barlovento no 224 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 449 kg/m en componentes de vigas o vigas cajón.

Cargas de las Superestructuras: Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento  $P_B$  para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar según la tabla. El Angulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Las presiones transversales y longitudinales se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla III-9.  $P_B$  Para diferentes ángulos de ataque

ANGULO DE OBLICUIDAD DEL VIENTO (°)	RETICULADOS, COLUMNAS Y ARCOS		VIGAS	
	CARGA LATERAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LONGITUDINAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LATERAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LONGITUDINAL kg/m <sup>2</sup>
0	367	0	245	0
15	347	61	214	31
30	316	133	204	61
45	235	204	163	82
60	112	245	82	92

Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura: Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de  $194 \text{ kg/m}^2$ . Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posteriores y frontales de la subestructura.

Presión del Viento sobre las Vehículos (WL)

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se aplicara tanto a las estructuras como a los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil del  $149 \text{ kg/m}$  actuando normal a la calzada y  $1.80 \text{ m}$  sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no es normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como:

Tabla III-10 Componentes del viento sobre la Sobrecarga Viva

ANGULO DE OBLICUIDAD RESPECTO A LA NORMAL A LA SUPERFICIE (°)	COMPONENTE NORMAL $\text{kg/m}$	COMPONENTE PARALELO $\text{kg/m}$
0	149	0
15	131	18
30	122	36
45	98	48
60	51	56

Presión vertical del viento: En el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento, se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de  $100 \text{ kg/m}^2$  por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga final longitudinal. Se debe aplicar solo para los estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y solo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se aplicara en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento especificadas.



**Inestabilidad Aeroelástica:** Todos los puentes y componentes estructurales de ello, cuya relación longitudinal de tramo /ancho o profundidad sea superior a 30. Se deberán considerar sensibles al viento, por lo tanto deberán considerar en su diseño, solicitaciones aerodinámicas.

### **Cargas de Viento**

Las presiones orientadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con alturas de 10 m o menos, medidas desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante. Las velocidades a altura mayores serán determinadas mediante:

$$V_Z = C * V_{10} * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \geq V_{10}$$

Ecuación III-7

Dónde:

$V_Z$  = Velocidad del viento a la Z (km/h).

$V_{10}$  = Velocidad de referencia, correspondiente a Z = 10 m

Z = Altura por encima del nivel del terreno o del agua (m).

C,  $Z_0$  = constante dad en la Tabla 3.4.10.

Tabla III-11 Valores de las constantes C,  $Z_0$

CONDICIÓN	PUEBLOS ABIERTOS	SUBURBANOS	CIUDAD
C (km/h)	0.330	0.380	0.485
$Z_0$ (m)	0.070	0.300	0.800

La presión del viento se calcula con:

$$P = P_B * \left(\frac{V_Z}{100}\right)^2 \geq V_{10}$$

Ecuación III-8

Dónde:

P = Presion del viento (kg/m<sup>2</sup>).

$V_Z$  = Velocidad del viento a la Z (km/h).

$P_B$  = Presion basica correspondiente a una velocidad de 100 km /h dada en la tabla 3.4.11.

Tabla III-12 Presiones básicas  $P_B$  correspondientes a  $V_B = 160$  (km/h)

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	PRESION POR BARLOVENTO (kg/m <sup>2</sup> )	PRESION POR SOTAVENTO (kg/m <sup>2</sup> )
Armaduras, columnas y arcos	153	76.5
Vigas	153	No aplicable
Superficies de pisos largos	122	No aplicable

### 3.4.9. VARIACION DE LA TEMPERATURA

Los rangos de temperatura serán los indicados en la siguiente tabla:

Tabla III-13 Rangos de Temperatura

MATERIAL	COSTA	SIERRA	SELVA
Concreto Armado o Presforzado	10° a 40° C	- 10° a + 10° C	10° a 50° C
Acero	5° a 50° C	- 10° a + 10° C	10° a 60° C
Madera	10° a 40° C	- 10° a + 10° C	10° a 50° C

La temperatura de referencia será la temperatura ambiental promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestabilidad de la estructura

#### Gradiente de Temperatura:

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados.

Las diferencias de temperatura  $T_1$  y  $T_2$  corresponderán a los valores positivos dados en la tabla, o a los negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla por -0.5

Tabla III-14 Temperatura que definen los gradientes (°C)

REGION	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	$T_1$	$T_2$	$T_1$	$T_2$	$T_1$	$T_2$
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

### 3.5. FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

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

Cuando se consideran niveles diversos de condiciones de carga, la selección de la condición de diseño será responsabilidad del propietario de la obra.

Para los efectos de las fuerzas que pueden desarrollarse durante la construcción, se especifica un factor de carga mínimo.

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = \sum \eta * \gamma_1 * q_1$$

Ecuación III-9

Dónde:

$\eta$  = Modificador de las cargas.

$\gamma_1$  = Factores de carga

$q_1$  = Cargas especificadas en la sección.

Estados Límites;

**RESISTENCIA I:** Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

**RESISTENCIA II:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

**RESISTENCIA III:** Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por partes de vehículos normales con una velocidad de viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I: Combinaciones de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales. 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 cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III: Combinación de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV: Combinación de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las presupuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$Q = \sum \eta * \gamma_1 * q_1 \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación III-10

Para cargas cuyo valor máximo de  $\gamma_1$  es apropiado:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

Ecuación III-11

Para cargas cuyo valor mínimo es de  $\gamma_1$  es apropiado:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.00$$

Ecuación III-12

Dónde:

$\gamma_1$  = Factor de carga

$\phi$  = Factor de resistencia.

$\eta$  = Factor de modificación de la cargas.

$\eta_D$  = Factor relacionado con la ductibilidad.

$\eta_R$  = Factor relacionado con la redundancia.

$\eta_I$  = Factor relacionado con la impornacia operativa.

$q_1$  = Solicitacion.

$R_n$  = Resistencia normal.

$R_r$  = Resistencia mayorada =  $\phi R_n$

**Ductilidad:** El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera que tiene que asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$  para elementos y conexiones no ductiles.

= 1.00 para diseños y detalles convencionales

$\leq 1.00$  para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales

*para mejorar la ductilidad mas alla de lo requerido por las especificaciones.*

Para todos los demás estados límites:  $\eta_D = 1.00$

Redundancia: A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocara el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocara el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$  para elementos no redundantes.

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia.

$\leq 1.00$  para niveles excepcionales de redundancia.

Para todos los demás estados límites:  $\eta_R = 1.00$

Importancia Operativa: aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

El estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$  para puentes importantes.

= 1.00 para puentes típicos.

$\leq 1.00$  para puentes de relativamente poca importancia.

Para todos los demás estados límites:  $\eta_I = 1.00$

Tabla III-15 Combinaciones de Cargas y Factores de carga

Combinaciones de cargas	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
										DD	IM	CE	BR
Estado Limite	EL	LS	WA	WS	WL	FR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
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 - Solo 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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$				
EVENO EXTREMO I	$\gamma_P$	$\gamma_{EQ}$	1.00			1.00				1.00			
EVENO 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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$				
SERVICIO IV	1.00		1.00	0.70		1.00	1.00/1.21		1.00				
FATIGA - solo LL, IM, CE		0.75											

Tabla III-16 Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_P$

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Elementos y accesorios	1.25	0.90
DC : Solo Resistencia IV	1.50	0.90
DD : Fricción Negativa (downdrang) Pilotes, Método Tomlinson	1.40	0.25
Pilotes, Método	1.05	0.30
Eje perforado, Método O'Neill and Reese	1.25	0.35
DW : Superficie de Rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH : Empuje horizontal de suelo		
* activo	1.50	0.90
* pasivo	1.35	0.90
EL : Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV : Empuje vertical del suelo		
* Estabilidad global	1.00	N/A
* Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
* Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
* Marcos rígidos	1.35	0.90
* Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
* Alcantarillas metálicas rectangulares	150.00	0.90
ES : Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

## NOTAS:

- El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.
- El factor de carga para sobrecarga  $\gamma_{EQ}$  en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores AASTHO se usaba  $\gamma_{EQ} = 0.00$ , y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir  $\gamma_{EQ} < 1.00$ , siendo razonable  $\gamma_{EQ} = 0.50$  para un amplio rango de valores de tráfico.
- Los factores de carga  $\gamma_{TG}$  y  $\gamma_{SE}$  se deben adoptar en base a las características especificadas de cada proyecto.  $\gamma_{TG}$  se puede tomar si no hay información: 0.00 en estado límite de resistencia y eventos extremos, 1.00 en estado límite de servicio cuando no se considere la sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considere la sobrecarga.

**Denominación de las cargas***Cargas permanentes:*

- ✓ DD = Fricción Negativa (downdrag)
- ✓ DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- ✓ DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- ✓ EH = Empuje horizontal de suelo.
- ✓ EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del pos tensado.
- ✓ ES = Sobrecarga del suelo.
- ✓ EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

*Cargas Transitorias:*

- ✓ BR = Fuerza de frenado de los vehículos.
- ✓ CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- ✓ CR = Fluencia lenta "creep" del concreto.
- ✓ CT = Fuerza de colisión de un vehículo.



- ✓ CV = Fuerza de colisión de una embarcación.
- ✓ EQ = Sismo.
- ✓ FR = Fricción.
- ✓ IC = Carga de hielo.
- ✓ IM = Incremento por carga vehicular dinámica.
- ✓ LL = Sobrecarga vehicular
- ✓ LS = Sobrecarga de la carga viva.
- ✓ PL = Sobrecarga peatonal.
- ✓ SE = Asentamiento.
- ✓ SH = Contracción.
- ✓ TG = Gradiente de temperatura.
- ✓ TU = Temperatura uniforme.
- ✓ WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- ✓ WL = Viento sobre la sobrecarga.
- ✓ WS = Viento sobre la estructura.

### 3.6. SUPERESTRUCTURA

#### 3.6.1. TABLERO DE LOSA

Un tablero de losa y vigas consiste en un número de vigas igualmente espaciadas entre sí una distancia que varía entre 1,8 y 3,5 m (aprox.), apoyadas en los extremos del puente y que soportan una losa que se extiende transversalmente a lo ancho del puente. La losa tiene la doble función de resistir las cargas vivas y de servir de aleta a las vigas longitudinales, formando así vigas T. además de las vigas longitudinales y de la losa se deben proyectar diafragmas (riostros) transversales en los extremos de las vigas y, dependiendo de la luz de las vigas, en el centro de estas o en otras posiciones.

#### 3.6.2. ESTRUCTURACION

##### DISEÑO A FLEXION DE LA LOSA DEL PUENTE

La luz del cálculo **S** de la losa depende del tipo de vigas sobre las que esta se apoya. Es necesario distinguir:

- A) Losa apoyada sobre vigas de concreto reforzado: en este caso la losa se funde monolíticamente con las vigas, formando una viga T. la luz **S** equivale a la luz libre entre las vigas.

- B) Losa apoyada sobre vigas metálicas. En este caso la luz  $S$  de cálculo de la losa equivale a la distancia libre  $L$  entre vigas más la mitad del patín de la viga metálica ( $b_i/2$ ).

### **MOMENTOS FLECTORES PARA EL DISEÑO DE LA LOSA DE CONCRETO.**

- a) Momentos debidos a la carga muerta. El momento de diseño de la losa, debido a carga muerta, depende de si la losa es simplemente apoyada o continua.
- b) Momentos debidos a la carga viva. Es necesario distinguir:

### **LOSAS CON REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO**

#### **- Luces de cálculo:**

Para tramos simples, la luz de cálculo será la distancia entre ejes de los soportes, pero no suponer a la luz libre más el espesor de la losa.

Para el cálculo de la distribución de cargas y momentos flectores en losas continuas sobre más de dos apoyos se debe tener en cuenta las siguientes condiciones:

- Losas monolíticas con la viga (sin acartelamiento)  $S$ =luz libre
- Losas apoyadas en vigas metálicas  $S$ =distancia entre los bordes de las alas más la mitad de la anchura del ala de la viga.
- Losas apoyadas sobre vigas de madera  $S$ =luz libre más la mitad del espesor de la viga.

#### **- Refuerzo de distribución.**

Se debe colocar transversalmente, en la cara inferior de la losa, un porcentaje del refuerzo requerido para momento positivo de acuerdo con la siguiente ecuación: (En porcentaje)

$$\frac{121}{\sqrt{s}} ; \text{Maximo el } 67\%$$

Dónde:

$S$  : Luz de Diseño

Esta cantidad de refuerzo debe emplearse en la franja media de la luz de la losa y por lo menos un 50% debe colocarse en los cuartos exteriores de la misma.

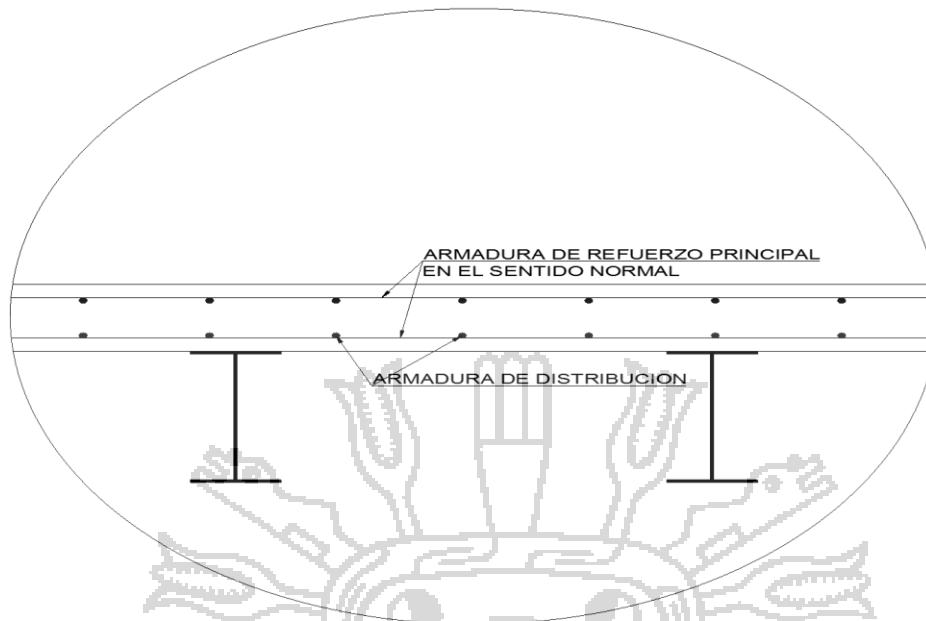


Figura III-10 armadura de Distribución

### 3.6.3. LOSAS CON REFUERZO PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO

#### - Momentos flectores

Para las cargas de rueda se debe tomar un ancho de distribución  $E$  igual a:

$$E = (1.2 + 0.06S)$$

Ecuación III-13

Dónde:

$S$  : Luz de Diseño

Sin exceder 2,0 m. las cargas de vía se distribuyen sobre un ancho igual a  $2E$ .

Para luces simples, el máximo de momento flector por metro de ancho, sin impacto, producido por el camión C40-95 se calcula de acuerdo con las siguientes formulas aproximadas:

Para luces 14 m.

$$M_L = 1.4S$$

Ecuación III-14

Para luces de 15 a 30 m.

$$M_L = 1.55(1.3S - 6.0)$$

Ecuación III-15

Dónde:

S : Luz de Diseño

Se debe colocar transversalmente, en la cara inferior de la losa, un porcentaje del refuerzo requerido para momento positivo de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$PORCENTAJE = \frac{55}{\sqrt{S}} ; \text{MAXIMO } 50\%$$

Ecuación III-16

Dónde:

S : Luz de Diseño

- Refuerzo de distribución. Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico.

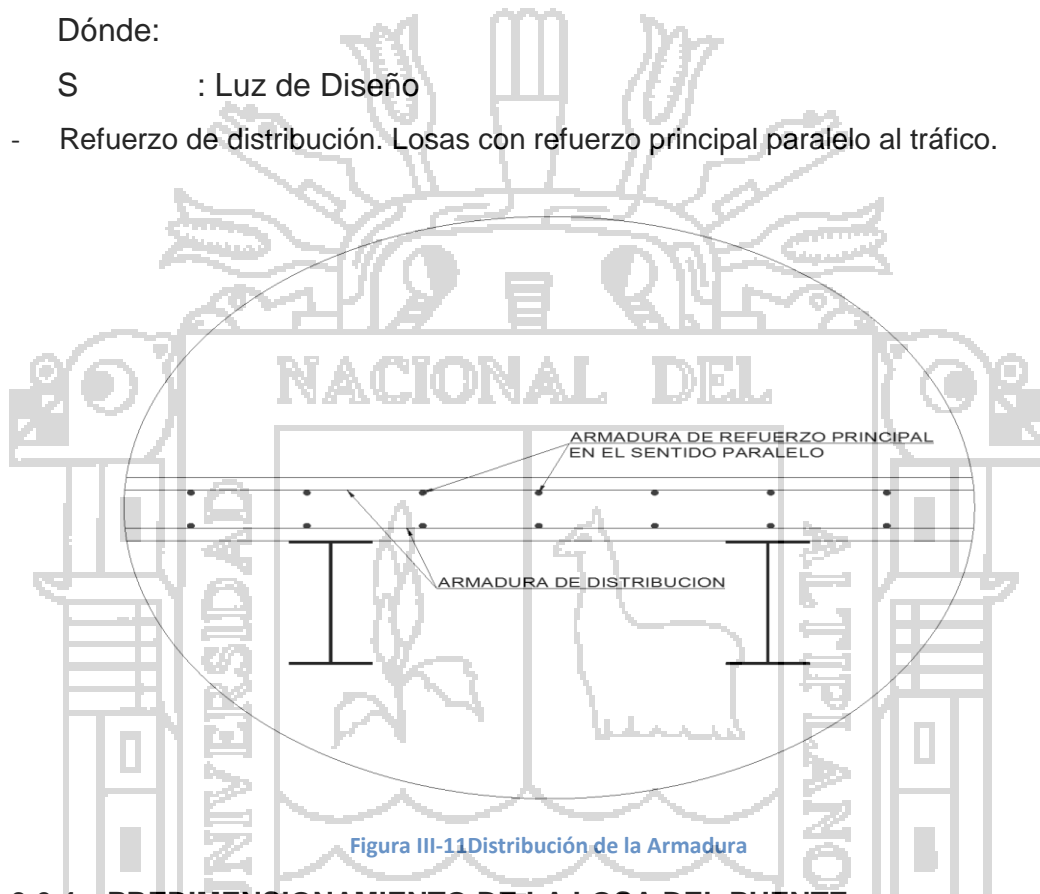


Figura III-11 Distribución de la Armadura

#### 3.6.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DEL PUENTE

##### LONGITUD DEL VOLADO DE LOSA

AASHTO, limita la longitud del Volado a 1.80 o 0.5 S' (separación de Vigas) como se muestra en la figura. Asimismo, AASHTO limita la Longitud de la Calzada del Volado a 0.91m.

Tabla III-17 Profundidad Mínima por Separación de Vigas

TIPO DE LOSA	PROFUNDIDAD MINIMA	
	TRAMO SIMPLE	TRAMO CONTINUO
Concreto Reforzado	$\frac{1.20(S' + 3000)}{30}$	$0.10 + \frac{S'}{30} > 0.165m$
Concreto Pretensado	$0.030S' > 165 \text{ mm}$	$0.027S' > 0.165m$

3.6.5. ANCHO EQUIVALENTE DE FRANJAS

El método aproximado de análisis de Tableros consiste en dividir el tablero en franjas perpendiculares a los apoyos. Estas franjas equivalentes se encuentran en dirección principal de la Losa (dirección en la que es cargada la losa).



Figura III-12 Ancho de Franja

Tabla III-18 Tipo de Tablero y Ancho de Franja

TIPO DE TABLERO	DIRECCION DE FRANJA PRINCIPAL RELATIVA A LA DIRECCION DEL TRAFICO	ANCHO DE FRANJAS PRINCIPALES
CONCRETO: Colocado en el lugar	Cantiléver, Paralelo o Perpendicular	1140+0.833X
		+M:660+0.55S
		-M:1220+0.25S
Colocado en el Lugar con permanencia de encofrado	Paralelo o Perpendicular	+M:660+0.55S
		-M:1220+0.25S

Adaptado del Manual de Diseño de Puentes, MTC-DGCF 2013

Dónde:

S : Espaciamiento de componentes de apoyo (mm).

h : Profundidad del Tablero (mm).

+M : Momento Positivo.

-M : Momento Negativo.

X : Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo.

Cuando la Losa es cargada en la dirección paralela al tráfico, la franja no será mayor de 3.6 m donde múltiples carriles cargados están siendo investigados.

Las franjas equivalentes perpendiculares al tráfico no están sujetas a límites de ancho.



Figura III-13 Franja Equivalente

#### ANCHO EFECTIVO DE FRANJAS EN BORDE LONGITUDINALES.

Cuando la losa es cargada en la dirección paralela al tráfico, el ancho efectivo de una franja con o sin viga borde, puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde del tablero y la cara interior de la barrera más 0.30 m y más la mitad del ancho de franja pero que no exceda el ancho total de franja o 1.80 m.

#### ANCHO EFECTIVO DE FRANJAS EN BORDES TRANSVERSALES

El ancho efectivo de una franja con o sin una viga de borde puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde transversal del tablero y la línea central de los apoyos más la mitad del ancho de franja, pero que nunca exceda el ancho total de franja.

### DISTRIBUCIÓN DE CARGA DE RUEDA EN LAS LOSAS.

Si la distancia en la dirección secundaria de la losa excede en más de 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal (dirección en la que es cargada la losa), todas las cargas de rueda serán aplicadas en la franja principal. Si la distancia en la dirección secundaria de la losa es menor de 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal, el tablero será modelado como un sistema de franjas interceptado (losas bidireccionales).

En el último caso se podrán usar los valores de la tabla anteriormente mencionado para determinar el ancho de las franjas en ambas direcciones. Estas losas bidireccionales no son de interés en nuestro estudio para mayores detalles revisar el Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF.

### APLICACIÓN DE CARGA DE VEHÍCULOS SOBRE LAS FRANJAS EQUIVALENTES

- Ejes de ruedas de 145 KN del camión de diseño, usando el método de franjas transversales (para de cargas puntuales de 72.5 KN separadas a 1.8 m entre sí).

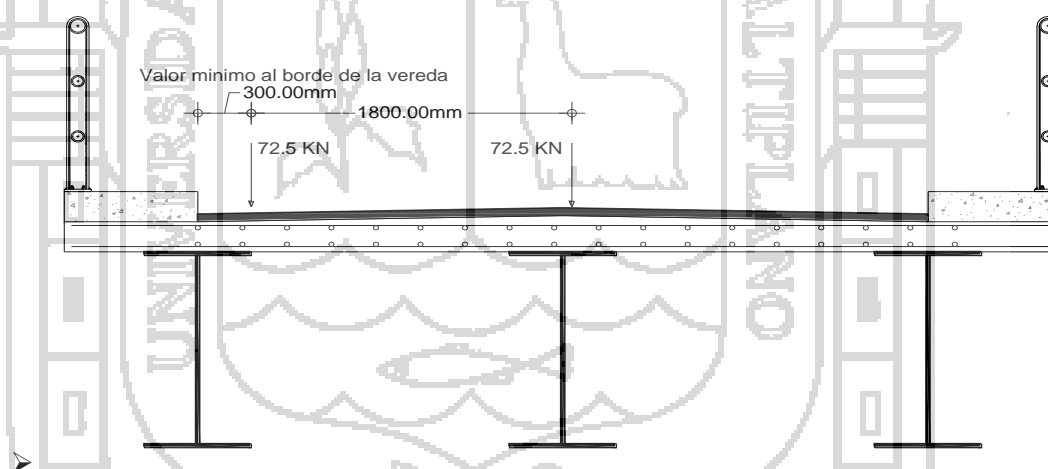


Figura III-14 Camión de Diseño usando Franjas Transversales

- Todas las cargas especificadas para carga viva vehicular, incluyendo la sobrecarga equivalente, donde las franjas son longitudinales

### POSICIÓN DE LA CARGA VIVA

En el análisis de la losa se debe colocar las cargas en las posiciones más desfavorables. Para determinar la posición de la carga viva más desfavorable que causa los mayores efectos de cortantes o momentos se puede hacer uso

de las líneas de influencia y evitar así someter la estructura a la infinidad de posiciones de carga.

Según el teorema de Barré, la posición más desfavorable que produce el máximo momento para losas cargadas en dirección paralela al tráfico, es aquella en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistan del centro de luz.

#### DISTANCIA DE LA CARGA DE LA RUEDA AL BORDE DE LA LOSA

Para el diseño de las losas, la línea de acción de la carga de la rueda se asume a 0.30 m. de la cara del guardarruedas o bordillo, si la losa no tiene bordillo la carga se localiza a 0.30m. de la cara de la baranda.

En el diseño de andenes, losas y elementos de soporte, la carga de la rueda se localiza sobre el andén, a 0.30 m, de la cara de la baranda.

#### 3.6.6. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO

##### MOMENTO DE DISEÑO

AASHTO especifica que donde se use este método de franjas se debe considerar el mayor momento positivo (producto de todas las cargas aplicadas) como el momento de diseño para todas las regiones de momentos positivos. Igualmente, se debe utilizar el mayor momento negativo para todas las regiones de momentos negativos.

#### 3.6.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO

##### REFUERZO MINIMO

El refuerzo mínimo a flexión será al menos 1.2 la resistencia a la rotura de la primera grieta.

Sin acero Pre esforzados:

$$P_{min} \geq 0.03 \frac{f'c}{fy}$$

Ecuación III-17

##### REFUERZO POR RETRACION DE FRAGUADO

Todos los elementos de espesor menor 1200 mm serán suministrados de un refuerzo adicional en ambas caras y en los dos sentidos.



$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

Ecuación III-18

### 3.6.8. VIGA METALICA

En el diseño de vigas compuestas las que más fácilmente se diseñan y se construyen, es la sección formada por una viga laminada (simétrica, de patines anchos), una losa de concreto que apoya en la viga de acero.

Para proporcionar mayor estabilidad contra el pandeo del patín de compresión de la viga, este se puede embeber a la losa como se muestra en la figura, esta adherencia no se toma en cuenta en el diseño por cortante.



Figura III-15 Patín de Compresión de la Viga

En las vigas anteriores en ocasiones el eje neutro queda dentro de la losa, lo cual la parte superior de eje neutro queda en compresión y la parte inferior en tensión, lo que provocaría que la parte que está en tensión de la losa se agriete y con el paso del tiempo se deteriore la losa. Para evitar este problema se le agrega un cubreplaca el patín inferior de la viga para que le elemento, para que la viga de acero trabaje totalmente en tensión y la losa de concreto en compresión. También se puede hacer con el uso de una trabe armada con el patín inferior más grande que el patín superior.

#### DIMENSIONAMIENTO

Para determinar el ancho de losa que actúa en acción compuesta con la viga de acero, se considera uniforme la distribución de esfuerzos, debido a que los conectores de cortante restringen la deformación de la losa y al retraso del cortante, se presentan esfuerzos máximos por encima de la viga de acero y los mínimos entre las vigas, lo que da origen a una distribución no uniforme de esfuerzos longitudinales en todo el ancho de la losa que actúa en acción compuesta.

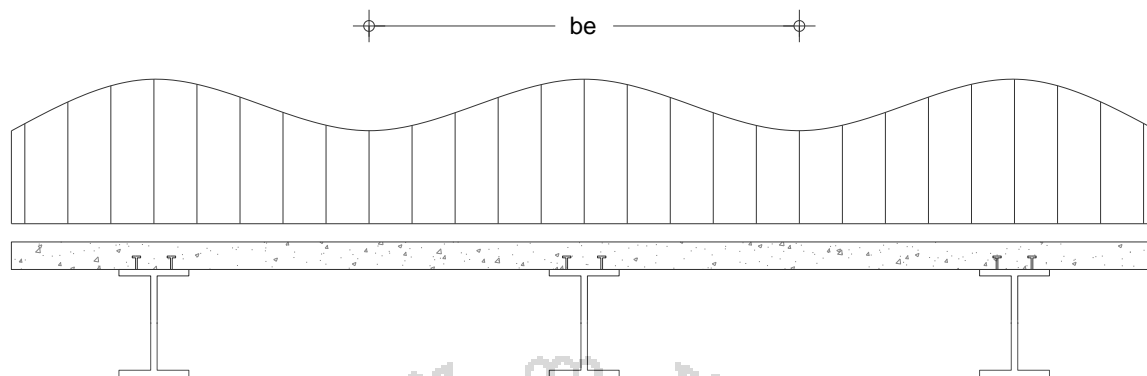


Figura III-16 Distribución no Uniforme de Esfuerzos Longitudinales

### DIMENSIONES MINIMAS PARA VIGAS PREFABRICADAS

Según el MTC-DGCF especifica los siguientes valores mínimos para vigas prefabricadas.

a) Ala Superior.

Espesor no será menor de 50mm.

b) Ala Inferior.

Espesor no será menor de 125mm.

c) Almas.

Espesor no será menor de:

Concreto Armado : 125mm.

Concreto Pre-esforzado : 165mm.

Concreto Post-Tensado : 300mm.

### ANCHO EFECTIVO DE PATINES

Se presentaron un problema al estimar que porción de la losa actúa como parte de la viga. Si las vigas se encuentran relativamente cerca de otra, los esfuerzos de flexión en la losa se distribuirán en forma bastante uniforme en la zona de compresión. Sin embargo, si la distancia entre estas es grande, los esfuerzos variaran mucho y se distribuirán en forma no lineal a través del patín. Entre más alejada este un parte de la losa de la viga de acero, menor sera su esfuerzo de flexion. Las especificaciones abordan este problema reemplazando la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante. Se supone que esta losa equivalente soporta la misma compresión total que la losa real.

La parte de la losa o patín que se puede considerar que participa en la acción de la viga, está controlada por las especificaciones. Las especificaciones LRFD establecen que el ancho efectivo de la losa de concreto debe tomarse igual al menor de los valores que siguen. Esta misma reglamentación se aplica si la losa existe en uno o ambos lados de la viga.

- Un octavo del calor de la viga medido entre centros de apoyo para claros simples o continuos.
- La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente.
- La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa.

## MIEBROS DE SECCION EN FLEXION

### SECCIÓN COMPUESTA

Se consideran secciones compuestas a secciones consistentes de un tablero de concreto, que provee la acción compuesta probada y soporte lateral, conectado a una sección de acero por conectores de cortante.

### ESFUERZOS

#### SECUENCIA DE CARGA

El esfuerzo elástico en cualquier ubicación de la sección compuesta debido a las cargas aplicadas será la suma de los esfuerzos causados por las cargas aplicadas por separado a la:

- Sección de Acero.
- Sección Compuesta a corto plazo.
- Sección Compuesta a Largo plazo.

Para las construcciones no apuntaladas, la carga permanente aplicada antes de que el tablero de concreto haya fraguado o se haga compuesto se supone resistida por la sección de acero sola; la carga permanente y la carga viva aplicada después de esta etapa se supone resistida por la sección compuesta.

Para la construcción apuntalada, toda la carga permanente se supone aplicada después de que el tablero de concreto haya fraguado o se haga compuesto.

### ESFUERZOS PARA SECCIONES DE FLEXIÓN POSITIVA.

Para el cálculo de los esfuerzos por flexión dentro de las secciones sometidas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá de la sección de acero y la superficie transformada del ancho efectivo del tablero de concreto.

Para las cargas asumidas transitorias aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, la superficie del tablero de concreto debe ser transformado mediante la relación modular de corto plazo,  $n$ . Para las cargas asumidas permanentes aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, la superficie del tablero de concreto debe ser transformado mediante la relación modular de largo plazo,  $3n$ .

La relación modular debe ser tomado como:

$$n = \frac{E}{E_c}$$

Ecuación III-19

Donde:

$E_c$  : Modulo de elasticidad del concreto (MPa).

Para concretos de densidad normal, la relación modular puede ser tomada como:

- $16 \leq f'_c < 20$   $n = 10$ .
- $20 \leq f'_c < 25$   $n = 9$ .
- $25 \leq f'_c < 32$   $n = 8$ .
- $32 \leq f'_c < 41$   $n = 7$ .
- $41 \leq f'_c$   $n = 6$ .

### ESFUERZOS PARA SECCIONES EN FLEXIÓN NEGATIVA

Para el calculo de los esfuerzos por flexion en secciones sujetas a flexion negativa, la sección compuesta para ambos momentos a corto plazo y largo plazo consistirán en la sección de acero y el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de concreto.

### ESFUERZOS EN EL TABLERO DE CONCRETO.

Para el cálculo de los esfuerzos por flexión longitudinal en el tablero de concreto debido a todas las cargas permanentes y transitorias, se debe usar la relación modular a corto plazo,  $n$ .

### ANCHO EFECTIVO DEL TABLERO DE CONCRETO.

En ausencia de un análisis más refinado, los límites para el ancho de una losa de hormigón, considerado efectivo en acción compuesta para determinar la resistencia para todos los estados límites, serán como aquí se especifica. El cálculo de deformaciones se debería basar en el ancho de ala total.

La longitud de tramo efectiva usada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre puntos de inflexión por cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos.

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva.
- 12.0 por el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semi-ancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor.
- La separación promedio de las vigas adyacentes.
- Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semi-ancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:
  - Un Octavo de la longitud de tramo efectiva.
  - 6.0 por el espesor promedio de la losa, más el semi-espesor del alma o un cuarto del ala superior de la viga de base, cualquiera que sea el valor que resulte mayor.
- El ancho del vuelo.

### ➤ FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA DEL PATÍN

#### FACTOR DE HÍBRIDOS, $R_h$ .

Para perfiles laminados y secciones construidas homogéneas  $R_h$ , puede ser tomado como 1.0.

#### FACTOR DE DESPRENDIMIENTO DE CARGA DEL ALMA $R_b$ .

Cuando se verifica la constructibilidad de la viga, o cuando:

- La sección es compuesta y está en flexión positiva y el alma satisface ciertos requisitos.
- Una o más rigidizadores longitudinales son dispuestas:

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{YC}}}$$

Ecuación III-20

➤ El alma satisface:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw}$$

Ecuación III-21

Luego,  $R_b$  desde tomarse como 1.0.

$F_{yc} (MPa)$	$\lambda_{rw}$
250	162
345	137
485	116
620	102
690	97

LÍMITES DE PROPORCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

PROPORCIÓN DE ALMAS SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES

El alma será proporcionada de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

Ecuación III-22

PROPORCIÓN DEL PATIN

Los patines en compresión y tensión serán proporcionadas de la siguiente manera:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0$$

Ecuación III-23

$$b_f \geq \frac{D}{6}$$

Ecuación III-24

$$t_f \leq 1.1t_w$$

Ecuación III-25

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

Ecuación III-26

Donde:

$I_{yc}$  : Momento de inercia del ala en compresión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (mm<sup>4</sup>).

$I_{yt}$  : Momento de inercia del ala en tensión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (mm<sup>4</sup>).

### ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

#### SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN POSITIVA.

En secciones compuestas continuas dobladas o puentes de vigas de acero horizontalmente curvadas se consideraran secciones no compactas.

Las secciones compuestas en puentes rectos que cumplan los siguientes requisitos, se clasificara como secciones compuestas compactas:

- Las resistencias mínimas de fluencia especificadas del patín no exceda de 485 MPa.
- El alma cumple con los requisitos de proporción especificados anteriormente.
- La sección cumple con el límite de esbeltez del alma:

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación III-27

Dónde:

$D_{CP}$  : Altura del alma en compresión en el momento plástico (mm)

#### SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS

Secciones en puentes rectos para los que:

- Las resistencias mínimas de fluencia especificadas del patíne no excedan de 485 MPa.
- El alma satisface el límite de esbeltez no compacto:

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación III-28

- Las alas satisfacen la siguiente relación:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3$$

Ecuación III-29

Donde:

$D_c$  : Altura del alma en compresión en el rango elástico (mm).

$I_{yc}$  : Momento de inercia del ala en compresión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (mm<sup>4</sup>).

$I_{yt}$  : Momento de inercia del ala en tensión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (mm<sup>4</sup>).

Pueden ser proporcionados de acuerdo con las disposiciones para secciones con almas compactas o no compactas.

RESISTENCIA A FLEXIÓN - SECCIÓN COMPUESTA EN FLEXIÓN POSITIVA

SECCIONES COMPACTAS

RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN.

La resistencia nominal a flexión de la sección será asumida como:

Si  $D_p \leq 0.1D_t$  entonces:

$$M_n = M_p$$

Ecuación III-30

De lo contrario:



$$M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

Ecuación III-31

Dónde:

$D_p$  : Distancia desde la parte superior del tablero de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el momento de plástico (mm).

$D_t$  : Altura total de la sección compuesta (mm).

$M_p$  : Momento plástico de la sección compuesta (N-mm).

En un tramo continuo, la resistencia nominal a flexión de la sección no debe ser superior a:

$$M_n = 1.3R_h M_y$$

Ecuación III-32

Dónde:

$M_y$  : Momento de fluencia (N-mm).

$R_h$  : Factor híbrido.

REQUISITO DE DUCTILIDAD.

Las secciones compactas y no compactas deben satisfacer:

$$D_p \leq 0.42D_t$$

Ecuación III-33

RESISTENCIA A FLEXIÓN – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS.

RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL PATÍN EN COMPRESIÓN.

La resistencia nominal a flexión del patín en compresión debe ser tomado como el menor de la resistencia por pandeo local y la resistencia por pandeo lateral torsional.

RESISTENCIA POR PANDEO LOCAL.

La resistencia por pandeo local del patín en compresión debe ser tomado como:

- Si  $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ , entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Ecuación III-34

- De lo contrario:

$$F_{nc} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

Ecuación III-35

En el que:

$\lambda_f$  : Relación de esbeltez para el patín en compresión.

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf}$  : Relación de esbeltez límite para un patín compacto.

$$\lambda_f = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

Dónde:

$F_{yr}$  : Esfuerzo del patín en compresión en el inicio de la fluencia nominal dentro de la sección transversal, incluyendo los efectos del esfuerzo residual , pero sin incluir el pandeo lateral del patín en compresión, tomado como el menor de  $0.7F_{yc}$  y  $F_{yw}$  pero no menor que  $0.5F_{yc}$

### RESISTENCIA POR PANDEO LATERAL TORSIONAL

Para longitudes sin soporte lateral en la que el miembro sea prismático, la resistencia por pandeo lateral torsional del patín en compresión debe ser tomado como:

- Si  $L_b \leq L_p$  , entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Ecuación III-36

- Si  $L_p < L_b \leq L_r$  , entonces

$$F_{nc} = C_b \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc}$$

Ecuación III-37

- Si  $L_b > L_r$  , entonces:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc}$$

Ecuación III-38

Dónde:

$L_b$  : Longitud sin Soporte lateral (mm)

$L_p$  : Limite de la longitud sin soporte lateral para lograr la resistencia a flexión nominal, de  $R_b R_h F_{yc}$  bajo pandeo uniforme (mm)

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$L_r$  : Límite de la longitud sin soporte lateral para lograr la primera fluencia nominal ya sea en el patín bajo pandeo uniforme con consideración de los efectos del esfuerzo residual del patín en compresión (mm)

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}}$$

$C_b$  = Modificador de la gradiente de momento. Se puede calcular de la siguiente manera:

- Si  $\frac{f_{mid}}{f_2} > 1$  o  $f_2 = 0$ , entonces:

$$C_b = 1.0$$

- Para otros casos:

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{f_1}{f_2}\right) + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2}\right)^2 \leq 2.3$$

Ecuación III-39

$F_{cr}$  = Esfuerzo elástico por pandeo torsional (MPa).

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2}$$

Ecuación III-40

$r_t$  = Radio efectivo para pandeo lateral torsional (mm)

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}}$$

Ecuación III-41

Dónde:

$f_{mid}$  = Esfuerzo sin considerar la flexión lateral en la mitad de la longitud sin soporte lateral del patín bajo consideración, calculado de la envolvente de momento valor que produce la mayor compresión en este punto.  $f_{mid}$  Se debe a las cargas factoradas y se tendrá como positivo en compresión y negativo en tensión.

$f_0$  = Esfuerzo en la sección del soporte lateral opuesto a  $f_2$ .

$f_1 = f_0$  Cuando la variación del momento a lo largo de toda la longitud entre los puntos de soporte lateral es cóncavo.

$f_2$  = Máximo esfuerzo de compresión sin tener en cuenta la flexión lateral en los extremos de la longitud sin soporte lateral del patín bajo consideración

#### RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL PATÍN EN TENSIÓN

La resistencia nominal a flexión del patín en tensión debe ser tomado como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt}$$

Ecuación III-42

#### CÁLCULOS FUNDAMENTALES PARA MIEMBROS EN FLEXIÓN.

##### MOMENTO PLÁSTICO.

El momento plástico  $M_p$  es calculado como el momento generado por las fuerzas plásticas alrededor del eje neutro plástico. Las fuerzas plásticas en la porción de acero de la sección transversal se calculan usando la resistencia de fluencia de los patines, del alma y del acero de refuerzo, según corresponda. Las fuerzas plásticas en la porción de concreto de la sección transversal que está en compresión se puede basar en un bloque rectangular de esfuerzos con la magnitud del esfuerzo en compresión igual a  $0.85f'_c$ . El concreto en tensión debe ser ignorado.

La posición del eje neutro plástico se determina por la condición de equilibrio que no hay fuerza axial neta.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva puede ser determinada por:

- Cálculo de las fuerzas de los elementos y luego su uso para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, el ala superior o en el tablero de hormigón.
- Cálculo de la localización del eje neutro plástico en el elemento determinado en la primera etapa.
- Calculando  $M_p$  Se dan en el cuadro mostrado más adelante ecuaciones para distintas ubicaciones posibles del eje neutro plástico (ENP).

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal pueden ser conservadoramente ignoradas. Para ello, se establece que  $P_{rb}$  y  $P_{rt}$  sean iguales a cero en las ecuaciones de los cuadros mostrados más adelante. El momento plástico de una sección compuesta en flexión negativa puede ser calculado por un procedimiento análogo.

El momento plástico de una sección no compuesta puede ser calculado mediante la eliminación de los términos relativos al tablero de concreto y el refuerzo longitudinal en las ecuaciones para secciones compuestas.

Tabla III-19 Casos para secciones en flexión positiva

CASO	PNA	CONDICION	$\bar{Y}$ AND $M_p$ para secciones en flexión positiva
I	In Web	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[ \frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} [\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[ \frac{P_w + P_t - P_s + P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_t}{2t_c} [\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
III	Concrete Deck, Below $P_{rb}$	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[ \frac{P_c + P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} + 1 \right]$

			$M_p = \left( \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Concrete Deck, Below at $P_{rb}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left( \frac{C_{rb}}{t_s} \right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = C_{rb}$ $M_p = \left( \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt}d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Concrete Deck, Above $P_{rb}$ Below $P_{rt}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left( \frac{C_{rb}}{t_s} \right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[ \frac{P_{cr} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left( \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Concrete Deck, at $P_{rt}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left( \frac{C_{rb}}{t_s} \right) P_s$	$\bar{Y} = C_{rt}$ $M_p = \left( \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Concrete Deck, Above $P_{rt}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left( \frac{C_{rb}}{t_s} \right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[ \frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left( \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

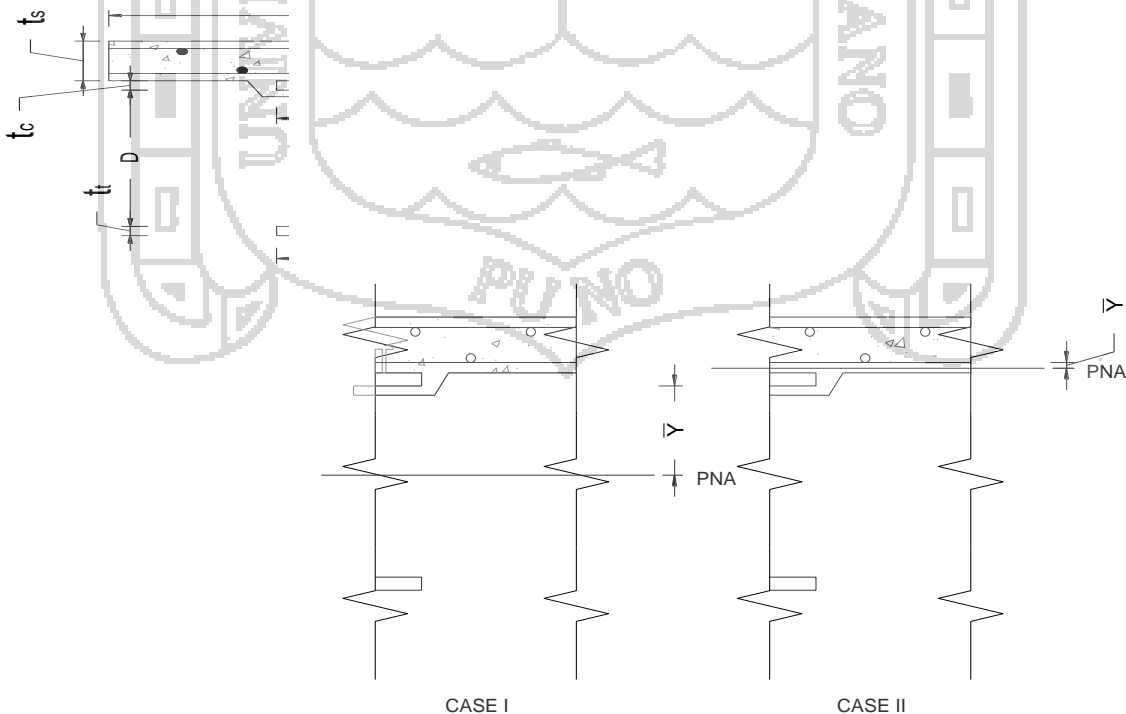


Figura III-17 Graficos de los Casos de de Flexion

Tabla III-20Casos para secciones en flexión positiva

CASE	PNA	CONDITION	$\bar{Y}$ AND $M_p$ para secciones en flexión Negativa
I	In Web	$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[ \frac{P_c - P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} [\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_t}{2}\right) \left[ \frac{P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_t} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_t}{2t_c} [\bar{Y}^2 + (t_t - \bar{Y})^2] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c]$

En los que:

$$P_{rt} = (F_{Yrt})(A_{rt})$$

$$P_s = 0.85(f'_c)(b_s)(t_s)$$

$$P_{rb} = (F_{Yrb})(A_{rb})$$

$$P_c = (F_{Yc})(b_c)(t_c)$$

$$P_w = (F_{Yw})(D_w)(t_w)$$

$$P_t = (F_{Yt})(b_t)(t_t)$$

### MOMENTOS DE FLUENCIA SECCIONES NO COMPUESTAS

El momento de fluencia  $M_y$ , de una sección no compuesta debe ser tomado como el menor del momento requerido para que se produzca la primera fluencia nominal del patín en compresión,  $M_{YC}$  y el momento requerido para que se produzca la primera fluencia nominal del patín en tensión,  $M_{YT}$ , en el estado límite de resistencia. El pandeo lateral del patín en todo tipo de secciones y la fluencia del alma en secciones híbridas deben ser tomados en cuenta en este cálculo.

### SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN POSITIVA.

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se debe tomar como la suma de los momentos aplicados separadamente a la sección de acero y a la sección compuesta a corto plazo y largo plazo para producir la primera fluencia nominal en ambos patines en el estado límite de resistencia. El pandeo lateral del patín en todo tipo de secciones y la fluencia del alma en secciones híbridas deben ser tomados en cuenta en este cálculo.

- Cálculo del momento  $M_{D1}$ , causada por la carga permanente factorada aplicada antes de que el tablero de concreto haya endurecido o se haga compuesta.
- Cálculo del momento  $M_{D2}$ , causada por el resto de la carga permanente factorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.
- Cálculo del momento  $M_{AD}$ , que debe ser aplicada a la sección compuesta a corto plazo para causar la fluencia nominal en ambos patines de acero.
- El momento de fluencia es la suma del momento por carga permanente total y el momento adicional.

Simbólicamente el procedimiento es:

1. Solución para  $M_{AD}$  de la Ecuación:

$$F_{Yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Ecuación III-43

2. Luego calcular:

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

Ecuación III-44

Dónde:

$S_{NC}$  : Modulo de sección no compuesta ( $\text{mm}^3$ ).

$S_{ST}$  : Modulo de sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^3$ ).

$S_{LT}$  : Modulo de sección compuesta a largo plazo ( $\text{mm}^3$ ).

$M_{D1}, M_{D2}, M_{AD}$ : Momentos debido a las cargas factoradas aplicadas a las secciones apropiadas (N-mm)

$M_Y$  Debe ser el menor valor calculado para el patín en compresión,  $M_{Yc}$ , o el patín en tensión  $M_{Yt}$

## SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA

Para secciones compuestas en flexión negativa, se sigue el mismo procedimiento anterior para secciones compuestas en flexión positiva, salvo que la sección compuesta para ambos momentos a corto plazo y largo plazo consistirá en la sección de acero y el refuerzo longitudinal



dentro del ancho efectivo del tablero de concreto. Por lo tanto,  $S_{ST}$  y  $S_{LT}$  son el mismo valor. Además,  $M_{Yt}$  se tomará respecto a cualquiera del patín en tensión o el refuerzo longitudinal, el que fluya primero

## RESISTENCIA A CORTANTE

### GENERALIDADES

En el estado límite e resistencia, los paneles con almas rectas y curvas deben satisfacer:

$$V_U \leq \phi_v V_n$$

Ecuación III-45

Dónde:

$\phi_v$  = factor de resistencia por cortante.

$V_n$  = resistencia al cortante nominal (N).

$V_U$  = cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas factoradas (N).

### RESISTENCIA NOMINAL DE ALMAS SIN RIGIDIZADORES.

La resistencia nominal por cortante de almas sin rigidizadores se considera como:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

Ecuación III-46

En el que.

$$V_p = 0.58F_{yW} D_W t_W$$

Ecuación III-47

Dónde:

C = Relación de la resistencia al cortante por pandeo a la resistencia por fluencia cortante.

$V_{cr}$  = Resistencia al cortante por pandeo (N).

$V_n$  = Resistencia al cortante nominal (N).

$V_p$  = Fuerza cortante plástica (N).

RESISTENCIA NOMINAL DE ALMAS CON RIGIDIZADORES.  
TRAMOS INTERIORES.

La resistencia nominal al cortante de un alma de tramo interior, proporcionado de manera que:

$$\frac{2D_w t_w}{(b_{fc} t_{fc} + b_{ft} b_{ft})} \leq 2.5$$

Ecuación III-48

Debe ser tomado como:

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D_w}\right)^2}} \right]$$

Ecuación III-49

En el que:

$$V_p = 0.58 F_{Yw} D_w t_w$$

Ecuación III-50

Donde:

$d_o$  = Espaciamiento del rigidizador transversal (mm).

La relación, C, debe determinarse como se especifica a continuación:

Si,

$$\frac{D_w}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{Yw}}}$$

Ecuación III-51

Entonces:  $C = 1.0$ .

Si,

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{Yw}}} < \frac{D_w}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{Yw}}}$$

Ecuación III-52

Entonces:

$$C = \frac{1.12}{\frac{D_w}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{YW}}}$$

Ecuación III-53

Si,

$$\frac{D_w}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{YW}}}$$

Ecuación III-54

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D_w}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{YW}}}$$

Ecuación III-55

En el que:

K = Coeficiente de corte por pandeo.

$$K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D_w}\right)^2}$$

Ecuación III-56

De lo contrario, la resistencia nominal al cortante debe ser tomada como sigue:

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1 - C)}{\left( \sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D_w}\right)^2} + \frac{d_o}{D_w} \right)} \right]$$

Ecuación III-57

TRAMOS EXTREMOS.

La resistencia nominal al cortante de un alma de tramos extremo debe ser tomado como:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

Ecuación III-58

En el que:

$$V_p = 0.58F_{YW} D_w t_w$$

Ecuación III-59

El espaciamiento de los rigidizadores transversales para tramos extremos con o sin rigidizadores longitudinales no debe exceder de  $1.5D$ .

### **CONECTORES DE CORTE.**

#### GENERALIDADES.

En secciones compuestas, los conectores de corte de tipo perno o canal será provisto en la interfaz entre el tablero de concreto y la sección de acero para resistir el corte en la misma.

Puentes compuestos de tramos simples deberán ser provistos con conectores de corte a lo largo del tramo.

En puentes compuestos continuos rectos normalmente deberían contar con conectores de corte a lo largo de todo el puente. En las regiones de flexión negativa los conectores de corte serán provistos si la armadura longitudinal se considera como una parte de la sección compuesta. De lo contrario, los conectores de corte no necesitan ser provistos en las regiones de flexión negativa.

#### TIPOS.

Los conectores de corte pueden ser de tipo perno o canal los que se diseñarán de acuerdo a las disposiciones presentadas más adelante. Los conectores de corte deberán ser de un tipo que permita una compactación completa del concreto para asegurar que toda su superficie está en contacto con el concreto. Los conectores deberán ser capaces de resistir tanto el movimiento horizontal y vertical entre el hormigón y el acero.

La relación entre la altura y el diámetro de un conector de corte tipo perno no podrá ser inferior a 4.0. Los conectores de corte tipo canal tendrán soldaduras con filete no menor de 5 mm colocados a lo largo del talón y la punta del canal.

PITCH (DISTANCIA LONGITUDINAL ENTRE LOS CENTROS DE LOS CONECTORES DE CORTE).

El espaciamiento longitudinal entre los conectores de corte será determinado para satisfacer el estado límite de fatiga. El número resultante de conectores de corte no deberá ser inferior a la cantidad necesaria para satisfacer el estado límite de resistencia.

El espaciamiento longitudinal de los conectores de corte deberá satisfacer:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}}$$

Ecuación III-60

En el que:

$V_{sr}$  = Rango de corte horizontal por fatiga por unidad de longitud (N/mm).

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

Ecuación III-61

$V_{fat}$  = Rango de corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud (N/mm).

$$V_{sr} = \frac{V_f Q}{1}$$

Ecuación III-62

$F_{fat}$  = Rango de corte radial por fatiga por unidad de longitud (N/mm) tomado como el mayor de cualquiera de los dos:

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{flg} l}{wR}$$

Ecuación III-63

Ó:

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{W}$$

Ecuación III-64

Dónde:

$\sigma_{flg}$  = Rango de esfuerzos por fatiga longitudinal en el patín inferior sin considerar la flexión lateral del patín (MPa).

$A_{bot}$  = Área del patín inferior (mm<sup>2</sup>).

$F_{rc}$  = Rango neto de fuerzas del diafragma o marco transversal en el patín superior (N).

$I$  = Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^4$ ).

$l$  = Distancia entre puntos de arriostre (mm).

$n$  = Número de conectores de corte en una sección transversal.

$p$  = Espaciamiento longitudinal de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm).

$Q$  = Primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de concreto respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^3$ ).

$R$  = Radio mínimo de la viga dentro del panel (mm).

$V_f$  = Rango de la fuerza cortante vertical bajo la combinación de carga por fatiga (N).

$w$  = Longitud efectiva del tablero (mm) tomado como 1220 mm, excepto en los apoyos finales donde  $w$  puede ser tomado como 610 mm.

$Z_r$  = Resistencia al corte por fatiga de un conector de corte individual (N).

Para tramos o segmentos rectos, el rango de corte por fatiga radial de la Ecuación II – 100, puede ser considerado igual a cero. Para puentes curvos o rectos horizontalmente con sesga que no exceda de  $20^\circ$  el rango de corte por fatiga radial de la ecuación, puede ser considerado igual a cero.

El espaciamiento longitudinal centro a centro de los conectores de corte no deberá exceder de 600 mm y no será menor que seis veces el diámetro del perno.

#### ESPACIAMIENTO TRANSVERSAL.

Los conectores de corte serán colocados transversalmente a través del patín superior de la sección de acero y puede ser espaciada en intervalos regulares o variables.

Los conectores de corte tipo perno no se hallará a menos de 4.0 veces el diámetro del perno centro a centro transversalmente al eje longitudinal del elemento de apoyo.

La distancia libre entre el borde del patín superior y el borde del conector de corte más cercano no será menor que 25 mm.

**RECUBRIMIENTO Y PENETRACIÓN.**

La altura libre del recubrimiento de concreto por encima de la parte superior de los conectores de corte no deberá ser inferior a 50 mm. Los conectores de corte deben penetrar por lo menos 50 mm en el tablero de concreto.

**RESISTENCIA POR FATIGA.**

La resistencia al corte por fatiga de un conector de corte individual tipo perno,  $Z_r$ , deberá ser tomado como:

$$Z_r = ad^2 \geq \frac{38.0d^2}{2}$$

Ecuación III-65

En el que.

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N$$

Ecuación III-66

Dónde:

$d$  = Diámetro del perno (mm).

$N$  = Número de ciclos especificados anteriormente.

El espaciamiento longitudinal (pitch) debe ser determinado usando el valor de  $Z_r$  y el rango de fuerza cortante  $V_{sr}$ .

**ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.****GENERALIDADES.**

La resistencia por corte factorada de un conector de corte simple,  $Q_r$ , en el estado límite de resistencia deberá ser tomado como:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

Ecuación III-67

Dónde:

$Q_n$  = Resistencia al corte nominal de un conector de corte simple ( $N$ ).

$\phi_{sc}$  = Factor de resistencia para conectores de corte.

En el estado límite de resistencia, el número mínimo de conectores de corte,  $n$ , por encima de la región en consideración deberá ser tomado como:

$$n = \frac{p}{Q_r}$$

Ecuación III-68

Dónde:

$P$  = Fuerza cortante nominal total (N).

$Q_r$  = Resistencia por cortante factorada de un conector de corte (N).

#### FUERZA CORTANTE NOMINAL.

Para tramos simples y para tramos continuos que no son compuestos para flexión negativa en la condición final, la fuerza cortante nominal total,  $P$ , entre los puntos de momento máximo positivo por carga viva de diseño más impacto y cada punto adyacente de momento cero debe ser tomado como:

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

Ecuación III-69

En el que:

$P_p$  = Fuerza de corte longitudinal total en el tablero de concreto en el punto de momento máximo positivo por carga viva más impacto (N) tomado como el menor de:

$$P_{1P} = 0.85 f_c^1 b_s t_s$$

Ecuación III-70

Ó:

$$P_{2P} = F_{YW} D t_W + F_{Yt} b_{ft} t_{ft} + F_{YC} b_{fc} t_{fc}$$

Ecuación III-71

$F_p$  = Fuerza cortante radial total en el tablero de concreto en el punto de momento máximo positivo por carga viva más impacto (N) tomado como:

$$F_p = F_p \frac{L_p}{R}$$

Ecuación III-72

Dónde:

$b_s$  = Ancho efectivo del tablero de concreto (mm).

$L_p$  = Longitud de arco entre un extremo de la viga y un punto adyacente de momento máximo positivo por carga viva más impacto (mm).



$R$  = Radio mínimo de la viga sobre la longitud,  $L_P$  (mm).

$t_s$  = Espesor del tablero de concreto (mm).

Para tramos o segmentos rectos,  $F_P$ , puede ser tomada igual a cero.

Para tramos continuos que son compuestos para flexión negativa en la condición final, la fuerza cortante nominal total,  $P$ , entre los puntos de momento máximo positivo por carga viva de diseño más impacto y un punto extremo adyacente del miembro será determinado de la Eq.106. La fuerza cortante nominal total,  $P$ , entre los puntos de momento máximo positivo por carga viva de diseño más impacto y la línea central de un apoyo interior adyacente deberá ser tomado como:

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2}$$

Ecuación III-73

En el que:

$P_T$  = Fuerza de corte longitudinal total en el tablero de concreto en el punto de momento máximo positivo por carga viva más impacto y la línea central de un apoyo interior adyacente (N) tomado como:

$$P_T = P_p + P_n$$

Ecuación III-74

$P_n$  = Fuerza cortante longitudinal total en el tablero de concreto sobre un soporte interior (N) tomado como el menor de:

$$P_{1n} = F_{YW}Dt_W + F_{Yt}b_{ft}t_{ft} + F_{Yc}b_{fc}t_{fc}$$

Ecuación III-75

Ó:

$$P_{2n} = 0.45f_c^1 b_s t_s$$

Ecuación III-76

$F_T$  = Fuerza cortante radial total en el tablero de concreto entre el punto de momento máximo positivo por carga viva más impacto y la línea central de un apoyo interior adyacente (N) tomado como:

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R}$$

Ecuación III-77

Dónde:

$L_n$  = Longitud de arco entre el punto de momento máximo positivo por carga viva más impacto y la línea central de un apoyo interior adyacente (mm).

$R$  = Radio mínimo de la viga sobre la longitud,  $L_n$  (mm).

Para tramos o segmentos rectos,  $F_T$ , puede ser tomada igual a cero.

#### RESISTENCIA POR CORTANTE NOMINAL.

La resistencia por cortante nominal de un conector de corte tipo perno incrustado en el tablero de concreto deberá ser tomado como:

$$Q_n = 0.5A_{sc} \sqrt{f_c^1 E_c} \leq A_{sc} F_u$$

Ecuación III-78

Dónde:

$A_{sc}$  = Área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno (mm<sup>2</sup>).

$E_c$  = Modulo de elasticidad del tablero de concreto (MPa).

$F_u$  = Resistencia a la tensión mínima especificada de un conector de corte tipo perno (MPa).

#### RIGIDIZADORES TRANSVERSALES.

##### GENERALIDADES.

Los rigidizadores transversales consistirán en placas o ángulos soldados o atornillados a cualquiera de uno o ambos lados del alma.

Rigidizadores en vigas rectas no usadas como placas de conexión, serán ajustados perfectamente en la unión con el patín de compresión, pero no necesariamente en la unión con el patín en tensión.

Rigidizadores usados como placas de conexión para los diafragmas o armaduras transversales serán unidos a ambos patines.

La distancia entre el final de la soldadura del rigidizador del alma y el borde más cercano del alma adyacente al patín, no será menor que  $4t_w$ , pero no excederá el menor de  $6t_w$  y 100 mm.

##### PROYECCIÓN DE ANCHO.

El ancho,  $b_t$ , de cada elemento rigidizador proyectado deberá satisfacer:

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30}$$

Ecuación III-79

Y:

$$16t_p \geq b_t \geq b_f/4$$

Ecuación III-80

Dónde:

$b_f$  = Para secciones I, ancho total del patín en compresión más amplia dentro del campo de la sección bajo consideración (mm).

$t_p$  = Espesor del elemento rigidizador proyectado (mm).

**MOMENTO DE INERCIA.**

El momento de inercia del rigidizador debe satisfacer con el menor de los siguientes límites:

$$I_t \geq bt_w^3 J$$

Ecuación III-81

$$I_t \geq D^4 \frac{p_t^{1.3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$$

Ecuación III-82

Dónde:

$I_t$  = Momento de inercia del rigidizador transversal respecto al borde en contacto con el alma (mm<sup>4</sup>).

$b$  = El menor valor de  $d_o$  y  $D$  (mm).

$d_o$  = Espaciamiento de los rigidizadores (mm).

$J$  = Parámetro de rigidez a flexión del rigidizador.

$$J = \frac{2.5}{(d_o/D_w)^2} - 2.0 \geq 0.5$$

Ecuación III-83

$\rho_t$  = El mayor de  $F_{yw}/F_{crs}$  y 1.0.

$F_{crs}$  = Esfuerzo por pandeo local para el rigidizador (MPa).

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{(b_t/t_p)^2} \leq F_{ys}$$

Ecuación III-84

$F_{ys}$  = Resistencia mínima a fluencia especificada para los rigidizadores.

### **RIGIDIZADORES DE APOYO.**

#### GENERALIDADES.

Los rigidizadores de apoyo usualmente consisten en una placa conectada a cada lado del alma. Esto es generalmente una buena hipótesis de partida para el diseño del rigidizador de apoyo. Entonces, si esta configuración no proporciona suficiente resistencia, dos placas se pueden utilizar en cada lado del alma.

#### PROYECCIÓN DE ANCHO.

La proyección ancho,  $b_t$ , de cada elemento rigidizador debe satisfacer:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{YS}}}$$

Ecuación III-85

Dónde:

$F_{YS}$  = Resistencia Mínima a la fluencia del rigidizador (MPa).

$t_p$  = Espesor del elemento rigidizador (mm).

#### RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO DEL RIGIDIZADOR DE APOYO.

La resistencia del rigidizador de apoyo debe ser suficiente para resistir la reacción factorada actuante en el apoyo. La resistencia factorada del rigidizador de apoyo se calcula de la siguiente manera:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$$

Ecuación III-86

En el que:

$(R_{sb})_n$  = Resistencia nominal por aplastamiento para los rigidizadores de apoyo (N).

$$(R_{sb})_n = 1.4A_{pn}F_{YS}$$

Ecuación III-87

Dónde:

$\phi_b$  = Factor de resistencia para el apoyo.

$A_{pn}$  = Área de los elementos proyectados del rigidizador fuera de las soldaduras de filete entre alma - patín, pero no más allá del borde del patín ( $\text{mm}^2$ ).

## RESISTENCIA AXIAL DE LOS RIGIDIZADORES DE APOYO.

Si más de un par de rigidizadores se utiliza, la sección de la columna efectiva consistirá en todos los elementos rigidizadores, más una corta longitud del alma localizada céntricamente extendiéndose no más de  $9t_w$  a cada lado de los elementos exteriores del grupo de rigidizadores.

El radio de giro se calculará respecto a la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se tomará como  $0.75D$ , donde  $D$  es la altura del alma.

## CONEXIONES SOLDADAS.

### GENERALIDADES.

El metal de base, metal soldador y detalles de diseño de la soldadura deben ajustarse conforme a los requerimientos del código de soldadura en puentes AASHTO/AWS/D1.5M/D1.5. Los símbolos de soldadura se ajustaran a las especificadas en AWS publicación

Coincidiendo con el metal soldador, éste será usado en soldadura de ranura y filete.

### RESISTENCIA FACTORADA.

### CONEXIONES CON SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA

### TENSIÓN Y COMPRESIÓN.

La resistencia factorada de las conexiones con soldadura de ranura de penetración completa sujetas a tensión o compresión normal al área efectiva o paralela al eje del alma se deberán considerarse como la resistencia factorada del metal de base.

### CORTE

La resistencia factorada de las conexiones con soldadura de ranura de penetración completa sujetas a corte sobre el área efectiva deberá ser tomada como el menor entre los valores dados por la siguiente ecuación o 60% de la resistencia factorada del metal de base en tensión:

$$R_r = 0.6\phi_{e1}F_{exx}$$

Ecuación III-88

Dónde:

$F_{exx}$  = Clasificación de resistencia del metal soldador (MPa).

$\phi_{e1}$  = Factor de resistencia para el metal soldador.

#### CONEXIONES CON SOLDADURA DE FILETE.

##### TENSIÓN Y COMPRESIÓN.

La resistencia factorada en conexiones con soldadura de filete sujetas a tensión o compresión paralelos al eje de la soldadura será considerado como la resistencia factorada del metal de base.

##### CORTE.

La resistencia de la soldadura de filete en corte que son hechas con metal soldador emparejado y que tiene perfiles típicos de soldadura debe ser tomado como el producto del área efectiva especificada y la resistencia factorada del metal soldador tomado como:

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx}$$

Ecuación III-89

##### ÁREA EFECTIVA.

El área efectiva será la longitud soldada efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva será la distancia más corta del origen de la unión a la cara soldada.

##### TAMAÑO DE LA SOLDADURA DE FILETE.

El tamaño de una soldadura de filete que puede ser asumida en el diseño de una conexión será tal que la fuerza debido a las cargas factoradas no excedan la resistencia factorada de la conexión.

El máximo tamaño de la soldadura de filete que puede ser usado a lo largo de los bordes de las partes conectadas será tomado como:

- ✓ Para materiales menores que 6mm de espesor: el espesor del material, y

- ✓ Para materiales con espesores de 6mm o más: 2mm menor que el espesor del material, a menos que la soldadura sea señalada en el documento de contrato para construirse a partir de obtener el espesor de garganta total.

El tamaño mínimo de la soldadura de filete debería ser tomado como se especifica en la siguiente tabla. El tamaño de la soldadura no necesita exceder el espesor de la parte más delgada unida. Soldaduras de filete menores pueden ser aprobadas por el ingeniero basado sobre el esfuerzo aplicado y el uso apropiado del precalentamiento.

Tabla III-21 Tamaño mínimo de soldaduras de filete

Espesor del metal de base de la parte más gruesa unidad (T) mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete mm
$T \leq 20$	6
$20 < T$	8

#### LONGITUD EFECTIVA MÍNIMA DE LA SOLDADURA DE FILETE.

La longitud mínima de una soldadura de filete será cuatro veces su tamaño y en ningún caso inferior a 40mm.

#### REQUISITOS PARA APOYOS.

##### GENERALIDADES.

Los apoyos pueden ser fijos o móviles según se requiera para el diseño del puente. Los apoyos móviles pueden incluir guías para controlar la dirección de traslación. Los apoyos fijos y guiados deberán estar diseñados para resistir todas las cargas y contener traslaciones no deseadas.

A menos que se indique lo contrario, el factor de resistencia para apoyos,  $\Phi$ , se tomará como 1.0. Apoyos multirrotacionales conforme a las disposiciones de ésta sección no deberían ser usados donde las cargas verticales sean menor que el 20% de la capacidad vertical del apoyo.

Todos los apoyos deben ser evaluados por resistencia del componente y conexión y estabilidad del apoyo.

**CARACTERÍSTICAS.**

El apoyo elegido para un uso particular tendrá la carga y capacidad de movimiento adecuadas. El cuadro y la figura que se muestran a continuación se pueden usar como guía cuando se comparan los diferentes sistemas de apoyo.

La siguiente terminología es aplicada en el cuadro:

S = Adecuado.

U = Inadecuado.

L = Adecuado para aplicaciones limitadas.

R = Puede ser adecuado, pero requiere consideraciones especiales o elementos adicionales tales como guías o deslizadores.

Long. = Eje longitudinal.

Trans.= Eje transversal.

Vert. = Eje vertical.

Tabla III-22 Tipos de Apoyo

TIPO DE APOYO	MOVIMIENTO		ROTACION RESPECTO AL EJE DEL PUENTE			RESISTENCIA A CARGAS		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Almohadilla elastomérica plana	S	S	S	S	L	L	L	L
Almohadilla reforzada con fibra de vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Almohadilla reforzada con algodón duck.	U	U	U	U	U	L	L	S
Apoyo elastomérico reforzado con acero.	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyo de deslizamiento plano.	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo esférico de deslizamiento curvo.	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo cilíndrico de deslizamiento curvo	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo de disco.	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo cilíndrico doble.	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo tipo Pot.	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo tipo Rocker.	S	U	U	S	U	R	R	S
Apoyo tipo Knuckle pinned.	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de rodillo simple.	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo de rodillo multiple.	S	U	U	S	U	U	U	S



### 3.7. DISPOSITIVO DE APOYO

#### 3.7.1. DEFINICION

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la subestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura, flujo pastico, retracción, fatiga, etc.



Figura III-18 Solicitaciones en Dispositivos de Apoyo

#### TIPOS DE DOSPOSITIVOS

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y de rotaciones.

#### 3.7.2. APOYOS DE ELASTOMERO

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita traslaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rotulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos. En compresión, se expanden lateralmente.

Ne puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio.

Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

#### Dispositivos de elastómero Freyssinet

Los dispositivos de apoyo de elastómero zunchado Freyssinet poseen capas externas de elastómero cuyo espesor es la mitad del espesor de las capas internas. Pueden ser:

##### a) Semi-recubiertos

Se realizan por cortes de placas madres de grandes dimensiones. Los cantos de los zunchos son aparentes en las caras laterales y están protegidos contra la corrosión con la ayuda de un revestimiento especial a base de resinas epoxicas.

Se designan por sus dimensiones en plancha (mm) seguidas por el número de láminas de elastómero y zunchos metálicos así como su espesor respectivo (mm).

##### b) Recubiertos

Se realizan por moldeado individual. Los cantos no aparentes de los zunchos están protegidos contra la corrosión por un capa de elastómero de 5 mm de espesor medio, vulcanizado en la fabricación.

### **3.7.3. ESPECIFICACIONES PARA EL ELASTOMERO AASTHO LRFD**

#### Apoyo de elastómero reforzado con acero

Los apoyos de elastómero reforzados con acero contendrán capas alternadas de elastómero y acero de refuerzo. Estos apoyos podrán así mismo agregar a estas, placas externas de acero en la parte superior e inferior.

Las capas superior e inferior de elastómero tendrán grosores no mayores que el **70% del grosor de las capas internas.**

El factor de forma de una capa  $S_1$ , resulta de dividir el área plana del elastómero por el área del perímetro. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_1 = \frac{L * W}{2 * h_{ri}(L + W)}$$

Ecuación III-90

Dónde:

$L$

= Longitud del apoyo de elastomero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente).

$W$  = Ancho del apoyo, en dirección transversal.

$h_{ri}$  = Grosor de la capa  $i$  – ísima del elastómero en el apoyo.

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_1 = \frac{D}{4 * h_{ri}}$$

Ecuación III-91

Dónde:

$D$  = Diametro del elastómero.

### Propiedades del material

La escala de dureza puede usarse para especificar el material de apoyo. El módulo de corte  $G$  varía entre 6.12 y 17.84  $kg/cm^2$  y la dureza nominal entre 50 y 70. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de corte se toma como el menos favorable del rango dado en la tabla III-21; valores intermedios pueden tomarse por interpolación. Se precisan también valores de deflexión por escurrimiento plástico (creep).

Para apoyos de elastómero reforzado con acero, el módulo de corte  $G$  varía entre 6.12 y 13.26  $kg/cm^2$  y dureza nominal en la escala shore A, entre 50 y 60. Se usa como base la temperatura de 23° C.

Tabla III-23 Propiedades del material

	DUREZA (Shore A)		
	50	60	70
Módulo de corte $G(kg/cm^2)$ a 23°C	6.73 - 9.18	9.18 - 14.07	14.07 - 21.11
Escurrimiento plástico (creep) a 25 años dividido por la deflexión inicial	0.25	0.35	0.45

Deflexión por Compresión

La figura siguiente permite determinar la deformación en una capa de elastómero en dispositivos con refuerzo de acero, basados en la dureza y el factor de forma.

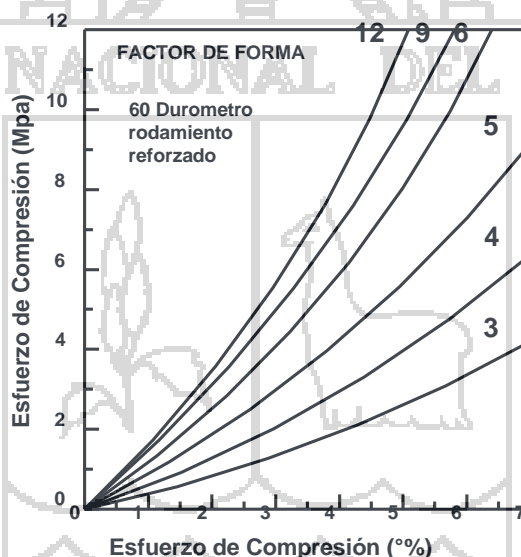


Figura III-19 Curva Esfuerzo Deformación

**REQUERIMIENTO DE DISEÑO**

Esfuerzo de Compresión

En cualquier capa de elastómero, el esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio cumplirá:

Para apoyos sometidos a deformación por corte:

$$\sigma_s \leq 1.66 * G * S \leq 112 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación III-92

$$\sigma_L \leq 0.66 * G * S$$

Ecuación III-93

Para apoyos fijados contra la deformación por cortante:

$$\sigma_S \leq 2 * G * S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación III-94

$$\sigma_L \leq G * S$$

Ecuación III-95

Dónde:

$\sigma_S$  = Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total.

$\sigma_L$  = Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva.

$G$  = Modulo de cortante del elastómero.

$S$  = Factor de forma de la capa mas gruesa del elastómero.

#### Deformación por cortante

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura de puente  $\Delta_0$ , será tomado como 65% del rango de movimiento termal de diseño  $\Delta_T$ , incluyendo los movimientos causados por escurrimiento plástico del concreto (creep), acortamiento y pos tensado.

La deformación máxima por cortante del apoyo en el estado límite de servicio  $\Delta_S$ , se tomara como  $\Delta_0$ , modificado para tener en cuenta la rigidez de la subestructura y el proceso constructivo. Si una superficie deslizante de baja fricción está instalada,  $\Delta_S$  no será mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo cumplirá con:

$$h_{rt} \geq 2 * \Delta_S$$

Ecuación III-96

Dónde:

$h_{rt}$  = Grosor total del elastómero.

$\Delta_s$ 

= Deformación por cortante total máxima del elastomero en estado límite de servicio.

### Compresión y Rotación Combinados

En el estado límite de servicio, las rotaciones se toman como la suma de efectos máximos de la pérdida inicial de paralelismo y la subsiguiente rotación de extremo de la viga debido a las cargas y movimientos actuantes.

Los apoyos se diseñan para la no ocurrencia de levantamientos bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes.

Los apoyos rectangulares satisfacen requerimientos de levantamientos si:

$$\sigma_s > G * S * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

Ecuación III-97

$$n > G * S * \left(\frac{\theta_s}{\sigma_s}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

Ecuación III-98

Apoyos rectangulares con deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 1.875 * G * S * \left[1 - 0.20 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right]$$

Ecuación III-99

$$n > \left[ -0.20 * \theta_s * \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{1.875 * G * S} - 1\right)} \right]$$

Ecuación III-100

Apoyos rectangulares fijos contra la deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 2.25 * G * S * \left[1 - 0.167 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right]$$

Ecuación III-101

Dónde:

$n$  = Numero de capas interiores del elastómero.  
 $h_{ri}$  = Grosor de la capa  $i$  – ésima del elastómero.  
 $\sigma_s$  = Esfuerzo en el elastómero.

$B$

= Longitud del elastómero si la rotación es alrededor de su eje transversal o ancho del

mismo si la rotación es alrededor de su eje longitudinal.

$\theta_s$  = Rotacion de servicio máxima debido a la carga total (radianes).

Los apoyos circulares serán satisfactorios a los requerimientos del levantamiento si cumplen:

$$\sigma_s > 0.75 * G * S * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

Ecuación III-102

Apoyos circulares sujetos a deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 2.5 * G * S * \left[1 - 0.15 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right]$$

Ecuación III-103

Apoyos circulares fijos contra la deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 3 * G * S * \left[1 - 0.125 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right]$$

Ecuación III-104

Dónde:

$D$  = Diametro del elastómero.

$\theta_s$  = Rotacion de servicio máxima debido a la carga total (radianes).

#### Estabilidad del Apoyo de Elastómero

Los apoyos serán investigados por inestabilidad en el estado límite de servicio, con combinaciones de cargas como lo especificado en la tabla de combinaciones de cargas y factores de carga.

Los apoyos se consideran estables si satisfacen:

$$2 * A \leq B$$

Dónde:

$$A = \frac{1.92 * \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2*L}{W}}}$$

Ecuación III-105

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) * \left(1 + \frac{L}{4*W}\right)}$$

Ecuación III-106

$L$

= longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longt. del puente)

$W$  = Ancho del apoyo en la direccion transversal.

Para apoyo rectangular donde  $L$  es mayor que  $W$ , la estabilidad se investigara intercambiando  $L$  y  $W$  en las ecuaciones anteriores.

Para apoyos circulares, la estabilidad se investigara usando las ecuaciones de un apoyo rectangular, con  $W=L=0.8D$ .

Para apoyos rectangulares que no cumplan con la ecuación I, el esfuerzo debido a la carga total cumplirá con las ecuaciones siguientes:

Si la cubierta de puente es libre para desplazarse horizontalmente:

$$\sigma_s \leq \frac{G * S}{2 * A - B}$$

Ecuación III-107

Si la cubierta del puente es fija al desplazamiento horizontal:

$$\sigma_s \leq \frac{G * S}{A - B}$$

Ecuación III-108

Un valor negativo o infinito de la ecuación 5 indica que el apoyo es estable y no depende de  $\sigma_s$ .

Si  $A - B \leq 0$ , el apoyo es estable y no depende de  $\sigma_s$ .

### Refuerzo



El grosor del refuerzo de acero,  $h_s$  cumplirá:

En el estado límite de servicio

$$h_s \geq \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{F_y}$$

Ecuación III-109

En el estado límite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2 * h_{max} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Ecuación III-110

Constante de amplitud de fatiga crítica  $\Delta F_{TH}$

Tabla III-24A AASTHO LRFD

CATEGORIA	$\Delta F_{TH} (kg/cm^2)$
A	1683
B	1122
B'	843
C	704
C'	843
D	493
E	316
E'	183
Pernos en tensión axial M 164M (A 325M)	2182
Pernos en tensión axial M 253M (A 490M)	2672

### 3.8. ESTRIBOS

#### 3.8.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

##### a) De gravedad (concreto simple)

Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan

refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

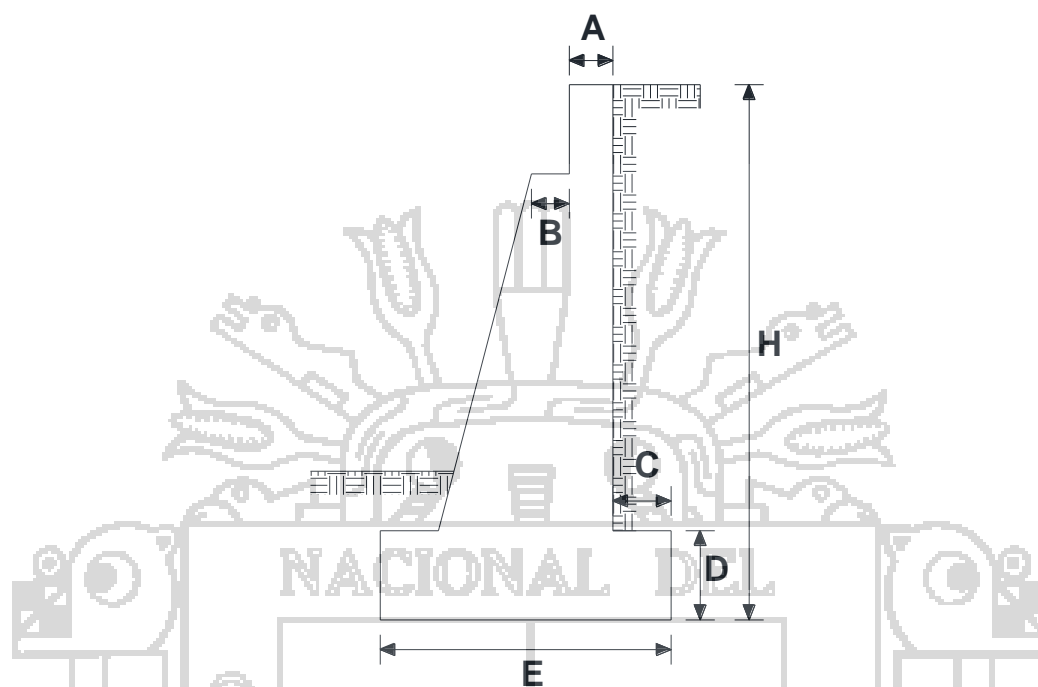


Figura III-20 Predimensionamiento del estribo

$$A = H/12 \sim (\text{min. } 0.30\text{m})$$

$$B = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125S^2)$$

$$C = H/12 \sim H/6 \text{ (min. } 0.20 \text{ m)}$$

$$D = H/6 \sim H/8$$

$$E = \frac{1}{2}H \sim \frac{2}{3}H$$

Los anchos mínimos de cajuelas (2.11.2, Manual de Diseño de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú) se determinan eligiendo el mayor de los valores obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela N determinado por la ecuación:

$$B = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125S^2)$$

**Ecuación III-111**

Dónde:

- B = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).
- L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente o al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).
- H' = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes (mm).
- = 0, para puentes simplemente apoyados.
- S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°)

### 3.8.2. EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

#### **Empuje lateral del suelo.-**

Se asumirá como:

$$P = K * \gamma_s * g * z$$

Ecuación III-112

Dónde:

$P$  = empuje lateral del suelo (MPa)

$k$  = coeficiente de empuje lateral, tomado como  $k_o$  para muros que no se deforman ni se mueven,  $k_a$  para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o  $k_p$  para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

$\gamma_s$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$z$  = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

$g$  = aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a  $H/3$  desde la base del muro, siendo  $H$  la altura total del muro.

### Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, $k_o$

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi'_f$$

Ecuación III-113

Para suelos sobre consolidados:

$$k_o = (1 - \text{sen}\phi'_f) * (OCR)^{\text{sen}\phi'_f}$$

Ecuación III-114

Dónde:

$\phi'_f$  = ángulo efectivo de fricción del suelo

$k_o$  = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

OCR = relación de sobre consolidación

**Coefficiente de Empuje Lateral Activo,  $k_a$**

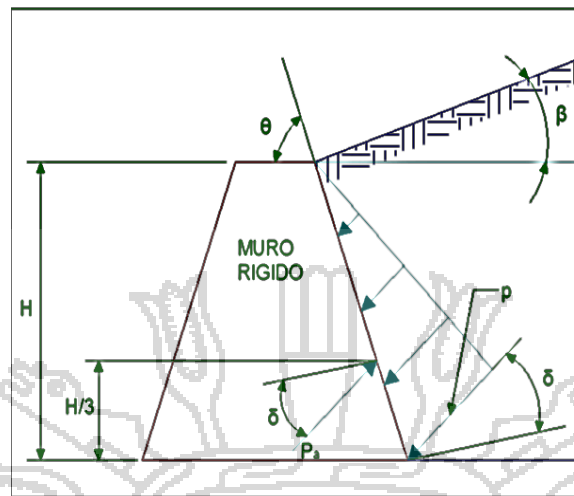


Figura III-21 Distribución del Empuje Lateral

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{r * [\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]}$$

Ecuación III-115

Donde

$$r = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Ecuación III-116

$\delta$  = ángulo de fricción entre relleno y muro (ver Tabla 1.)

$\beta$  = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

$\theta$  = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal

$\phi'_f$  = ángulo efectivo de fricción interna

Notar que para  $\delta = \beta = 0, \theta = 90^\circ$ , el valor  $k_a$  de las expresiones anteriores (teoría de Coulomb) es:

$$k_a = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Teoría de Rankine})$$

Ecuación III-117

Tabla III-25 Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. department of the navy 1982a)

MATERIALES EN INTERFASE	Angulo de Fricción , $\delta(^{\circ})$	Angulo de Fricción , $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales		
• Roca sana y limpia	35	0.70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0.55 a 0.60
• Arena limpia fina a media, arena limosa a media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0.45 a 0.55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0.34 a 0.45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0.31 a 0.34
• Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arcilla de rigidez media y rígida arcilla limosa	17 a 19	0.31 a 0.34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena , relleno de roca bien graduado con astillas	22	0.4
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0.31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0.25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0.19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena , relleno de roca bien graduado con astillas	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0.31 a 0.40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0.31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0.25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
◦ Roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0.70
◦ Roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0.65
◦ Roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0.55
• mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0.49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0.31

**Coefficiente de Empuje Lateral Pasivo,  $k_p$**

El coeficiente de presión activa de Coulomb es:

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\theta - \phi'_f)}{r * [\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]}$$

Ecuación III-118

$$r = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f + \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Ecuación III-119

Sin embargo, conforme el valor de  $\delta$  crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de  $P_p$ .

El Reglamento AASHTO adopta el siguiente método introducido por Caquot y Kerisel:

- Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figuras (a).
- Para suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar con:

$$P_p = K_p * \gamma_s * g * z(10^{-6}) + 2 * c * \sqrt{k_p}$$

Ecuación III-120

$P_p$  = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)

$\gamma_s$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$z$  = profundidad debajo del suelo (m)

$c$  = cohesión del suelo (MPa)

$g$  = aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$K_p$  = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (ver Fig. (III-21))





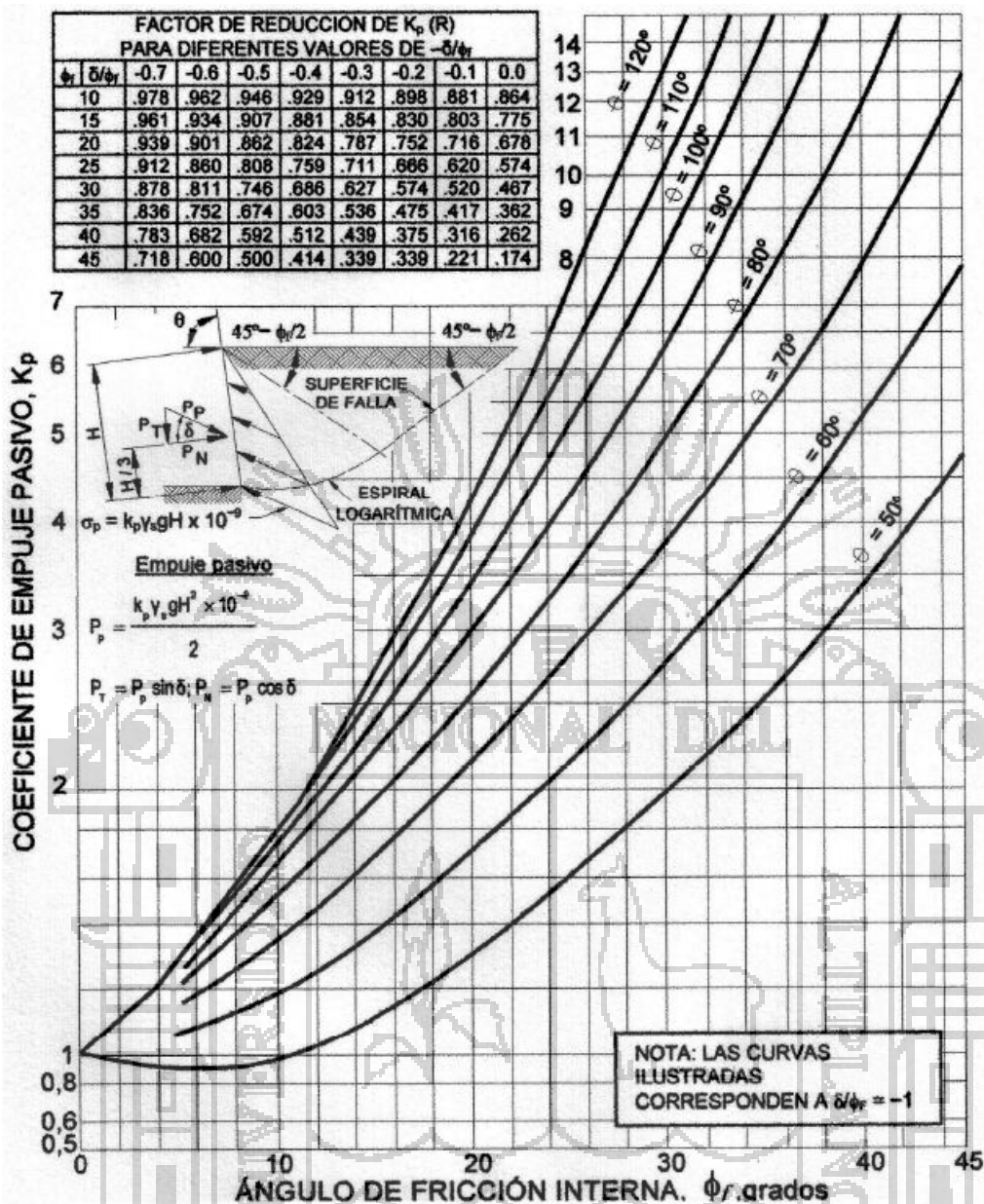


Figura III-22 procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados relleno de superficie horizontal (U.S. Departament of the navy 1982<sup>a</sup>)

Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine.- El empuje básico del suelo  $p$  (kg/m<sup>2</sup>) se puede tomar como:

$$P = \gamma_{eq} * g * z(10^{-6})$$

Ecuación III-121

- $\gamma_{eq}$  = densidad de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 kg/m<sup>3</sup>
- $z$  = profundidad debajo de la superficie del suelo (m)
- $g$  = aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)



Se asume que la carga lateral del suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

Los valores típicos para densidades de fluido equivalente en muros de altura no mayor a 6.0 m se pueden tomar:

Tabla III-26 Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos

TIPO DE SUELO	RELLENO DE SUPERFICIE HORIZONTAL		RELLENO CON $\beta=25^\circ$	
	EN REPOSO $\gamma_{eq}(kg/cm^3)$	ACTIVO $\Delta/H = 1/240$ $\gamma_{eq}(kg/cm^3)$	EN REPOSO $\gamma_{eq}(kg/cm^3)$	ACTIVO $\Delta/H = 1/240$ $\gamma_{eq}(kg/cm^3)$
Arena o grava suelta	880	640	1040	800
Arena o grava de densidad media	800	560	960	720
Arena o grava densa	720	480	880	640

Siendo:

$\Delta$  = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (m)

$\beta$  = ángulo del relleno respecto de la horizontal.

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante  $P_v$  (N/m) para el caso de relleno de superficie inclinada se puede determinar como:

$$P_v = P_H * \tan\beta$$

Ecuación III-122

Dónde:

$$P_h = 0.5\gamma_{eq} * g * H^2$$

Ecuación III-123

**Sobrecarga Viva (LS).-**

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Tabla III-27 Altura del Estribo

Altura del estribo (m)	$h_{eq}$
1.5	1.2
3	0.9
$\geq 6.0$	0.6

**3.8.3. CARGAS DE DISEÑO**

Las cargas a considerar, en general son:

- a) Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- b) El peso propio del estribo y del relleno.
- c) El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- d) Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.
- e) Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- f) Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- g) Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- h) Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

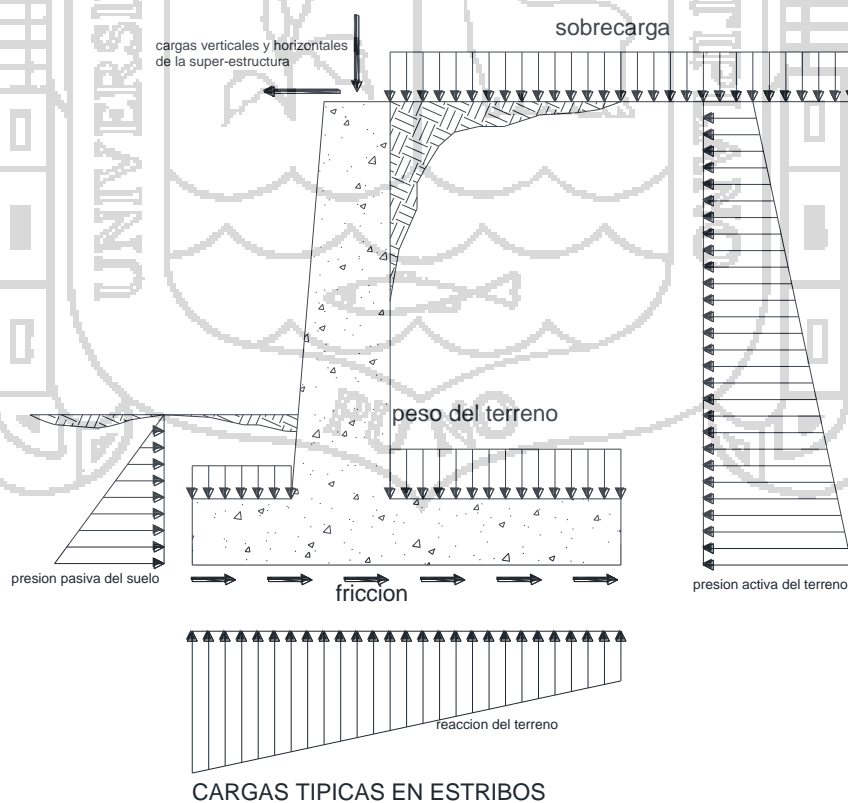


Figura III-23 Cargas Típicas en Estribos

### 3.8.4. CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

#### A. Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga  $\gamma$  mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga  $\gamma$  máximos (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ( $e \leq B/4$ ) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los  $3/4$  centrales ( $e \leq 3/8 B$ ). Para el estado límite de evento extremo y con  $\gamma_{EQ} = 0$ , mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los  $2/3$  centrales ( $e \leq 1/3 B$ ) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio  $\gamma_{EQ} = 1$ , mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los  $8/10$  centrales ( $e \leq 2/5 B$ ). Para valores de  $\gamma_{EQ}$  entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para definir las restricciones referidas a la ubicación de la resultante. En caso de cimientos cargados biaxialmente, estos requerimientos deben aplicarse en ambas direcciones.

#### B. Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ( $\phi_{\tau} Q_{\tau}$ ) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ( $\phi_{ep} Q_{ep}$ ) actuando en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$Q_R = \phi_{\tau} Q_{\tau} + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Ecuación III-124

Dónde:

$$Q_{\tau} = (V) \tan \delta \quad (10.6.3.3-2)$$

$\delta$  = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo

$\text{Tan } \delta = \tan \phi_f$  para concreto vaciado directamente al suelo -

$\text{Tan } \delta = (0.8)\tan \phi_f$  para concreto pre-fabricado

$V$  = fuerza vertical total sobre el cimiento

$\phi_f$  = ángulo de fricción interna del suelo.

Los valores  $\phi_\tau$  y  $\phi_{ep}$  se determinan de la Tabla 4. Para el estado límite de Evento Extremo,  $\phi_\tau = 1.0$  y  $\phi_{ep} = 1.0$ . Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar  $\phi_{ep} = 0$  para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

### C. Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

#### Método de Meyerhof:

1. Hallar la excentricidad  $e$  con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuales}}$$

Ecuación III-125

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de  $q$  es:

$$q = \frac{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes/unidad de longitud}}{B - 2e}$$

Ecuación III-126

Dónde:

$B$  = ancho del cimiento en el plano de cargas

$B - 2e$  = ancho efectivo de cimiento

$V_u$  = suma de las fuerzas verticales factoradas.

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular:

$$q_{max} = \frac{V_U}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

Ecuación III-127

$$q_{min} = \frac{V_U}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Ecuación III-128

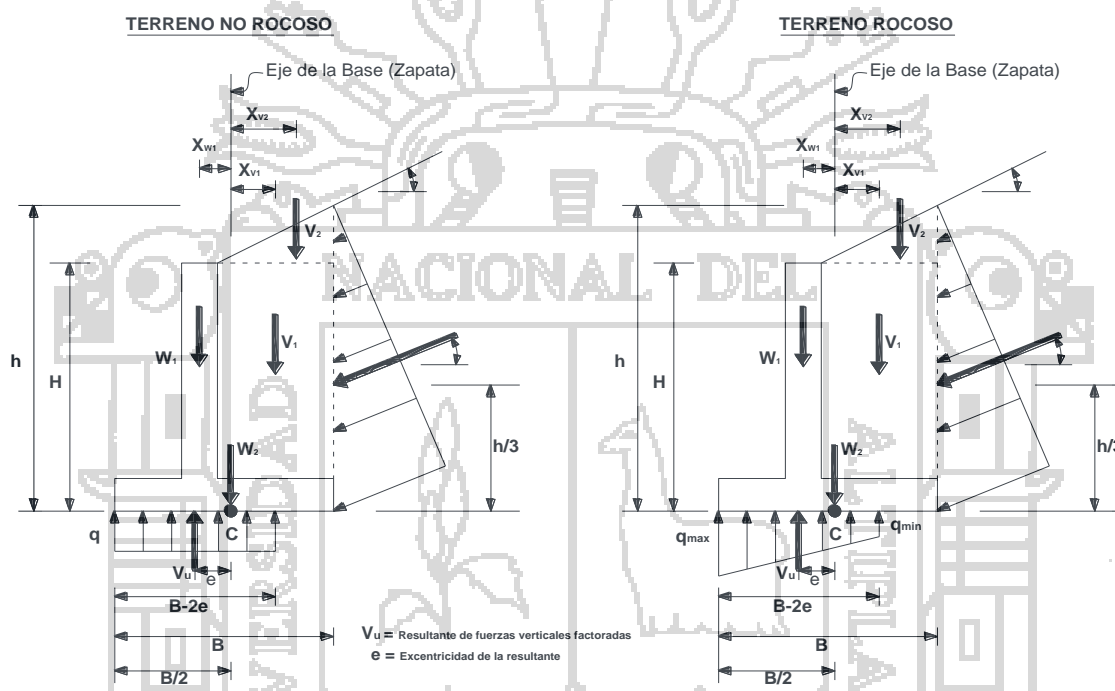


Figura III-24 Distribución de Presiones Trapezoidales y Triangulares

3. Comparar  $q$  ó  $q_{m\acute{a}x.}$ , que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_R \leq \phi_b * q_n$$

Ecuación III-129

Dónde:

$q_n = q_u$ =capacidad portante última no factorada para el estado límite apropiado

$\phi_b$ = factor de resistencia (Tabla III-26)

Notar que es el mismo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. Un factor de resistencia de 1.0 se usa en el cálculo de presiones sobre el terreno en el estado límite de Evento Extremo según (Ver Tabla III-26 para factores de resistencia en el estado límite de Resistencia).

La capacidad de apoyo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo deben ser calculados considerando los efectos de resistencia cohesiva y friccional del suelo, forma y dimensiones de la cimentación, profundidad de desplante y la inclinación del suelo que presiona sobre el estribo. Los estudios geotécnicos determinarán la capacidad portante. Los factores de inclinación de carga en general no se consideran en la determinación de la capacidad portante.

Tabla III-28 Factores de resistencia en cimiento superficiales, estado límite de resistencia

TIPO DE RESISTENCIA		METODO/ SUELO/ CONDICION	FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia de apoyo	$\phi_b$	Métodoteórico ( Munfakh, 2001), arcilla	0.50
		Métodoteórico ( Munfakh, 2001), arena, usando CPT	0.50
		Métodoteórico ( Munfakh, 2001), arena, usando SPT	0.45
		Método semi-empirico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.50
Deslizamiento	$\phi_\tau$	Concreto pre moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaciado en el lugar sobre la arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaciado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	$\phi_{ep}$	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

### 3.8.5. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

La presión lateral del terreno en estructuras de retención, es amplificada en caso de sismos debido a la aceleración horizontal de la masa retenida de terreno. En caso de estructuras de retención altas ( $H > 10$  m) como es el caso de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usándose a menudo la solución de Mononobe- Okabe.

El método de Mononobe-Okabe es un método pseudo-estático que desarrolla una presión de fluido estática equivalente para modelar la presión sísmica del terreno sobre el muro. Es aplicable cuando:

- El muro no está restringido y es capaz de deformar lo suficiente para accionar la presión activa del terreno retenido.
- El terreno de relleno es no cohesivo y no saturado
- La cuña activa de suelo que define la superficie de falla y carga el muro, es plana.
- Las aceleraciones son uniformes a través de la masa de suelo retenido.

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * k_{AE} * \gamma_t * (1 - k_v) * H^2$$

Ecuación III-130

Siendo el coeficiente de presión activa sísmica del terreno:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \beta)}{\cos \alpha * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \beta + \alpha) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \alpha) * \cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

Ecuación III-131

Dónde:

$\gamma_t$  = peso unitario del terreno

H = altura del terreno retenida por el muro

$k_v$  = coeficiente de aceleración vertical

$k_h$  = coeficiente de aceleración horizontal

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo

$\alpha$  = arc tan [ $k_h / (1 - k_v)$ ]

$\beta$  = ángulo de inclinación del muro con la vertical (sentido negativo como se ilustra)

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo

$i$  = ángulo de inclinación del material de relleno con la horizontal

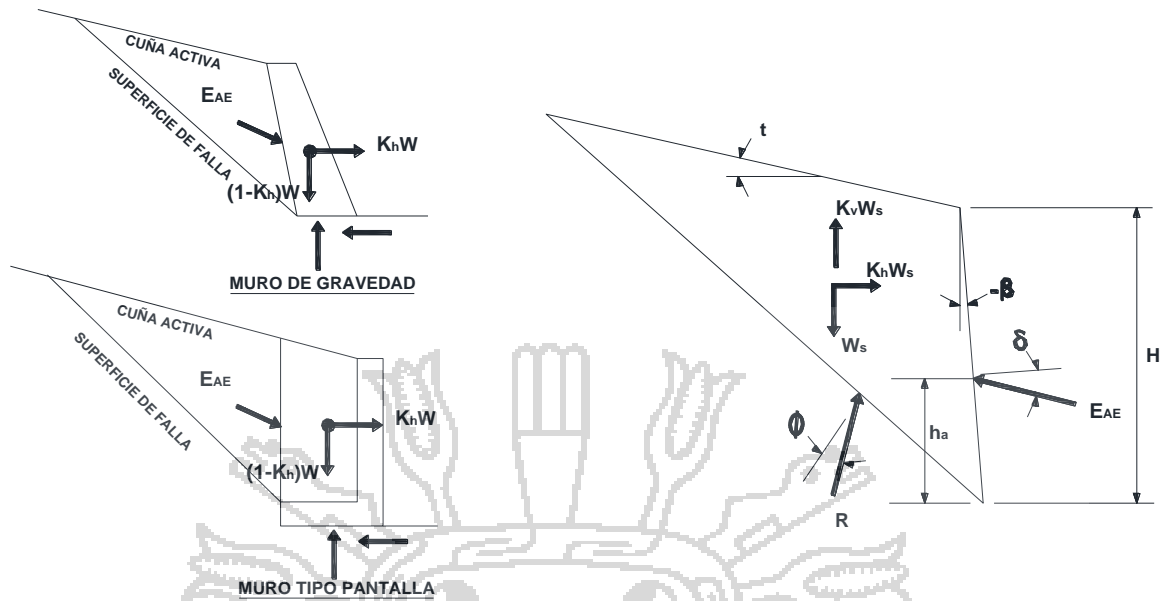


Figura III-25 Diagrama de fuerzas de la cuña activa

El valor de  $h_a$ , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a  $H/3$  para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las solicitaciones de origen sísmico. Seed y Whitman han sugerido que  $h$  se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo actúa a  $H/3$  de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura  $h=0.6H$ . Sin embargo, para la mayoría de las aplicaciones será suficiente asumir  $h=0.5H$  con un empuje uniformemente distribuido.

La expresión para la fuerza pasiva actuando cuando el muro sufre el empuje del suelo es:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} * k_{PE} * \gamma_t * (1 - k_v) * H^2$$

Ecuación III-132

Siendo el coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno:



$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta - \beta + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\theta+1)}{\cos(\delta-\beta+\theta)*\cos(1-\beta)}} \right]^2}$$

Ecuación III-133

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente de aceleración vertical,  $K_v$ , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal,  $K_h$ , se toma como:

$K_h = 0.5A$ , para muros donde es posible movimientos horizontales de hasta aproximadamente 250A mm. (p.e.: muros de gravedad, en voladizo, etc.), y

$K_h = 1.5A$ , para muros en que el desplazamiento horizontal es cero (p.e.: estribos integrales, muros anclados, etc.)

Siendo:

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal (% g)

### 3.9. PILARES

#### 3.9.1. REFUERZO MAXIMO Y MINIMO A COMPRESION

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_y} \leq 0.08$$

Ecuación III-134

$$\frac{A_{ps} * f_{pe}}{A_g * f'_c} \leq 0.30$$

Ecuación III-135

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f'_c} \leq 0.135$$

Ecuación III-136

Dónde:

$A_{ps}$  = Area de acero del pretensado.

$A_s$  = Area de la armadura de tracción no pretensada.

$A_g$  = Area bruta de la sección.

$f_{pu}$  = Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado.

$f_y$  = Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días.

$f_{pe}$  = Tensión de pretensado efectiva.

El mínimo número de barras de armadura longitudinal deberá ser seis para dispositivos circulares y cuatro para dispositivos rectangulares. El tamaño mínimo de barra será N° 16.

Para puentes en zonas sísmicas 1 y 2 puede utilizar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será uno por ciento o el valor obteniendo la Ecuación 3.9.1.3, Cualquiera sea el valor que resulte mayor.

### 3.9.2. EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{K * L_u}{r} < 22$$

Ecuación III-137

Para los elementos que no se desplazan, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{K * L_u}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2}$$

Ecuación III-138

Siendo  $M_1$  y  $M_2$  el menor y mayor momento de extremo respectivamente, y el termino  $(M_1/M_2)$  positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de elementos comprimidos no pretensados con  $K * L_u / r < 100$ , se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga mayorada  $P_u$ , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado  $M_c$ , como se especifica en (Art. 4.5.3.2.2b AASTHO).
- La longitud sin apoyo lateral  $L_u$  de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento en el plano considerado.
- El radio de giro  $r_{se}$  se calcula para la sección bruta del hormigón.
- Para los elementos sin desplazamiento, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor,  $K = 1.00$ .
- Para los elementos que se desplazan,  $K$  se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se tomara menor que 1.00.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor  $EI$  para determinar  $P_e$  se toma como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{5} + E_s * I_s}{1 + \beta_d}$$

Ecuación III-139

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{2.5}}{1 + \beta_d}$$

Ecuación III-140

Dónde:

$E_c$  = Módulo de elasticidad del hormigón.

$I_g$

= Momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto de eje baricéntrico.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero longitudinal.

$I_s$  = Momento de inercia del acero longitudinal respecto de eje baricéntrico.

$\beta_d$

= Relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

### 3.9.3. RESISTENCIA AXIAL

La resistencia axial mayorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétrico respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$P_r = \phi * P_n$$

Ecuación III-141

- Para elementos con armadura en espiral:

$$P_n = 0.85 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Ecuación III-142

- Para elementos zunchados:

$$P_n = 0.80 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Ecuación III-143

Dónde:

$P_r$  = Resistencia axial mayorada, con o sin flexión.

$P_n$  = Resistencia axial nominal, con o sin flexión.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días.

$f_y$  = Tensión de fluencia especificada de la armadura.

$A_{st}$  = Area total de la armadura longitudinal.

$A_g$  = Area bruta de la sección.

$\phi$  = Factor de resistencia (Art 5.5.4.2 AASTHO).

### 3.9.4. FLEXIÓN BIAIXIAL

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

- Si la carga axial mayorada es mayor o igual que  $0.10 * \phi * f'_c * A_g$ :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi * P_u}$$

Ecuación III-144

Siendo:

$$P_u = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Ecuación III-145

- Si la carga axial mayorada es menor que  $0.10 * \phi * f'_c * A_g$ :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.00$$

Ecuación III-146

Dónde:

$\phi$  = Factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial.

$P_{rxy}$  = Resistencia axial mayorada en flexión biaxial.

$P_{rx}$

= Resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad  $e_y$  es la única presente.

$P_{ry}$

= Resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad  $e_x$  es la única presente.

$P_u$  = Fuerza axial mayorada aplicada.

$M_{ux}$  = Momento mayorado aplicado respecto del eje X.

$M_{uy}$  = Momento mayorado aplicado respecto del eje Y.

$e_x$

= Excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir

=

$M_{uy}/P_u$ .

$e_y$

= Excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir

=

$M_{ux}/P_u$ .

La resistencia axial mayorada  $P_{rx}$  y  $P_{ry}$  no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia  $\phi$  y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por las ecuaciones de la resistencia axial para elementos con armadura en espiral y para elementos zunchados. Según corresponda.

### 3.9.5. ESPIRALES Y ZUNCHOS

En el área de acero de los espirales y zunchos en puentes ubicados en zonas sísmicas 2, 3 ó 4 deberán satisfacer los requisitos especificados en el Art. 5.10.11. AASTHO.

Si el área de armadura en espiral y zunchos no está determinada por: requisitos de diseño sismoresistente, corte o torsión según Art. 5.8. AASTHO, ni requisitos mínimos según Art. 5.10.6. AASTHO, la relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer:

$$\rho_s \geq 0.45 * \left( \frac{A_g}{A_c} + 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

Ecuación III-147

Dónde:

$A_g$  = Área bruta de la sección hormigón.

$A_c$  = Área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días.

$f_{yh}$  = Tensión de fluencia especificada de la armadura espiral.

### 3.9.6. ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir en zunchos o en estribos cerrados.

Zunchos: Pueden ser barras o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9.5 mm. La separación libre entre las barras del zuncho no deberá ser menor que 25 mm o 1.33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 159 mm.

El anclaje de las armaduras en forma de zunchos se provee mediante 1.5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos del zuncho. Para las zonas sísmicas 3 y 4 la prolongación de la armadura transversal hacia los

elementos con que se conecta deberá satisfacer los requisitos del Art 5.10.11.4.3. AASTHO.

Estribos cerrados: Estarán constituidos por:

- Barras N° 10 para barras N° 32 o menores,
- Barras N° 13 para barras N° 36 o mayores, y
- Barras N° 13 para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 30 cm. Si hay dos o más barras mayoradas que una barra N° 32 dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 15 cm.

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldado de área equivalente.

Cada barra longitudinal de esquina tendrá un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 61 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotura plástica, ninguna barra longitudinal estará a una distancia mayor que 15 cm de una de estas barras con apoyo lateral.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberá ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

### 3.9.7. AMPLIACION DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNAS

los momentos o tensiones mayoradas se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

Ecuación III-148

$$f_c = \delta_b * f_{2b} + \delta_s * f_{2s}$$

Ecuación III-149

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_e}} \geq 1.0$$

Ecuación III-150

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{\phi * \sum P_e}} \geq 1.0$$

Ecuación III-151

Dónde:

$P_U$  = Carga axial mayorada.

$P_e$  = Carga de pandeo de Euler.

$\phi$  = Factor de resistencia para compresión axial.

$M_{2b}$

= Momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculando mediante un análisis de portico elastico convencional de primer orden, siempre positivo.

$f_{2b}$  = Tensión correspondiente a  $M_{2b}$ .

$M_{2s}$

= Momento en el elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral,  $\Delta$ , mayor que  $L_U$  /1500 calculado

mediante un análisis de portico elastico convencional de primer orden, siempre positivo.

$f_{2s}$  = Tensión correspondiente a  $M_{2s}$ .

Para columnas compuestas de acero/hormigón la carga de pandeo de Euler,  $P_e$  se deberá determinar cómo se especifica en el Art. 6.9.5.1. AASTHO. Para todos los demás casos  $P_e$  se deberá tomar como:

$$P_e = \frac{\pi * EI}{(K * L_U)^2}$$

Ecuación III-152

Dónde:

$L_U$  = Longitud no apoyada de un elemento comprimido.

$K$  = Factor de longitud efectiva como se especifica en Art. 4.6.2.5 AASTHO.



$E =$  Módulo de elasticidad.

$I =$  Momento de inercia respecto del eje considerado.

Para los elementos comprimidos de hormigón también se deberá aplicar los requisitos del Art. 5.7.4.3. AASTHO.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral,  $\delta_s$  se deberá tomar como 1.00 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral,  $\delta_b$  se deberá determinar como para un elemento arriostrado y  $\delta_s$  como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos,  $C_m$  se puede tomar como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$

Ecuación III-153

Dónde:

$M_{1b} =$  Menor momento de extremo.

$M_{2b} =$  Mayor momento de extremo.

La relación  $M_{1b}/M_{2b}$  se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativa si se flexiona en doble curvatura.

Para todos los demás casos  $C_m$  se deberá tomar como 1.00.

En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido de deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en la unión.

Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando  $\delta$ , determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.

Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende un caballete, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten el desplazamiento lateral de la estructura colectivamente, el valor de  $\delta_s$  se deberá calcular para el grupo de elementos con  $\sum P_U$  y  $\sum P_e$  igual a las sumatorias para todas las columnas del grupo.

**3.9.8. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, K**

las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K, para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

Tabla III-29 Factores de Longitud Efectiva, K

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
						Rotación impedida, traslación impedida
						Rotación libre, traslación impedida
						Rotación impedida, traslación libre
						Rotación libre, traslación libre

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, k, para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

- Para conexiones soldadas en ambos extremos:  $K=0.75$
- Para conexiones articuladas en ambos extremos:  $K=0.875$

Las cerchas vierendeel se deberán tratar como pórticos no arriostrados.

La estabilidad lateral de las de las columnas de pórticos continuos, no arriostrados por unión a muros de cortante, arriostramiento diagonal o estructuras adyacentes, depende de la rigidez flexional de las vigas rígidamente conectadas. Por lo tanto, el factor de longitud efectiva,  $K$ , es función de la restricción flexional total que aportan las vigas en los extremos de la columna, el valor de  $K$  podría ser mayor que 2.00.

Suponiendo que solo hay acción elástica y que todas las columnas pandean simultáneamente en un pórtico no arriostrado, se puede demostrar que:

$$\frac{G_a * G_b * \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6 * (G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)}$$

Ecuación III-154

Los subíndices a y b se refieren a los dos extremos de la columna, siendo:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g}\right)}$$

Ecuación III-155

Dónde:

$\Sigma$

= Sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión.

$I_c$  = Momento de inercia de la columna.

$L_c$  = Longitud no arriostrada de la columna.

$I_g$  = Momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción.

$L_g$  = Longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción.

$K$  = Factor de longitud efectiva para la columna considerada.

La figura CI es una representación gráfica de la relación entre  $K, G_a, G_b$ , y se puede utilizar para obtener los valores de  $K$  en forma directa.

La ecuación CI y el nomograma de la figura CI se basan en la hipótesis de condiciones idealizadas.

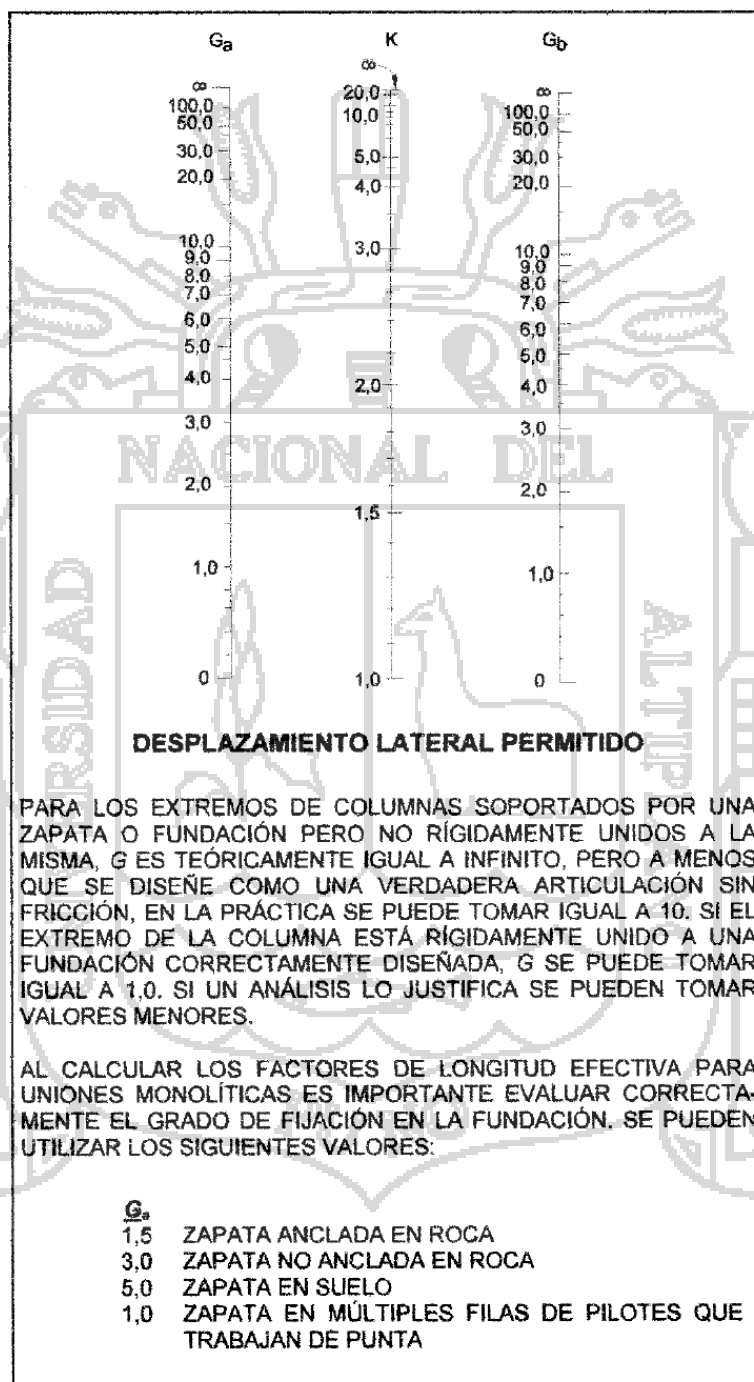


Figura III-26 Nomograma para determinar el factor de longitud Efectiva,  $K$ , para pórticos no arriostrados.

**IV. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO METODOS CONVENCIONALES**

**4.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA**

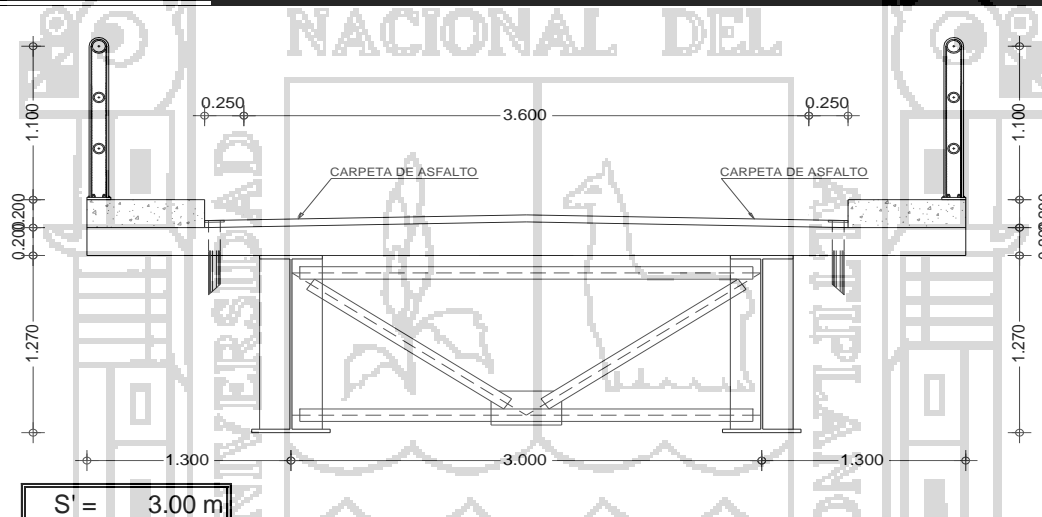
**4.1.1. DISEÑO DE LA LOSA**

**DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA**

**DATOS DE DISEÑO**

PROPIEDADES DEL TABLERO	
γ concreto	= 2400 Kg/m <sup>3</sup>
γ Asfalto	= 2200 Kg/m <sup>3</sup>
Esp. Asfalto	= 0.05 m
f <sub>Y</sub>	= 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	= 280 Kg/cm <sup>2</sup>
b	= 1.00 m
φ	= 0.90

**1. LUZ DE DISEÑO**



**2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA**

Según el Manual de Diseño de Puentes, MTC-DGCF. Dirección General de Caminos Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima -Peru 2003

Peraltes Minimos para Losas de Seccion Constante

TIPO DE LOSA	PROFUNDIDAD MINIMA	
	TRAMO SIMPLE	TRAMO CONTINUO
Concreto Reforzado	$\frac{1.20(S' + 3000)}{30}$	$0.10 + \frac{S'}{30} > 0.165m$
Concreto Pretensado	$0.030S' > 165 \text{ mm}$	$0.027S' > 0.165m$

$$t = 0.10 + \frac{S'}{30} > 0.165mm$$

DONDE: S' Luz de diseño

t = 0.200 m OK

0

AASHTO especifica que el peralte minimo excluyendo ranuras y el desgaste no sera menor de 175 mm

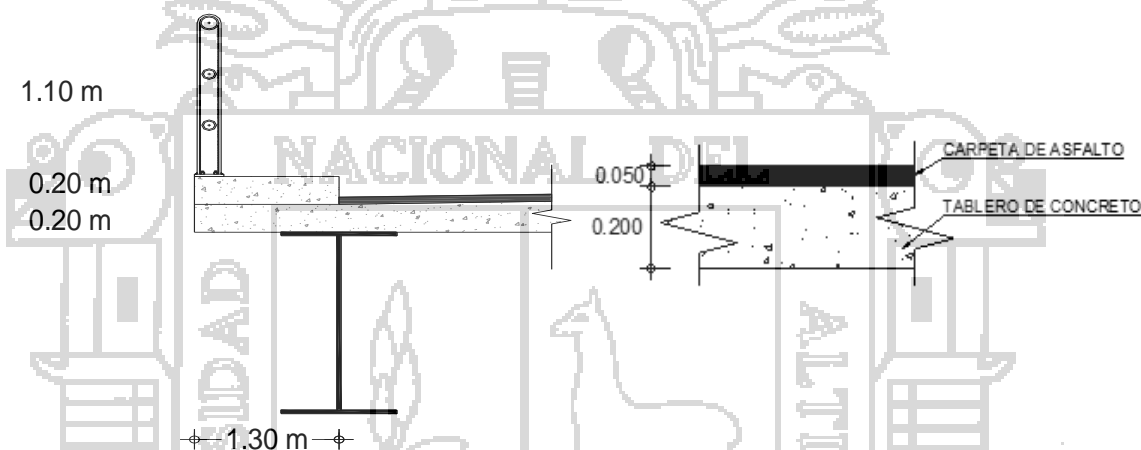
Adoptamos

$t = 0.20 \text{ m}$

**3. METRADO DE CARGAS TABLERO**

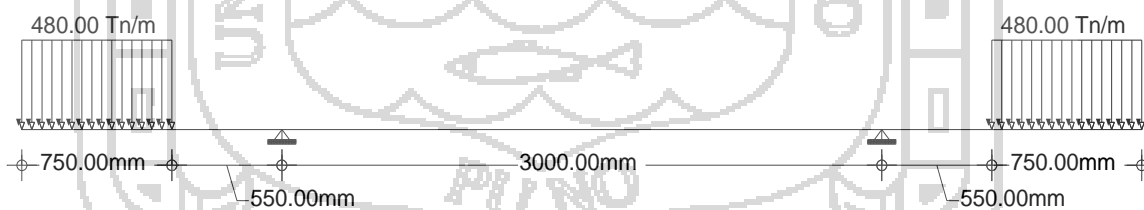
CARGA MUERTA (por metro de Ancho)

Peso de Losa	=	$(1\text{m})(t)(\gamma \text{ concreto})$	=	0.480 Tn/m
Peso de Asfalto	=	$(1\text{m})(\text{Esp Asfalto})(\gamma \text{ Asfalto})$	=	0.110 Tn/m
Peso de Vereda	=	$(1\text{m})(\text{Esp Vereda})(\gamma \text{ Concreto})$	=	0.480 Tn/m
Peso de Baranda	=	0.9807 N/mm	=	0.100 Tn/m
Carga Peatonal	=	Según AASHTO-LRFD	=	0.367 Tn/m
S/C de Diseño	=	HL-93		

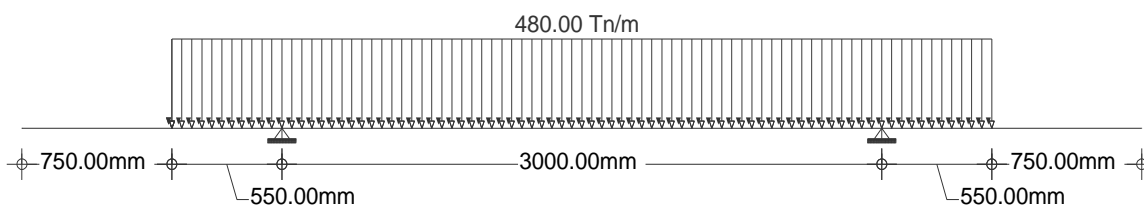


**3.1 ESTADOS DE CARGA PARA LA LOSA**

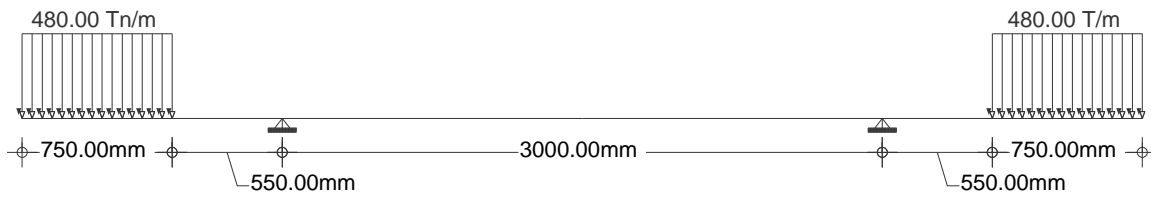
**CARGA DE LOSA EN VOLADO (D1)**



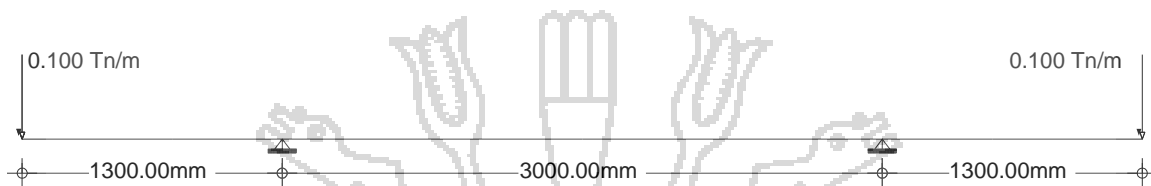
**CARGA DE LOSA EN TRAMO INTERMEDIO (D2)**



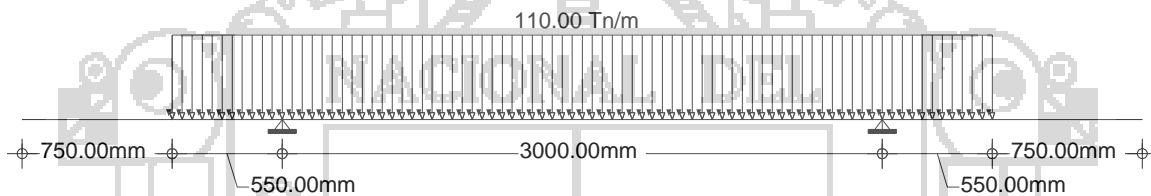
**CARGA EN VEREDA**



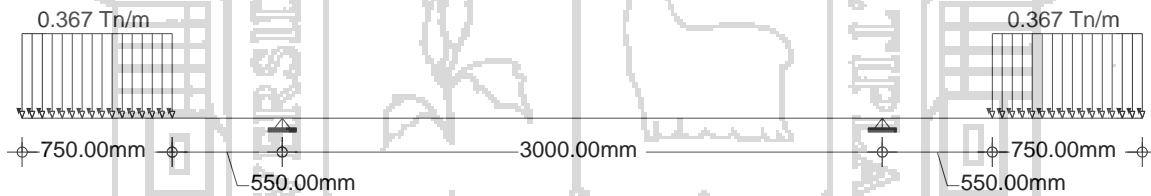
**CARGA BARANDA**



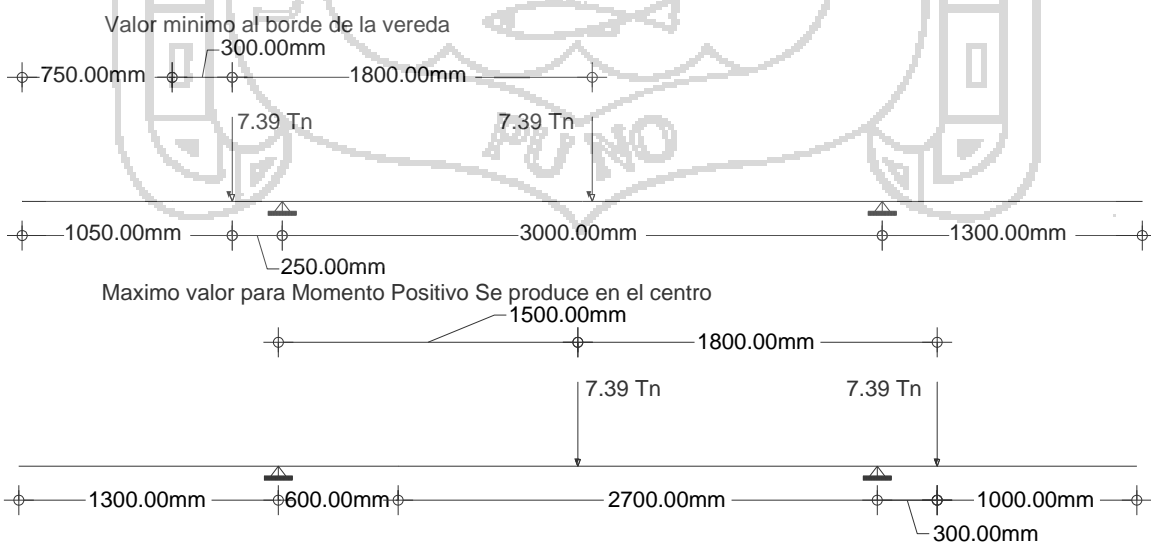
**CARGA DE SUPERFICIE DE RODADURA (ASFALTO)**



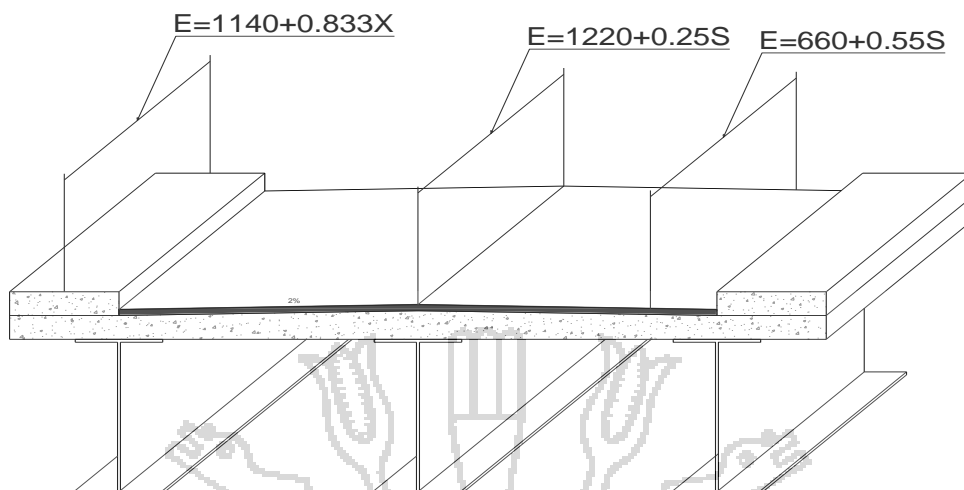
**S/C SOBRE CARGA PEATONAL**



**SOBRE CARGA VEHICULAR UNA VIA CARGADA**



### 3.2 CALCULO DE LOS ANCHOS DE FRANJAS



Donde:

S: Separación de los elementos de Apoyo (mm) = 3000.00 mm  
 X: Distancia entre la Carga y el Punto de Apoyo (mm) = 250.00 mm

$E_{VOLADO}$  = 1.348 m Para el Momento en el Volado  
 $E$  = 1.970 m Para el Momento Negativo en Apoyos  
 $E$  = 2.310 m Para Momento Positivo en Tramos Internos

### 3.3 CALCULO DE FACTOR DE MULTIPLE PRESENCIA

Puesto que  $ADTT < 100$ ; se utiliza el 90%

$m_1 = 1$  vía cargada 1.20  $ADTT < 100$  se utiliza 90%

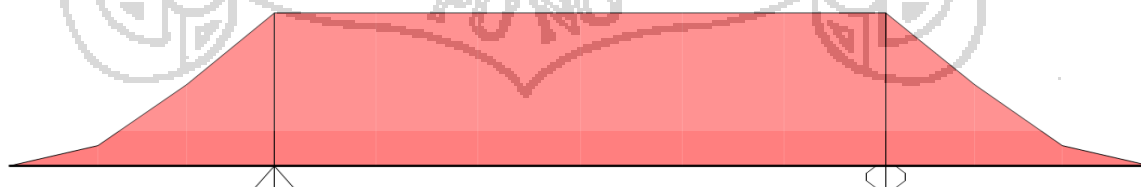
Factor de Multiple Presencia afectados al 90%

$m_1 = 1$ vía cargada	1.08
-----------------------	------

## 4. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO

Para el calculo de Momentos Flectores producidos por los diversos estados de carga se realizo con la ayuda del Software Especializado Structural Analysis Program (SAP 2000) en su version 16.

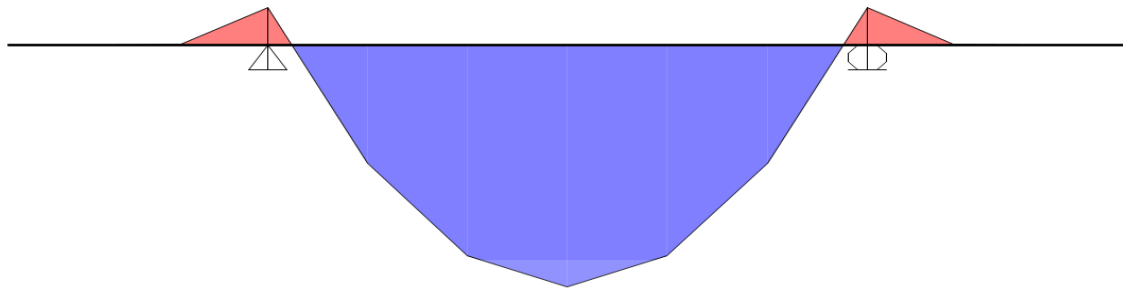
### MOMENTO PRODUCIDO POR LA CARGA DE LOSA EN VOLADO (D1)



Momento Producido en el Volado : -0.333 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -0.333 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : -0.333 Tn/m

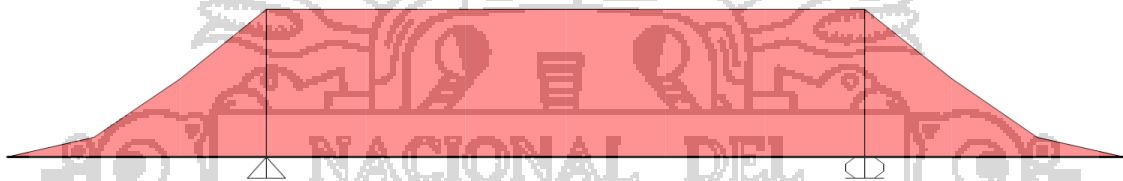


**MOMENTO PRODUCIDO POR LA CARGA DE LOSA EN TRAMO INTERMEDIO (D2)**



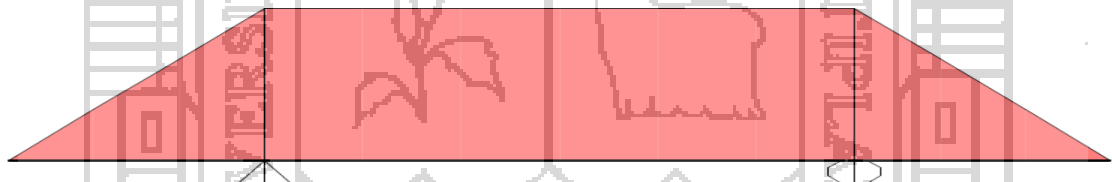
Momento Producido en el Volado : -0.073 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -0.073 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : 0.467 Tn/m

**MOMENTO PRODUCIDO POR LA CARGA EN VEREDA**



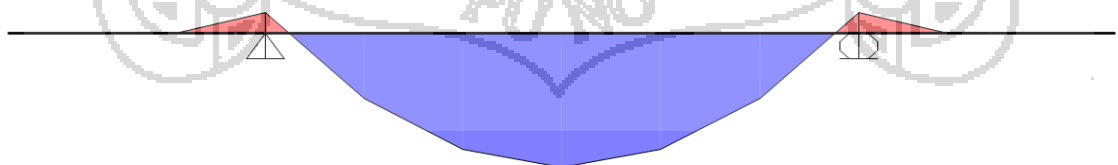
Momento Producido en el Volado : -0.333 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -0.333 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : -0.333 Tn/m

**MOMENTO PRODUCIDO POR LA CARGA BARANDA**



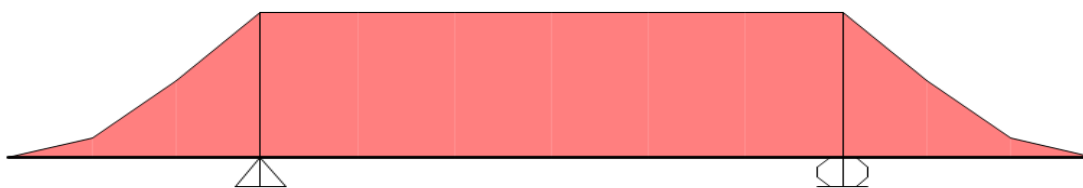
Momento Producido en el Volado : -0.130 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -0.130 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : -0.130 Tn/m

**MOMENTO PRODUCIDO POR LA CARGA DE SUPERFICIE DE RODADURA (ASFALTO)**



Momento Producido en el Volado : -0.017 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -0.017 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : 0.107 Tn/m

**MOMENTO PRODUCIDO POR LA S/C SOBRE CARGA PEATONAL**



Momento Producido en el Volado : -0.280 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -0.280 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : -0.280 Tn/m

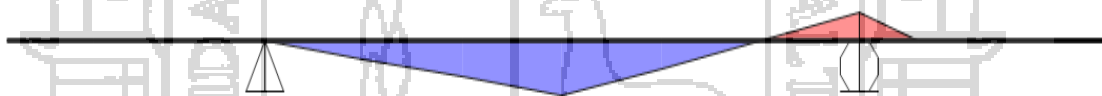
**MOMENTO PRODUCIDO POR LA SOBRE CARGA VEHICULAR UNA VIA CARGADA**

Momento Maximo Negativo



Momento Producido en el Volado : -4.090 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -4.090 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : 3.580 Tn/m

Momento Maximo Positivo: Según las Lineas de Influencia esto se da cuando la carga viva se da a 1500 mm del Apoyo.



Momento Producido en el Volado : -2.250 Tn/m  
 Momento Producido en el Apoyo : -2.250 Tn/m  
 Momento Producido en el Tramo Central : 4.440 Tn/m

**RESUMEN DE VALORES DE MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS**



**VALORES DE LOS MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS**

DESCRIPCION	VOLADO	APOYO	TRAMO CENTRAL
D1 ( LOSAS EN VOLADOS	-0.333	-0.333	-0.333
D2 (LOSAS ENTRE VIGAS)	-0.073	-0.073	0.467
VEREDA	-0.333	-0.333	-0.333
BARANDA	-0.130	-0.130	-0.130
ASFALTO	-0.017	-0.017	0.107
S/C PEATONAL	-0.280	-0.280	-0.280
S/C 1 VIA CARGADA	-4.090	-4.090	4.440

**VALORES DE MOMENTOS POR SOBRECARGA VEHICULAR AFECTADOS POR ANCHO DE FRANJA "E" E IMPACTO**

DESCRIPCION	VOLADO	APOYO	TRAMO CENTRAL
$(LL+IM_{1VIA})/E$	-4.035	-2.761	2.556

**MOMENTOS POR SOBRECARGA VEHICULAR AFECTADOS POR EL FACTOR DE PRESENCIA MUTIPLE**

DESCRIPCION	VOLADO	APOYO	TRAMO CENTRAL
$(LL+IM_{1VIA})/E^*m1$	-4.842	-3.314	3.068
$(LL+IM_{1VIA})/E^*max$	-4.357	-2.982	2.761

**ANALISIS DE SOBRECARGA VEHICULAR Y PEATONAL PARA LA DEDUCCION DEL MOMENTO MAXIMO ACTUANTE**

El analisis para un evento extremo según las especificaciones AASHTO en su Version LRFD una combinacion y deduccion de Sobrecarga vehicular y peatonal, para determinar el momento maximo actuante es:

DESCRIPCION	VOLADO (Tn-m)	APOYO (Tn-m)	TRAMO CENTRAL (Tn-m)
$(LL+IM_{1VIA})/E^*m1$	-4.842	-3.314	3.068
Peatonal*m1	-0.336	-0.336	-0.336
<b>Momento Max. Sin Amplificar</b>	<b>-5.178</b>	<b>-3.650</b>	<b>3.068</b>

→ S/C HL-93 (1 via)  
→ S/C Peatonal

**VERIFICACION DE DISEÑO DE ELEMENTOS DEL TABLERO**

**5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO**

**5.1 CALCULOS DE MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PARA MOMENTO POSITIVO - TABLERO**

RESUMEN DE MOMENTOS ACTUANTES SOBRE LA SECCION DE ANALISIS			
DESCRIPCION	VALORES DE ETA	VALORES DE GAMMA	MOMENTOS Tn-m
D1 (LOSA EN VOLADOS)	0.95	1.25	-0.333
D1 (LOSA EN TRAMO MEDIO)	1.05	1.25	0.467
VEREDA	0.95	1.25	-0.333
BARANDA	0.95	1.25	-0.130
ASFALTO	1.05	1.50	0.107
S/C PEATONAL	1.05	1.75	3.068
S/C H-93 (1 via)	1.05	1.75	

Para estado Limite de Resistencia I

$$\eta \sum \gamma_i Q_i = 0.95[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

Donde:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

$$\eta_D = 0.95$$

$$\eta_R = 0.95$$

$$\eta_I = 1.05$$

$$\eta = 0.95$$

<b>MU</b>	<b>=</b>	<b>4.86 Tn-m</b>
-----------	----------	------------------

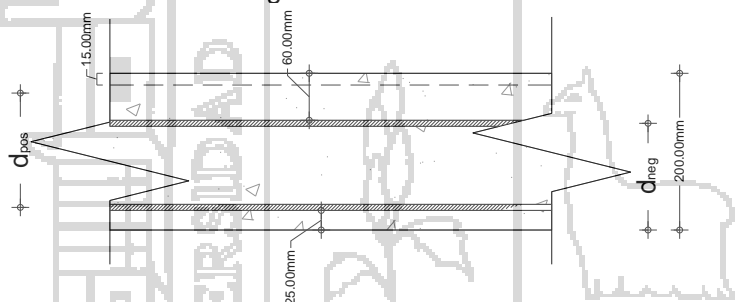
**SELECCIÓN DEL REFUERZO**

Recubrimiento para armaduras Principales no protegidas

Exposicion a sales anticongelantes	60.00 mm
Otras situaciones exteriores	50.00 mm
Losas hormigonadas in situ	25.00 mm

Datos:

Espesor:	200.00 mm
b :	1000.00 mm
f'c :	280 Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> :	4200 Kg/cm <sup>2</sup> 42000.00 Tn/m <sup>2</sup>



Asumir barras  $\Phi$  **5/8 "** → **15.88 mm**

$$d_{pos} = 152.06 \text{ mm}$$

$$d_{neg} = 132.06 \text{ mm}$$

**ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO**

Calculo de acero para el Momento de resistencia Ultima Mu

<b>Mu</b>	<b>=</b>	<b>4.86 Tn-m</b>
-----------	----------	------------------

**DISEÑO A FLEXION**

d: 0.152 m

b: 1.00 m

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = 210.28 \text{ Tn/m}^2 \quad m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 17.65$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right) = 0.00623$$

$$A_s = \rho * b * d$$

<b>A<sub>s</sub></b>	<b>=</b>	<b>9.48 cm<sup>2</sup></b>
----------------------	----------	----------------------------

ACERO DE REFUERZO		
As	D(cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8 "	0.953	0.7126
1/2 "	1.270	1.2668
5/8 "	1.588	1.9793
3/4 "	1.905	2.8502
1 "	2.540	5.0671

→ **USAR : 5/8 "**

Espaciamiento del acero de @ 0.209 m refuerzo sera:

Por lo tanto el acero de refuerzo en el sentido normal sera : **φ 5/8 " @ 20.00 cm**

**$A_{pos} = 9.90 \text{ cm}^2$**

Verificando la ductibilidad

→  $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.75 \text{ cm}$

Se verifica cuando se cumple que :

→  $a \leq 0.36d$   
 **$1.75 \text{ cm} \leq 5.47 \text{ cm}$  OK**

verificando el momento resistente

→  $\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$   
 **$\phi M_n = 5.36 \text{ Tn-m} > 4.86 \text{ Tn-m}$  OK**

**Verificacion de  $A_{s\text{minimo}}$  Refuerzo minimo**

El minimo momento Ultimo  $M_u$  depende del momentode fisuracion  $M_{cr} = S_{nc} f_r$

$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 = 0.00667 \text{ m}^3$

$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 336.34 \text{ Tn/m}^2$

$M_{cr} = 2.24 \text{ Tn-m}$

El momento Ultimo  $M_u$ , como minimo es igual o menor valor entre:  $1.2M_{cr}$   $1.33M_U$

$1.2M_{cr} = 2.69 \text{ Tn-m}$

$1.33M_U = 6.47 \text{ Tn-m}$

Por consiguiente el menor momento ultimo para el acero minimo es: **2.69 Tn-m OK**

**Verificacion de  $A_{s\text{maximo}}$  Refuerzo maximo**

$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$        $c = \frac{a}{\beta_1}$        $\beta_1 = 0.85$  para  $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

→  $c = 2.05 \text{ cm}$

$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

→  $0.14 \leq 0.42$       OK

**5.2 CALCULOS DE MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PARA MOMENTO NEGATIVO - TABLERO**

RESUMEN DE MOMENTOS ACTUANTES SOBRE LA SECCION DE ANALISIS			
DESCRIPCION	VALORES DE ETA	VALORES DE GAMMA	MOMENTOS N-mm
D1 (LOSA EN VOLADOS)	0.95	1.25	-0.333
D1 (LOSA EN TRAMO MEDIO)	1.05	1.25	-0.073
VEREDA	0.95	1.25	-0.333
BARANDA	0.95	1.25	-0.130
ASFALTO	1.05	1.50	-0.017
S/C PEATONAL	1.05	1.75	-3.650
S/C H-93 (1 via)	1.05	1.75	

Para estado Limite de Resistencia I

$$\eta \sum \gamma_i Q_i = 0.95 [1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}]$$

Donde:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

$$\eta_D = 0.95$$

$$\eta_R = 0.95$$

$$\eta_I = 1.05$$

$$\eta = 0.95$$

**MU = -7.12 N-mm**

**ARMADURA PARA MOMENTO NEGATIVO**

**Mu = 7.12 Tn-m**

DISEÑO A FLEXION

d: 0.132 m

b: 1.00 m

$$k = \frac{M_u}{bd^2} = 408.40 \text{ Tn/m}^2 \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right) = 0.01291$$

$$A_s = \rho * b * d$$

**A<sub>s</sub> = 17.05 cm<sup>2</sup>**

ACERO DE REFUERZO		
As	D(cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8 "	0.953	0.7126
1/2 "	1.270	1.2668
5/8 "	1.588	1.9793
3/4 "	1.905	2.8502
1 "	2.540	5.0671

**USAR : 3/4 "**

Espaciamiento del acero de @ 0.167 m refuerzo sera:

Por lo tanto el acero de refuerzo en el sentido normal sera :  $\phi \quad 3/4 \text{ " } @ \quad 15.00 \text{ cm}$

$$A_{neg} = 17.10 \text{ cm}^2$$

Verificando la ductibilidad

$$\rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.02 \text{ cm}$$

Se verifica cuando se cumple que :

$$\rightarrow a \leq 0.36d$$

$$3.02 \text{ cm} \leq 4.75 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

verificando el momento resistente

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\rightarrow \phi M_n = 7.56 \text{ Tn-m} > 7.12 \text{ Tn-m} \quad \text{OK}$$

**Verificacion de  $A_{s\text{minimo}}$  Refuerzo minimo**

El minimo momento Ultimo  $M_u$  depende del momentode fisuracion  $M_{cr} = S_{nc} f_r$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 = 0.00667 \text{ m}^3$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 336.34 \text{ Tn/m}^2$$

$$M_{cr} = 2.24 \text{ Tn-m}$$

El momento Ultimo  $M_u$ , como minimo es igual o menor valor entre:  $1.2M_{cr}$   $1.33M_u$

$$1.2M_{cr} = 2.69 \text{ Tn-m}$$

$$1.33M_u = 9.47 \text{ Tn-m}$$

Por consiguiente el menor momento ultimo para el acero minimo es:  $2.69 \text{ Tn-m} \quad \text{OK}$

**Verificacion de  $A_{s\text{maximo}}$  Refuerzo maximo**

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad c = \frac{a}{\beta_1} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow c = 3.55 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$\rightarrow 0.27 \leq 0.42 \quad \text{OK}$$

### 5.3 REFUERZO DE DISTRIBUCION - ARMADURA DE DITRIBUCION (A.D)

Según la Norma AASTHO LRFD, en la parte inferior de las losas se dera disponer armadura en la direccion secundaria; esta armadura se debera calcular como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo

$$A.D. \text{ PORCENTAJE} = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% = 70.11\% \quad \text{PORCENTAJE} = 67\%$$

ACERO DE REFUERZO		
As	D(cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8 "	0.953	0.7126
1/2 "	1.270	1.2668
5/8 "	1.588	1.9793
3/4 "	1.905	2.8502
1 "	2.540	5.0671

$$A.D. = 6.63 \text{ cm}^2$$



**USAR : 1/2 "**

Espaciamiento del acero de refuerzo sera: @ 0.19 m

Por lo tanto el acero de refuerzo de distribucion sera :

**φ 1/2 " @ 30.00 cm**

### 5.3 REFUERZO POR RETRACCION DE FRAGUADO

La armadura para contraccion y temperatura, el area de la armadura en cada direccion debera satisfacer. El acero se debera distribuir uniformemente en ambas caras:

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

Donde :

A<sub>g</sub> : Area Bruta de la seccion (mm<sup>2</sup>)

f<sub>y</sub> : Tenson de Fluencia especificada de las barras de refuerzo (Mpa)

$$A_s = 7.645 \frac{A_g}{f_y} = 3.64 \text{ cm}^2/\text{m} = 1.82 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

ACERO DE REFUERZO		
As	D(cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8 "	0.953	0.7126
1/2 "	1.270	1.2668
5/8 "	1.588	1.9793
3/4 "	1.905	2.8502
1 "	2.540	5.0671



**USAR : 3/8 "**

Espaciamiento del acero de refuerzo sera: @ 0.39 m

Por lo tanto el acero de refuerzo de distribucion sera :

**φ 3/8 " @ 30.00 cm**

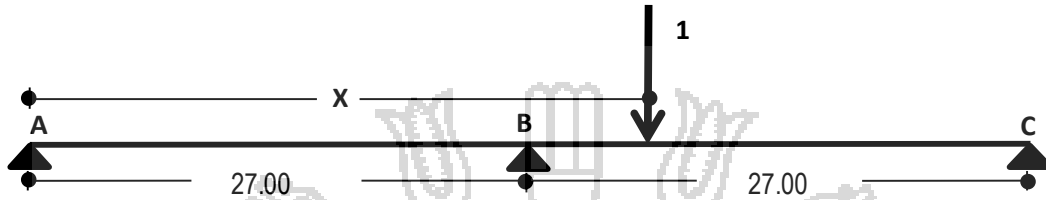
### 4.1.2. LINEAS DE INFLUENCIA DE LA VIGA METALICA



**VIGA METALICA**

**LINEAS DE INFLUENCIA EN SENTIDO LONGITUDINAL DEL PUEBTE**

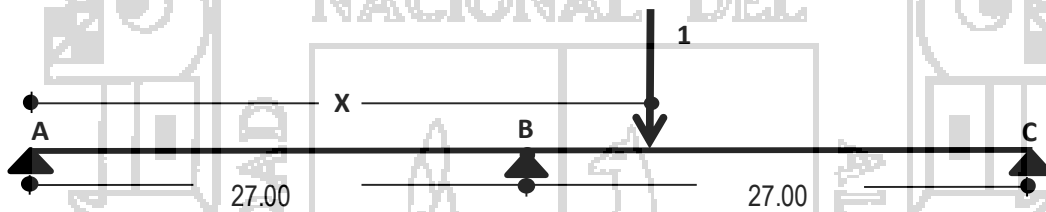
ESQUEMA ESTATICO SIMPLIFICADO



**1. GRADO DE INDETERMINACION ESTATICA DE LA ESTRUCTURA (G.I.E)**

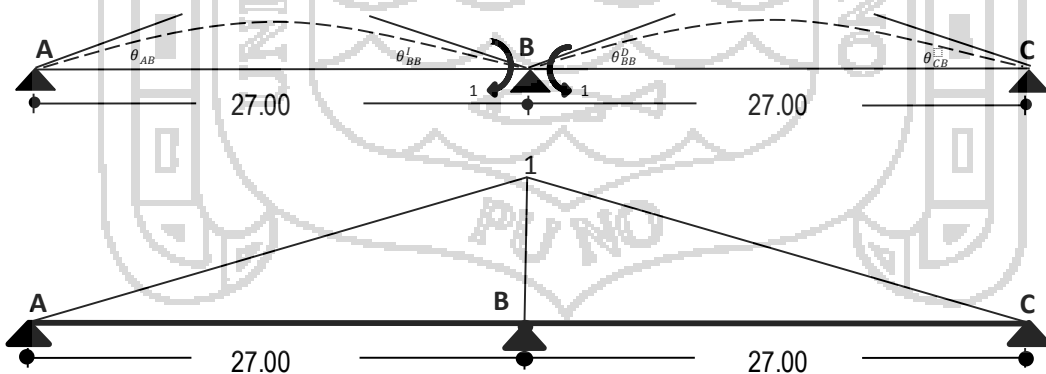
G.I.E = 1

Para eliminar la indeterminacion estatica, se introduce articulaciones en los puntos B



**2. ACCIONES UNITARIAS**

2.1 ACCION UNITARIA EN EL NUDO B



$$EI\theta_{BB}^I = EI\theta_{BB}^D = 9$$

Rotacion total en nudo B es:

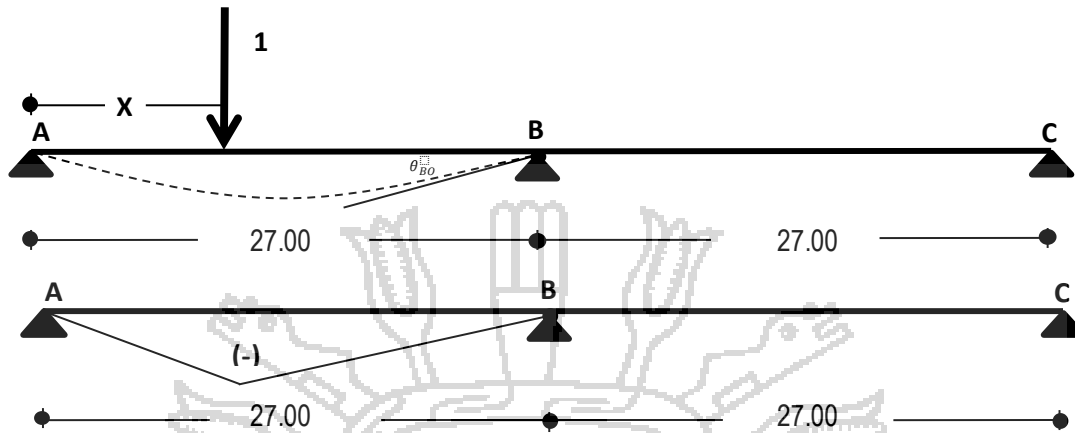
$$EI\theta_{BB}^{\square} = EI\theta_{BB}^I + EI\theta_{BB}^D$$

$$EI\theta_{BB}^{\square} = 18$$

Del producto de Integrales de Mohr.

**3. ECUACION DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES**

3.1 LA CARGA UNITARIA SE ENCUENTRA EN LA LUZ AB



$$EI\theta_{BO} = \frac{-X(L^2 - X^2)}{6L} = \frac{-X(729.00 - X^2)}{162}$$

COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

NUDO B:  $\theta_{BO} + \theta_{BB} * M_B = 0$

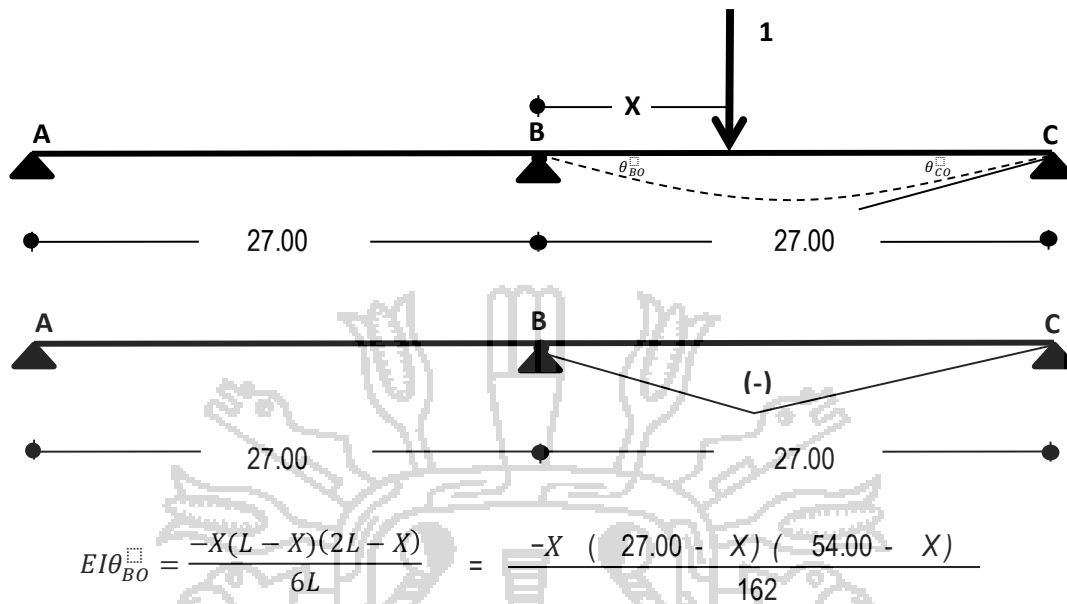
$$M_B = \frac{-\theta_{BO}}{\theta_{BB}} = \frac{X(729.00 - X^2)}{2916}$$

$$M_B = \frac{X(729.00 - X^2)}{2916}$$

DIST.(X)	M <sub>B</sub>	ECUACION A	ECUACION B
0.00	0.0000	0.0000	N/A
0.50	0.1250	2.2492	N/A
1.00	0.2497	4.4938	N/A
1.50	0.3738	6.7292	N/A
2.00	0.4973	8.9506	N/A
2.50	0.6196	11.1535	N/A
3.00	0.7407	13.3333	N/A
3.50	0.8603	15.4853	N/A
4.00	0.9781	17.6049	N/A
4.50	1.0938	19.6875	N/A
5.00	1.2071	21.7284	N/A
5.50	1.3179	23.7230	N/A
6.00	1.4259	25.6667	N/A

6.50	1.5308	27.5548	N/A
7.00	1.6324	29.3827	N/A
7.50	1.7303	31.1458	N/A
8.00	1.8244	32.8395	N/A
8.50	1.9144	34.4591	N/A
9.00	2.0000	36.0000	N/A
9.50	2.0810	37.4576	N/A
10.00	2.1571	38.8272	N/A
10.50	2.2280	40.1042	N/A
11.00	2.2936	41.2840	N/A
11.50	2.3534	42.3619	N/A
12.00	2.4074	43.3333	N/A
12.50	2.4552	44.1937	N/A
13.00	2.4966	44.9383	N/A
13.50	2.5313	45.5625	N/A
14.00	2.5590	46.0617	N/A
14.50	2.5795	46.4313	N/A
15.00	2.5926	46.6667	N/A
15.50	2.5980	46.7631	N/A
16.00	2.5953	46.7160	N/A
16.50	2.5845	46.5208	N/A
17.00	2.5652	46.1728	N/A
17.50	2.5371	45.6674	N/A
18.00	2.5000	45.0000	N/A
18.50	2.4537	44.1659	N/A
19.00	2.3978	43.1605	N/A
19.50	2.3322	41.9792	N/A
20.00	2.2565	40.6173	N/A
20.50	2.1706	39.0702	N/A
21.00	2.0741	37.3333	N/A
21.50	1.9668	35.4020	N/A
22.00	1.8484	33.2716	N/A
22.50	1.7188	30.9375	N/A
23.00	1.5775	28.3951	N/A
23.50	1.4244	25.6397	N/A
24.00	1.2593	22.6667	N/A
24.50	1.0817	19.4715	N/A
25.00	0.8916	16.0494	N/A
25.50	0.6887	12.3958	N/A
26.00	0.4726	8.5062	N/A
26.50	0.2431	4.3758	N/A
27.00	0.0000	0.0000	N/A

3.2 LA CARGA UNITARIA SE ENCUENTRA EN LA LUZ BC



COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

NUDO B:  $\theta_{BO} + \theta_{BB} * M_B = 0$

$$M_B = \frac{-\theta_{BO}}{\theta_{BB}} = \frac{X ( 27.00 - X ) ( 54.00 - X )}{2916}$$

$$M_B = \frac{X ( 27.00 - X ) ( 54.00 - X )}{2916}$$

DIST.(X)	M <sub>B</sub>	ECUACION A	ECUACION B
0.00	0.0000	0.0000	N/A
0.50	0.2431	0.2431	N/A
1.00	0.4726	0.4726	N/A
1.50	0.6887	0.6887	N/A
2.00	0.8916	0.8916	N/A
2.50	1.0817	1.0817	N/A
3.00	1.2593	1.2593	N/A
3.50	1.4244	1.4244	N/A
4.00	1.5775	1.5775	N/A
4.50	1.7188	1.7188	N/A
5.00	1.8484	1.8484	N/A
5.50	1.9668	1.9668	N/A

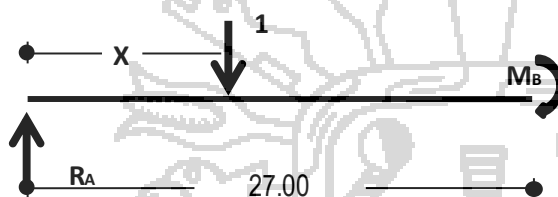
6.00	2.0741	2.0741	N/A
6.50	2.1706	2.1706	N/A
7.00	2.2565	2.2565	N/A
7.50	2.3322	2.3322	N/A
8.00	2.3978	2.3978	N/A
8.50	2.4537	2.4537	N/A
9.00	2.5000	2.5000	N/A
9.50	2.5371	2.5371	N/A
10.00	2.5652	2.5652	N/A
10.50	2.5845	2.5845	N/A
11.00	2.5953	2.5953	N/A
11.50	2.5980	2.5980	N/A
12.00	2.5926	2.5926	N/A
12.50	2.5795	2.5795	N/A
13.00	2.5590	2.5590	N/A
13.50	2.5313	2.5313	N/A
14.00	2.4966	2.4966	N/A
14.50	2.4552	2.4552	N/A
15.00	2.4074	2.4074	N/A
15.50	2.3534	2.3534	N/A
16.00	2.2936	2.2936	N/A
16.50	2.2280	2.2280	N/A
17.00	2.1571	2.1571	N/A
17.50	2.0810	2.0810	N/A
18.00	2.0000	2.0000	N/A
18.50	1.9144	1.9144	N/A
19.00	1.8244	1.8244	N/A
19.50	1.7303	1.7303	N/A
20.00	1.6324	1.6324	N/A
20.50	1.5308	1.5308	N/A
21.00	1.4259	1.4259	N/A
21.50	1.3179	1.3179	N/A
22.00	1.2071	1.2071	N/A
22.50	1.0938	1.0938	N/A
23.00	0.9781	0.9781	N/A
23.50	0.8603	0.8603	N/A
24.00	0.7407	0.7407	N/A
24.50	0.6196	0.6196	N/A
25.00	0.4973	0.4973	N/A
25.50	0.3738	0.3738	N/A
26.00	0.2497	0.2497	N/A
26.50	0.1250	0.1250	N/A
27.00	0.0000	0.0000	N/A

**4. LINEAS DE INFLUENCIA  $M_B$**



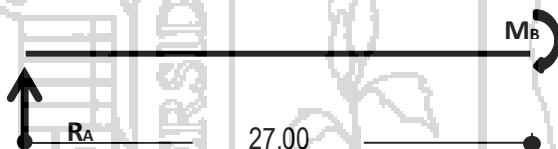
**5. LINEA DE INFLUENCIA EN LA REACCION "A"**

5.1 LA CARGA UNITARIA SE ENCUENTRA EN LA LUZ AB



$$R_A = \frac{27.00 - X}{27.00} - \frac{M_B}{27.00}$$

5.2 LA CARGA UNITARIA SE ENCUENTRA EN LA LUZ BC



$$R_A = \frac{-M_B}{27.00}$$

DIST.(X)	$M_B$	$R_A$
0.00	0.0000	1.0000
0.50	-0.1250	0.9861
1.00	-0.2497	0.9722
1.50	-0.3738	0.9583
2.00	-0.4973	0.9443
2.50	-0.6196	0.9304
3.00	-0.7407	0.9163
3.50	-0.8603	0.9022
4.00	-0.9781	0.8881
4.50	-1.0938	0.8738
5.00	-1.2071	0.8595

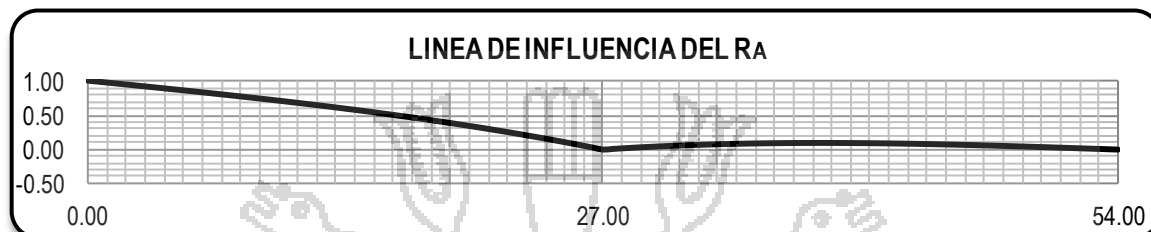
DIST.(X)	$M_B$	$R_A$
27.50	-0.2431	0.0090
28.00	-0.4726	0.0175
28.50	-0.6887	0.0255
29.00	-0.8916	0.0330
29.50	-1.0817	0.0401
30.00	-1.2593	0.0466
30.50	-1.4244	0.0528
31.00	-1.5775	0.0584
31.50	-1.7188	0.0637
32.00	-1.8484	0.0685
32.50	-1.9668	0.0728



5.50	-1.3179	0.8451	33.00	-2.0741	0.0768
6.00	-1.4259	0.8306	33.50	-2.1706	0.0804
6.50	-1.5308	0.8160	34.00	-2.2565	0.0836
7.00	-1.6324	0.8012	34.50	-2.3322	0.0864
7.50	-1.7303	0.7863	35.00	-2.3978	0.0888
8.00	-1.8244	0.7713	35.50	-2.4537	0.0909
8.50	-1.9144	0.7561	36.00	-2.5000	0.0926
9.00	-2.0000	0.7407	36.50	-2.5371	0.0940
9.50	-2.0810	0.7252	37.00	-2.5652	0.0950
10.00	-2.1571	0.7095	37.50	-2.5845	0.0957
10.50	-2.2280	0.6936	38.00	-2.5953	0.0961
11.00	-2.2936	0.6775	38.50	-2.5980	0.0962
11.50	-2.3534	0.6612	39.00	-2.5926	0.0960
12.00	-2.4074	0.6447	39.50	-2.5795	0.0955
12.50	-2.4552	0.6280	40.00	-2.5590	0.0948
13.00	-2.4966	0.6110	40.50	-2.5313	0.0938
13.50	-2.5313	0.5938	41.00	-2.4966	0.0925
14.00	-2.5590	0.5763	41.50	-2.4552	0.0909
14.50	-2.5795	0.5585	42.00	-2.4074	0.0892
15.00	-2.5926	0.5405	42.50	-2.3534	0.0872
15.50	-2.5980	0.5221	43.00	-2.2936	0.0849
16.00	-2.5953	0.5035	43.50	-2.2280	0.0825
16.50	-2.5845	0.4846	44.00	-2.1571	0.0799
17.00	-2.5652	0.4654	44.50	-2.0810	0.0771
17.50	-2.5371	0.4458	45.00	-2.0000	0.0741
18.00	-2.5000	0.4259	45.50	-1.9144	0.0709
18.50	-2.4537	0.4057	46.00	-1.8244	0.0676
19.00	-2.3978	0.3851	46.50	-1.7303	0.0641
19.50	-2.3322	0.3642	47.00	-1.6324	0.0605
20.00	-2.2565	0.3428	47.50	-1.5308	0.0567
20.50	-2.1706	0.3211	48.00	-1.4259	0.0528
21.00	-2.0741	0.2990	48.50	-1.3179	0.0488
21.50	-1.9668	0.2765	49.00	-1.2071	0.0447
22.00	-1.8484	0.2536	49.50	-1.0938	0.0405
22.50	-1.7188	0.2303	50.00	-0.9781	0.0362
23.00	-1.5775	0.2066	50.50	-0.8603	0.0319
23.50	-1.4244	0.1824	51.00	-0.7407	0.0274
24.00	-1.2593	0.1578	51.50	-0.6196	0.0229

24.50	-1.0817	0.1327
25.00	-0.8916	0.1071
25.50	-0.6887	0.0811
26.00	-0.4726	0.0545
26.50	-0.2431	0.0275
27.00	0.0000	0.0000

52.00	-0.4973	0.0184
52.50	-0.3738	0.0138
53.00	-0.2497	0.0092
53.50	-0.1250	0.0046
54.00	0.0000	0.0000



**4.1.3. DISEÑO DE LA VIGA METALICA**

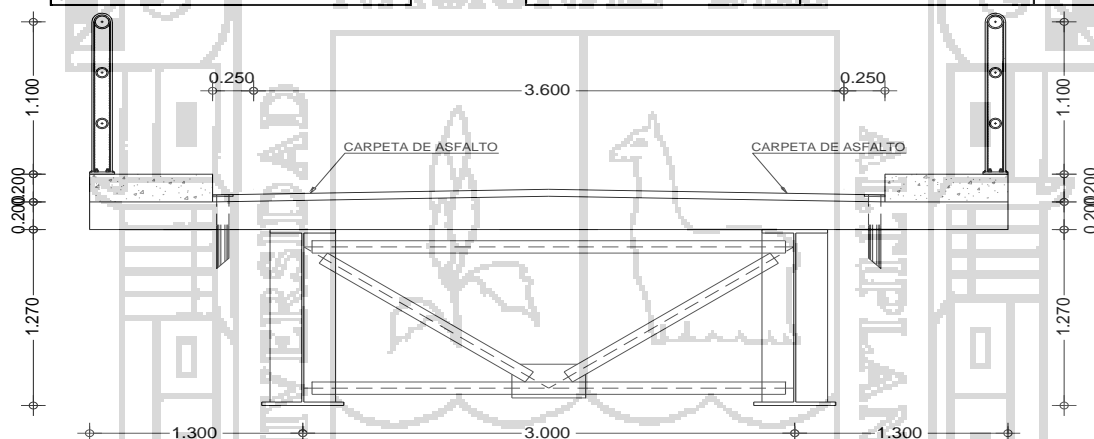


## DISEÑO DE VIGA METALICA

### DATOS DE DISEÑO

PROPIEDADES DEL TABLERO	
γ Concreto	= 2400 Kg/m <sup>3</sup>
γ Asfalto	= 2200 Kg/m <sup>3</sup>
γ Acabado	= 2400 Kg/m <sup>3</sup>
Esp. Ver	= 0.20 m
Esp. Losa	= 0.20 m
Esp. Asfalto	= 0.05 m
f <sub>r</sub>	= 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	= 280 Kg/cm <sup>2</sup>
b	= 1.00 m
φ	= 0.90

PROPIEDADES DE ELEMENTOS		
Carga Viva	HL-93	HL-93
Luz Total	54.00 m	54000 mm
Luz (longitudinal)	27.00 m	27000 mm
Ancho de la Calzada	4.10 m	4100 mm
Resistencia del Acero de Refuerzo (f <sub>r</sub> )	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	411.88 MPa
Resistencia a la Fluencia del Acero Estructural (F <sub>y</sub> )	345.00 MPa	345.00 MPa
Resistencia del Concreto (F <sub>c</sub> )	27.46 MPa	27.46 MPa
Peso Especifico del Acero (W <sub>s</sub> )	7850 Kg/m <sup>3</sup>	7850 Kg/m <sup>3</sup>
Peso de la Baranda	100 Kg/m	100 Kg/m
S/C vereda	0.367 Tn/m <sup>2</sup>	0.367 Tn/m <sup>2</sup>



### 1. FACTORES DE DISEÑO SEGÚN LA AASHTO - LRFD

1. FACTORES DE CARGA

Estado Limite	h <sub>D</sub>	h <sub>R</sub>	h <sub>I</sub>	h <sub>i</sub>	h <sub>i</sub> ≥ 0.95	1/h <sub>D</sub> h <sub>R</sub> h <sub>I</sub> ≤ 1
Resistencia I	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	0.95
Resistencia IV	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Evento extremo I	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	0.95
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fatiga I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Factores de Carga**

Combinaciones de Carga y Factores de Carga									
Estado Limite	Factores de Carga								
	DC		DW		L.L	IM	WS	WL	EQ
	Max.	Min.	Max.	Min.					
Resistencia I	1.25	0.90	1.5	0.65	1.75	1.75	-	-	-
Resistencia IV	1.25	0.90	1.5	0.65	1.35	1.35	0.4	1	-
Evento extremo I	1.25	0.90	1.5	0.65	0.5	0.5	-	-	1
Servicio I	1.00	1.00	1	1	1	1	0.3	1	-
Servicio II	1.00	1.00	1	1	1.3	1.3	-	-	-
Fatiga I	-	-	-	-	0.75	0.75	-	-	-

**Factores de Resistencia**

Material	Tipo de Resistencia	Factor de Resistencia
Acero Estructural	Para Flexión	$\phi_f = 1.00$
	Para Corte	$\phi_v = 1.00$
	Para Compresión Axial	$\phi_c = 0.90$
	Para Apoyos	$\phi_b = 0.90$
Concreto Reforzado	Para Flexión y Tensión	$\phi_f = 0.90$
	Para Corte y Torsión	$\phi_v = 0.90$
	Para Compresión Axial	$\phi_a = 0.75$
	Para Compresión con Flexión	$\phi = 0.75 \text{ a } 0.90$

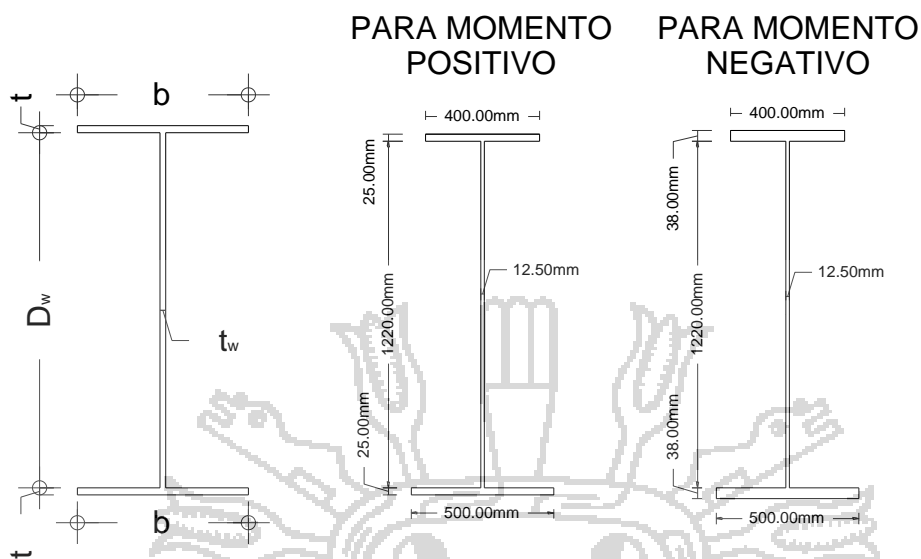
**Factor de Presencia Múltiple**

Factor de Presencia Múltiple	
Numero de Carriles Cargadas	Factor de Presencia Múltiple (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

**Incremento por Carga Dinámica**

Incremento por Carga Dinámica	
Estado Limite	Incremento por Carga Dinámica IM
Estado Limite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Limites	33%

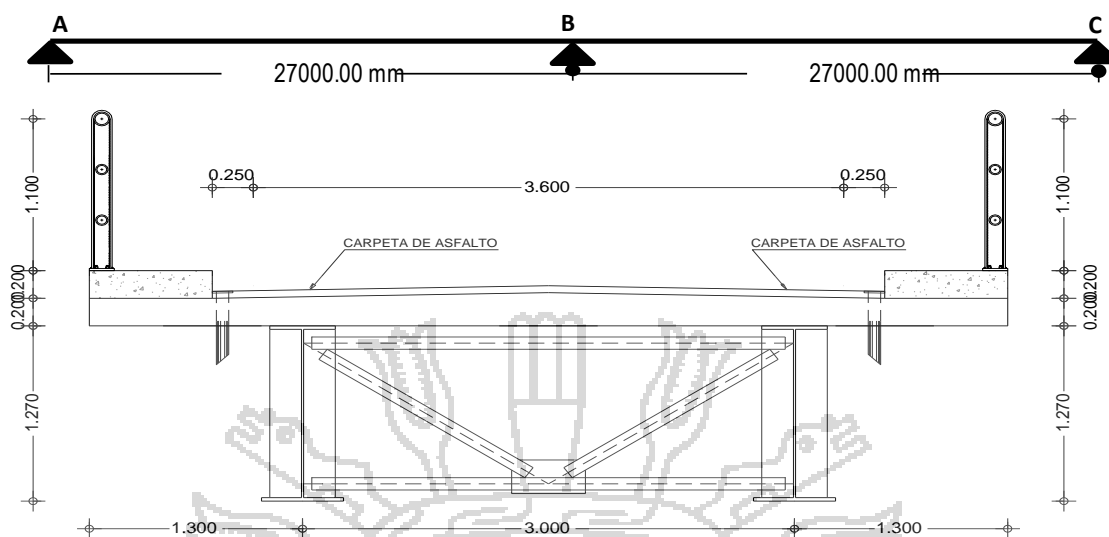
**2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA**



1.3 SECCION DE LA VIGA A-36

PROPORCIONES A CUMPLIRSE DE LA SECCION		
PROPORCION EN ALAS	VIGA EN FLEXION POSITIVA	VIGA EN FLEXION NEGATIVA
PROPORCION EN ALA SUPERIOR	$\frac{b_f}{2t_f} = 8 \leq 12$ OK $\frac{t_f}{t_w} = 2 \geq 1.1$ OK $\frac{D_w}{b_f} = 3.05 \leq 6$ OK	$\frac{b_f}{2t_f} = 5.26 \leq 12$ OK $\frac{t_f}{t_w} = 3.04 \geq 1.1$ OK $\frac{D_w}{b_f} = 3.05 \leq 6$ OK
PROPORCION EN ALA INFERIOR	$\frac{b_f}{2t_f} = 10 \leq 12$ OK $\frac{t_f}{t_w} = 2 \geq 1.1$ OK $\frac{D_w}{b_f} = 2.44 \leq 6$ OK	$\frac{b_f}{2t_f} = 6.58 \leq 12$ OK $\frac{t_f}{t_w} = 3.04 \geq 1.1$ OK $\frac{D_w}{b_f} = 2.44 \leq 6$ OK
Ala en Compresión ¿ Sup. O Inf.?	S	I
Inercia del ala en compresión	$I_{YC} = 0.000133$	$I_{YC} = 0.0002$
Inercia del ala en tensión	$I_{YT} = 0.000260$	$I_{YT} = 0.0004$
Relación en proporción (0.1-10)	$\frac{I_{YC}}{I_{YT}} = 0.51$ OK	$\frac{I_{YC}}{I_{YT}} = 0.51$ OK

**DIMENSIONES GENERALES DE LA VIGA**



Verificación de la altura de la viga :  $D_w = 1220.00 \text{ mm} \geq 960.00 \text{ mm}$  OK  
 Proporcionalidad del alma sin rigidizador longitudinal :  $\frac{D_w}{t_w} \leq 150 = 97.60$  OK

**CALCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCION**

RELACION MODULAR

$$E_c = 0.043(W_c^{1.5})\sqrt{f'_c}$$

$E_c = 26493.27 \text{ MPa}$   
 $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$   
 $n = \frac{E_s}{E_c} = 7.5$  Por lo tanto, se tomata el valor de : 8  
 $n = 8$

**CALCULANDO EN ANCHO EFECTIVO DE TABLERO**

PARA UNA VIGA INTERIOR ; escoger el menor

DONDE : L : Longitud del Tramo Efectivo.

➔ Ancho Efectivo =  $\frac{L}{4}$   
 Ancho Efectivo = 6750.00 mm

➔ Ancho Efectivo =  $12t_s + \max(t_w, \frac{bfs}{2})$        $t_w = 12.50 \text{ mm}$   
 Ancho Efectivo = 2600.00 mm       $\frac{bfs}{2} = 200.00 \text{ mm}$

➔ S = 3000.00 mm

Entonces el ancho efectivo a considerar es el menor por lo tanto:

**Ancho Efectivo = 2.60 m**

**PARA UNA VIGA EXTERIOR**

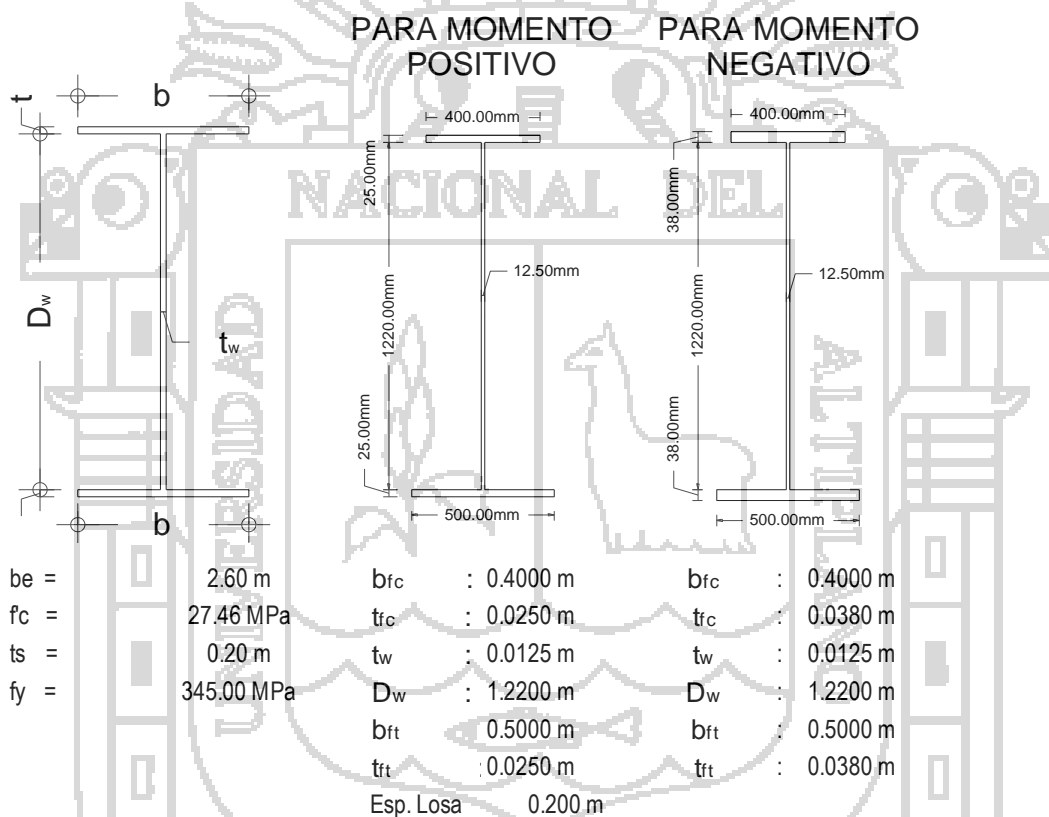
1/2 Ancho efectivo anterior mas el menor de :

➔  $\frac{L}{8} = 3375.00 \text{ mm}$  Un octavo de la longitud del tramo efectivo

➔  $6ts + \max(1/2tw, 1/4bfs) = 1300.00 \text{ mm}$

➔  $L_v = 1300.00 \text{ mm}$  Longitud del Volado

**Ancho Efectivo = 2.600 m**



be =	2.60 m	b <sub>fc</sub> :	0.4000 m	b <sub>fc</sub> :	0.4000 m
fc =	27.46 MPa	t <sub>fc</sub> :	0.0250 m	t <sub>fc</sub> :	0.0380 m
ts =	0.20 m	t <sub>w</sub> :	0.0125 m	t <sub>w</sub> :	0.0125 m
fy =	345.00 MPa	D <sub>w</sub> :	1.2200 m	D <sub>w</sub> :	1.2200 m
		b <sub>ft</sub> :	0.5000 m	b <sub>ft</sub> :	0.5000 m
		t <sub>ft</sub> :	0.0250 m	t <sub>ft</sub> :	0.0380 m
		Esp. Losa	0.200 m		

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA EN LA REGION DE MOMENTO POSITIVO						
SECCION	Área, A(m <sup>2</sup> )	Centroide d(m)	A*d (m <sup>3</sup> )	lo (m4)	A*Y <sup>2</sup> (m4)	I <sub>total</sub> (m4)
<b>Viga Sola</b>						
Ala Superior	0.0100	1.2575	0.0126	5.21E-07	0.004405311	0.004405832
Alma	0.0153	0.6350	0.0097	1.89E-03	2.59176E-05	0.001917426
Ala Inferior	0.0125	0.0125	0.0002	6.51E-07	0.004223505	0.004224156
Total	0.0378	0.5938	0.0224	1.89E-03	0.008654734	0.010547414



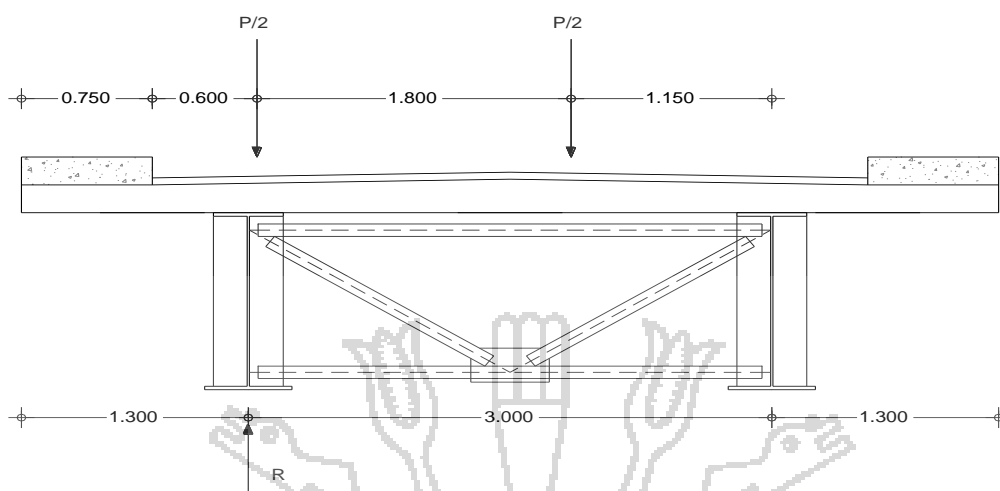
Sección Compuesta (3n=24)						
Viga	0.0378	0.5938	0.0224	0.01055	0.003024545	0.013571959
Losa	0.0217	1.3700	0.0297	7.2E-05	0.005269688	0.00534191
Total	0.0594	0.8768	0.0521	0.01062	0.008294233	0.018913869
Sección Compuesta (n=8)						
Viga	0.0378	0.5938	0.0224	0.01055	0.00910239	1.964980E-02
Losa	0.0650	1.3700	0.0891	0.00022	0.005286388	0.005503055
Total	0.1028	1.0848	0.1115	0.01076	0.014388778	2.515286E-02
SECCION	Yinf.Vig(m)	Ysup.Vig(m)	Ysup.tab(m)	Yinf.Vig(m <sup>2</sup> )	Ysup.Vig(m <sup>3</sup> )	Ysup.tab(m <sup>3</sup> )
Viga Sola	0.5938	0.6762	--	0.01776	0.015597488	--
Compuesta (3n)	0.8768	0.3932	0.5932	0.02157	0.04810612	0.031886101
Compuesta (n)	1.0848	0.1852	0.3852	0.02319	0.135827422	0.06530115

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA EN LA REGION DE MOMENTO NEGATIVO						
SECCION	Área, A (m <sup>2</sup> )	Centroide d(m)	A*d (m <sup>3</sup> )	lo (m4)	A*Y <sup>2</sup> (m4)	Itotal (m4)
Viga Sola						
Ala Superior	0.0152	1.2770	0.0194	1.8E-06	0.0070	0.0070
Alma	0.0153	0.6480	0.0099	0.00189	0.0000	0.0019
Ala Inferior	0.0190	0.0190	0.0004	2.3E-06	0.0064	0.0064
Total	0.0495	0.5997	0.0297	0.0019	0.0134	0.0153
Sección Compuesta (3n=24)						
Viga	0.0495	0.5997	0.02965	0.0153	0.0029	0.0182
Losa	0.0217	1.3960	0.03025	0.0001	0.0066	0.0067
Total	0.0711	0.8423	0.05990	0.0154	0.0096	0.0249
Sección Compuesta (n=8)						
Viga	0.0495	0.5997	0.02965	0.0153	0.0101	0.0254
Losa	0.0650	1.3960	0.09074	0.0002	0.0077	0.0079
Total	0.1145	1.0519	0.12039	0.0155	0.0178	0.0333
Sección compuesta (solo refuerzo del concreto)						
Viga	0.0495	0.5997	0.02965	0.01531	2.974E-04	0.0156
Refuerzo Sup.	0.0020	1.4281	0.00283	0.00000	1.116E-03	0.0011
Refuerzo Inf.	0.0034	1.3639	0.00467	0.00000	1.613E-03	0.0016
Total	0.0548	0.6772	0.03715	0.01531	3.026E-03	0.0183
SECCION	Yinf.Vig(m)	Ysup.Vig(m)	Ysup.tab(m)	Sinf.Vig(m <sup>2</sup> )	Ssup.Vig(m <sup>3</sup> )	Ssup.tab(m <sup>3</sup> )
Viga Sola	0.600	0.696	--	0.02553	2.199E-02	--
Compuesta (3n)	0.842	0.454	0.654	0.02961	5.496E-02	0.0381
Compuesta (n)	1.052	0.244	0.444	0.03169	1.366E-01	0.0751
Compuesta (Ref)	0.677	0.619	0.759	0.02708	2.963E-02	0.0242

METRADO DE CARGAS MUERTAS ACTUANTES

Viga sola	=	7.850 Tn/m <sup>3</sup>	0.049 m <sup>2</sup>	=	3.808 KN/m
Tablero de Concreto	=	2.400 Tn/m <sup>3</sup>	0.200 m <sup>2</sup>	2.60 m	= 12.243 KN/m
Otros Elementos metálicos	=	7.850 Tn/m <sup>3</sup>	0.024 m <sup>2</sup>		= 1.814 KN/m
Vereda	=	2.400 Tn/m <sup>3</sup>	0.200 m <sup>2</sup>	0.75 m	= 3.532 KN/m
Baranda	=	0.100 Tn/m			= 0.981 KN/m
Superficie de desgaste	=	2.200 Tn/m <sup>3</sup>	0.050 m <sup>2</sup>	2.60 m	= 2.806 KN/m

FACTOR DE DISTRIBUCION LATERAL DE LA VIGA



Para una sola vía cargada

Mediante Regla de la Palanca

$$R = 0.683 P \quad \rightarrow \quad g_e = 0.683 \quad m = 1.2$$

$$\quad \quad \quad \rightarrow \quad m_{ge} = 0.820$$

MOMENTOS MAXIMO POR CARGA VIVA HL-93

Se tiene los siguientes datos

- a) Momento Máximo a causa del camión de diseño (01 track)  
 $M_{+ \text{ track}} = 1262.74 \text{ KN-m}$
- b) Momento máximo positivo a causa del carril de diseño  
 $M_{+ \text{ carril}} = 648.74 \text{ KN-m}$
- c) Momento máximo negativo a causa de dos camiones de diseño (02 Track)  
 $M_{- \text{ track}} = -1575.37 \text{ KN-m}$
- d) Momento máximo negativo a causa del carril de diseño  
 $M_{- \text{ carril}} = -847.15 \text{ KN-m}$

MOMENTOS POR IMPACTO

$$M_{+I} = 416.70 \text{ KN-m}$$

$$M_{-I} = -519.87 \text{ KN-m}$$

MOMENTO MAXIMO

$$M_{+} = 2328.18 \text{ KN-m}$$

$$M_{-} = -2942.39 \text{ KN-m}$$

MOMENTOS MAXIMOS DE LA VIGA CON EL FACTOR DE DISTRIBUCION LATERAL DE LA CARGA VIVA

$$M_{+ \text{ LL+IM}} = 1908.18 \text{ KN-m}$$

$$M_{- \text{ LL+IM}} = -2411.58 \text{ KN-m}$$

CORTANTE POR CARGA VIVA

Se tiene los siguientes datos

- a) cortante a causa del camión de diseño (02 track) en  $L=27.00m$   
 $V_{\text{track}} = 263.52 \text{ KN}$



b) cortante a causa del carril de diseño en L=27.00m

$V_{carril} = 156.93 \text{ KN}$

CORTANTE POR IMPACTO

$V_i = 86.96 \text{ KN}$

CORTANTE MAXIMA

$V = 507.41 \text{ KN}$

CORTANTES MAXIMOS DE LA VIGA CON EL FACTOR DE DISTRIBUCION LATERAL DE LA CARGA VIVA

$V_{LL+IM} = 415.87 \text{ KN}$

**EFFECTOS POR CARGAS ACTUANTES**

MOMENTO POR CARGA MUERTA		
COMPONENTE DE CARGA MUERTA	LOCALIZACION	
	MOMENTO POSITIVO L =15.59 m	MOMENTO NEGATIVO L=27.00 m
VIGA SOLA	195.21	-364.88
TABLERO DE CONCRETO	627.60	-1115.24
OTROS ELEMENTOS METALICOS	92.99	-165.24
VEREDA Y BARANDA	231.35	-411.10
SUPERFICIE DE DESGASTE	143.84	-255.60

CORTANTE POR CARGA MUERTA		
COMPONENTE DE CARGA MUERTA	LOCALIZACION	
	CORTANTE =27.00m	L
VIGA SOLA	64.25	
TABLERO DE CONCRETO	206.59	
OTROS ELEMENTOS METALICOS	30.61	
VEREDA Y BARANDA	76.15	
SUPERFICIE DE DESGASTE	47.35	

MOMENTO POR CARGA VIVA (HL-93MGA)		
EFECTOS POR CARGA VIVA	LOCALIZACION	
	MOMENTO POSITIVO L =15.59 m	MOMENTO NEGATIVO L=27.00 m
MOMENTO MAXIMO POSITIVO (KN-m)	1908.18	
MOMENTO MAXIMO NEGATIVO (KN-m)	--	-2411.58
CORTANTE MAXIMO (KN)	415.87	--
CORTANTE MAXIMO (KN)	--	415.87



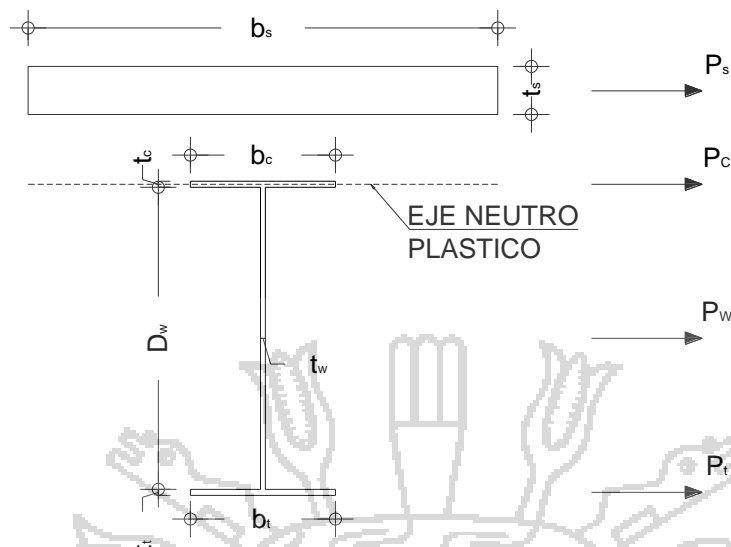
EFFECTOS DE LAS COMBINACIONES DE CARGA ACTUANTE

EFFECTOS COMBINADOS EN LA REGION DE MOMENTO POSITIVO				
RESUMEN DE VALORES NO FACTORADOS				
CARGA	MOMENTO (KN-m)	f <sub>inf.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.tabl</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
VIGANO COMPUESTA	915.80	51555.67	-58714.58	--
VEREDA Y BARANDA	231.35	10725.18	-4809.16	-7255.51
SUPERFICIE DE DESGASTE	143.84	6668.30	-2990.06	-4511.06
CARGA VIVA HL-93	1908.18	82297.87	-14048.56	-29221.23
RESUMEN DE VALORES FACTORADOS				
ESTADO LIMITE	MOMENTO (KN-m)	f <sub>inf.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.tabl</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
RESISTENCIA I	5786.4	268254.10	-120284.83	-181472.07

EFFECTOS COMBINADOS EN LA REGION DE MOMENTO NEGATIVA MAXIMOS				
RESUMEN DE VALORES NO FACTORADOS (Considerando el tablero de concreto efectivo)				
CARGA	MOMENTO (KN-m)	f <sub>inf.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.tabl</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
VIGANO COMPUESTA	-1645.36	-64441.43	74829.98	--
VEREDA Y BARANDA	-411.10	-13885.37	7479.81	10776.90
SUPERFICIE DE DESGASTE	-255.60	-8633.18	4650.54	6700.50
CARGA VIVA HL-93	-2411.58	-76095.35	17655.72	32123.48
RESUMEN DE VALORES NO FACTORADOS (Considerando el tablero de concreto no efectivo)				
CARGA	MOMENTO (KN-m)	f <sub>inf.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.tabl</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
VIGANO COMPUESTA	-1645.36	-60765.05	55522.03	--
VEREDA Y BARANDA	-411.10	-15182.40	13872.41	17011.05
SUPERFICIE DE DESGASTE	-255.60	-9439.60	8625.12	10576.56
CARGA VIVA HL-93	-2411.58	-89062.61	81377.98	99789.78
RESUMEN DE VALORES FACTORADOS				
ESTADO LIMITE	MOMENTO (KN-m)	f <sub>inf.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.Vig</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	f <sub>sup.tabl</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
RESISTENCIA I	-8995.3	-332206.30	303542.39	372218.95

EFFECTOS COMBINADOS DE CORTE (L=27.00 m)	
RESUMEN DE VALORES NO FACTORADOS	
CARGA	CORTANTE (KN)
VIGANO COMPUESTA	301.45
VEREDA Y BARANDA	76.15
SUPERFICIE DE DESGASTE	47.35
CARGA VIVA (HL-93)	415.87
RESUMEN DE VALORES FACTORADOS	
ESTADO LIMITE	CORTANTE (KN)
RESISTENCIA I	1435.42

**CALCULO DE LA CAPACIDAD POR MOMENTO PLASTICO - REGION DE MOMENTO POSITIVO**



**PARA EL PATIN EN TENSION**

$$\begin{aligned}
 F_{YT} &= 345000 \text{ KN/m}^2 \\
 b_t &= 0.400 \text{ m} \\
 t_t &= 0.025 \text{ m} \\
 P_t &= (F_{YT})(b_t)(t_t) \\
 P_t &= 3450.00 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

**PARA EL ALMA**

$$\begin{aligned}
 F_{Yw} &= 345000 \text{ KN/m}^2 \\
 D_w &= 1.220 \text{ m} \\
 t_w &= 0.0125 \text{ m} \\
 P_w &= (F_{Yw})(D_w)(t_w) \\
 P_w &= 5261.25 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

**PARA EL PATIN EN COMPRESION**

$$\begin{aligned}
 F_{Yc} &= 345000 \text{ KN/m}^2 \\
 b_c &= 0.500 \text{ m} \\
 t_c &= 0.025 \text{ m} \\
 P_c &= (F_{Yc})(b_c)(t_c) \\
 P_c &= 4312.50 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

**PARA LA LOSA**

$$\begin{aligned}
 F'_c &= 27460 \text{ KN/m}^2 \\
 b_s &= 2.600 \text{ m} \\
 t_s &= 0.200 \text{ m} \\
 P_s &= 0.85(F'_c)(b_s)(t_s) \\
 P_s &= 12137.32 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Las fuerzas de los refuerzos longitudinales superior e inferior conservadoramente no se tomaran en cuenta

**Ubicación de Eje Neutro Plástico (ENP)**

se verifica de la siguiente manera

**Para que el ENP Se encuentre en el ALMA se cumple que :**

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt} \qquad P_{rb} = P_{rt} = 0$$

$$8711.25 \text{ KN} \geq 16449.82 \text{ KN} \quad \text{No se encuentra en el Alma}$$

Para que el ENP Se encuentre en el PATIN SUPERIOR se cumple que :

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$$

$$P_{rb} = P_{rt} = 0$$

$$13023.75 \text{ KN} \geq 12137.32 \text{ KN} \quad \text{Se encuentra en el PATIN SUPERIOR}$$

$$\rightarrow \bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[ \frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$$

$$\bar{Y} = 0.0026 \text{ m} \quad 2.57 \text{ mm}$$

verificamos que la posición del eje neutro plástico (ENP)

$$\text{compresion} = 0.85 * f'_c * b_s * t_s + F_{Yc} * b_c * \bar{Y}$$

$$\text{Tension} = P_t + P_w + P_e - F_{Yc} * b_c * \bar{Y}$$

$$\rightarrow \text{Compresión : } 12580.54 \text{ KN} \quad \text{Tensión : } 12580.54 \text{ KN}$$

Calculo del Momento Plástico Mp,

$$d_s = \frac{t_s}{2} + Y = 0.1026 \text{ m}$$

$$d_w = \frac{D_w}{2} + t_c - Y = 0.6324 \text{ m}$$

$$d_t = \frac{t_t}{2} + D_w + t_c - Y = 1.2549 \text{ m}$$

$$M_p = \frac{P_t}{2t_c} [\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

$$\rightarrow M_p = 8936.98 \text{ KN-m}$$

Verificando si es COMPACTA o no es COMPACTA

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{Yc}}}$$

D<sub>CP</sub> : Altura del alma en compresión

$$D_{CP} = 0.00 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 0.00 \leq 90.53 \quad \text{OK ES COMPACTA}$$

DISEÑO POR FLEXION- ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA-REGION DE MOMENTO POSITIVO

$$\text{Verificando si : } D_p \leq 0.1D_t \quad \rightarrow \quad 0.2026 \text{ m} \leq 0.1470 \text{ m} \quad \text{NO CUMPLE Utiliza formula II}$$

$$D_p = 0.203 \text{ m}$$

$$D_t = 1.470 \text{ m}$$

Entonces Mn será:

$$\rightarrow M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

$$\boxed{M_n = 8700.49 \text{ KN-m}}$$

En un tramo Continuo, la resistencia nominal a flexión de la sección no deberá ser superior a :

$$M_n = 1.3R_h M_Y$$

Todas la secciones de diseño de esta viga son homogéneas. Es decir, el acero estructural es el mismo para el ala superior, el alma y el ala inferior. Por lo tanto , el factor de híbridos, Rh es el siguiente:

$$R_h = 1.00$$

El momento de Fluencia se calcula como:

$$F_{Yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

MD1 : Momento a causa de la carga factorada permanente aplicado antes de que el tablero endurezca.

MD2 : Momento a causa del resto de la carga factorada permanente aplicada a la sección compuesta a largo plazo

MAD : Momento adicional que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo a causa de la fluencia nominal.

SNC : Modulo de sección no compuesta (mm<sup>3</sup>)

SST : Modulo de sección no Compuesta a Corto Plazo (mm<sup>3</sup>)

SLT : Modulo de sección compuesta a largo plazo (mm<sup>3</sup>)

FYf : 345000.0 KN/m<sup>2</sup>

$$MD1 = 1.25 \cdot 915.8 = 1144.75 \text{ KN-m}$$

$$MD1 = 1144.75 \text{ KN-m}$$

$$MD2 = 1.25 \cdot 231.35 + 1.50 \cdot 143.84 = 504.95 \text{ KN-m}$$

$$MD2 = 504.95 \text{ KN-m}$$

Módulos de sección respecto al patín inferior:

$$SNC = 0.018 \text{ m}^3$$

$$SST = 0.023 \text{ m}^3$$

$$SLT = 0.022 \text{ m}^3$$

Entonces :

$$MAD = 5962.26 \text{ KN-m}$$

$$M_{yinf.} = 7611.96 \text{ KN-m}$$

Módulos de sección respecto al patín superior:

$$SNC = 0.022 \text{ m}^3$$

$$SST = 0.137 \text{ m}^3$$

$$SLT = 0.055 \text{ m}^3$$

Entonces :

$$MAD = 38757.26 \text{ KN-m}$$

$$M_{yinf.} = 40406.96 \text{ KN-m}$$

El momento de Fluencia MY, es el menor valor calculado para ambos patines, por lo tanto :

$$MY = 7611.96 \text{ KN-m}$$

Por lo tanto, para la región de momento positivo, la resistencia nominal a la flexión se calcula como sigue:

$$M_n = 1.3R_h M_Y$$

$$M_n = 9895.55 \text{ KN-m}$$

$$9895.55 \text{ KN-m} \geq 8700.49 \text{ KN-m} \quad \text{OK!!!}$$

Resistencia Factorada (momento resistente), Mr se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \phi &= 1.00 \\ M_r &= \phi_f * M_n \end{aligned}$$

$$Mr = 9895.55 \text{ KN-m}$$

Se comprueba de la siguiente manera:  $\sum \eta_i \gamma_i M_i \leq M_r$

$$5786.44 \text{ KN-m} \leq 9895.55 \text{ KN-m} \quad \text{OK!!!}$$

**DISEÑO POR FLEXION - VERIFICACION DE CONSTRUCTIBILIDAD - REGION DE MOMENTO POSITIVO**

La viga debe también ser verificado por flexión durante la construcción. La viga ya ha sido verificado en su estado final cuando se comporta como sección compuesta. La constructibilidad debe también ser verificado para las vigas antes del endurecimiento del tablero de concreto cuando la viga se comporta como un sección no compuesta.

**Resistencia del patín en compresión.**

1. Resistencia por pandeo local.

$$\begin{aligned} b_f &= 0.5000 \text{ m} & \lambda_f &= \frac{b_f}{2t_f} & \lambda_{pf} &= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ t_f &= 0.0250 \text{ m} \\ \lambda_f &= 10 \\ \lambda_{pf} &= 9.15 \end{aligned}$$

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$  NO CUMPLE Utiliza Formula II

Calculamos el valor de Fnc:

$$F_{nc} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad \text{Donde: } \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

$$\begin{aligned} F_{yc} &= 345000 \text{ KN/m}^2 \\ F_{yr} &= 172500 \text{ KN/m}^2 \\ \lambda_{rf} &= 19.07 \\ R_h &= 1.00 \end{aligned}$$

Calculamos el valor de  $R_b$  :

si cumple que:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad \rightarrow \quad R_b = 1.00$$

$D_c = 0.65 \text{ mm}$

$t_w = 0.01 \text{ mm}$

$\lambda_{rw} = 137$  De acuerdo a Tabla para  $F_{yc}=345\text{MPa}$

$104.196 \leq 137$  OK!!!

$R_b = 1.00$

$F_n = 330205.8 \text{ KN/m}^2$

**Resistencia por pandeo lateral torsional**

Para longitudes sin soporte lateral en la que el miembro prismático, la resistencia al pandeo lateral torsional del patín de compresión se considerara:

- $L_b = 7.500 \text{ m}$  Longitud sin soporte lateral del patín en compresión. (Propuesta)
- $E = 200000 \text{ MPa}$  Modulo de elasticidad del acero.
- $F_{yc} = 345000.00 \text{ MPa}$  Esfuerzo de fluencia del acero.
- $b_{fc} = 0.500 \text{ m}$  Ancho del patín en compresión.
- $t_{fc} = 0.025 \text{ m}$  Espesor del Patin en compresión.
- $D_c = 0.651 \text{ m}$  Altura del alma en compresión en el rango elástico.
- $t_w = 0.013 \text{ m}$  Espesor del alma.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}}$$

$r_t = 0.1308 \text{ m}$

Radio efectivo del giro del pandeo torsional torsional.

Calculamos  $L_p$ :

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$L_p = 3.1501 \text{ m}$

Verificando la condición:

$$L_b \leq L_p$$

$7.500 \text{ m} \leq 3.150 \text{ m}$

Verificar otra manera de calcular

Calculamos  $L_r$ , para verificación debido a que no se cumplió la anterior condición.

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}}$$

$L_r = 9.896 \text{ m}$
-------------------------

**Verificando la condición:**

$$L_p \leq L_b \leq L_r$$

$$7.500 \text{ m} \leq 9.896 \text{ m} \quad \text{OK!!!}$$

Entonces  $F_{nc}$  será:

$$F_{nc} = C_b \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_h R_b F_{yc} \leq R_h R_b F_{yc}$$

Procedemos a Calcular  $C_b$ :

$M_{mid} = 2158.47 \text{ KN-m}$   
 $f_{mid} = 161300 \text{ KN/m}^2$

Momento en la mitad de la longitud sin soporte lateral.

Esfuerzos se consideran la flexión lateral en la mitad de la longitud sin soporte lateral del patín bajo consideración, calculado de la envolvente de momento valor que produce la mayor compresión en este punto.  $f_{mid}$  se debe a las cargas factoradas y se tendrá como positivo en compresión y negativo en tensión.

$M_2 = 2297.32 \text{ KN-m}$   
 $f_2 = 163000.00 \text{ KN/m}^2$

Máximo momento en compresión en la longitud sin soporte lateral  
 Máximo esfuerzo de compresión sin tener en cuenta la flecha lateral en los extremos de la longitud sin soporte lateral del patín bajo consideración.

Verificando la condición:

$$f_{mid}/f_2 > 1.00$$

$0.990 > 1.00$  Verificar Formula para calcular  $C_b$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left( \frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left( \frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3$$

$M_o = 1795.57 \text{ KN-m}$   
 $f_o = 126900.00 \text{ KN/m}^2$   
 $f_1 = f_o = 126900.00 \text{ KN/m}^2$

Momento en la sección del soporte lateral opuesto a  $f_2$

Esfuerzo en la sección del soporte lateral opuesto a  $f_2$ .

Cuando la variación del momento a lo largo de toda la longitud entre los puntos de soporte lateral es cóncavo

$C_b = 1.11$
--------------

OK!!!

$F_{yr} = 172500 \text{ KN/m}^2$

Reemplazando los valores en la ecuación de  $F_{nc}$ :

$F_n = 260513 \text{ KN/m}^2$
-------------------------------

OK!!

El esfuerzo nominal a flexión del patín en compresión será menor de los valores calculados para (1) PLA(Pandeo Local), (2) PLT (Pandeo Lateral Torsional)

$$F_n = 260513 \text{ KN/m}^2$$

Esfuerzo nominal a flexión del patín en compresión será:

$$\begin{aligned} \phi_f &= 1.00 \\ f_r &= \phi_f F_{nc} \end{aligned}$$

$$f_r = 260513 \text{ KN/m}^2$$

El esfuerzo factorado a causa de la constructibilidad del patín en compresión es el siguiente:

$$\begin{aligned} M_c &= 2297.32 \text{ KN-mm} \\ f_c &= 163000.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Se debe de cumplir que:

$$\sum \eta_i \gamma_i f_i \leq F_r$$

$$163000 \text{ KN/m}^2 \leq 260513 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

**Resistencia del patín en tensión.**

La resistencia a flexión nominal del patín en tensión se calcula como sigue:

$$F_{nt} = R_h F_{yt}$$

$$\begin{aligned} R_h &= 1.00 \\ F_{yt} &= 345000.00 \text{ MPa} \\ F_{nt} &= 345.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

El esfuerzo nominal a flexión del patín en tensión será:

$$\begin{aligned} \phi_f &= 1.00 \\ f_r &= \phi_f F_{nt} \end{aligned}$$

$$f_r = 345.00 \text{ MPa}$$

El esfuerzo factorado a causa de la constructibilidad del patín en tensión es el siguiente:

$$\begin{aligned} M_t &= 2297.32 \text{ KN-m} \\ f_t &= 143100 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

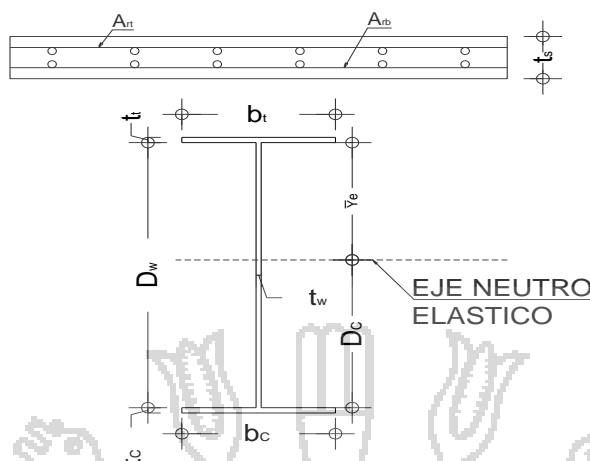
$$\sum \eta_i \gamma_i f_i \leq F_r$$

$$143100 \text{ KN/m}^2 \leq 345000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, la sección de diseño de la viga en el lugar de momento máximo positivo satisface los requerimientos de resistencia a flexión de una sección no compuesta para cargas de construcción basado sobre el pandeo lateral torsión tanto para el patín en tensión y en compresión.



**CALCULO DE LA CAPACIDAD POR MOMENTO PLASTICO - REGION DE MOMENTO NEGATIVO**



Ubicación del Eje Neutro Elástico (ENE)  
 El Eje Neutro Elástico se encuentra en el alma.

- $\bar{Y}_e = 0.6392 \text{ m}$
- $E = 200000.00 \text{ MPa}$
- $F_{yc} = 345.0000 \text{ MPa}$
- $D_c = 0.5808 \text{ m}$
- $t_w = 0.0125 \text{ m}$

Verificando el limite de esbeltez no compacto:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

92.93	<	137.24	OK
-------	---	--------	----

La seccion cumple con el limite, entonces no es esbelta. Los patines deben cumplir con la siguiente condicion:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3$$

- $I_{yc} = 0.000133 \text{ m}^4$
- $I_{yt} = 0.000133 \text{ m}^4$

1.00	≥	0.3	OK
------	---	-----	----

**Calculo del momento de primera fluencia (M<sub>Y</sub>)**

$$F_{Yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

- MD1 : Momento a causa de la carga factorada permanente aplicado antes de que el tablero endurezca.
- MD2 : Momento a causa del resto de la carga factorada permanente aplicada a la sección compuesta a largo plazo

MAD : Momento adicional que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo a cusa de la fluencia nominal.  
 SNC : Modulo de sección no compuesta (mm<sup>3</sup>)  
 SST : Modulo de sección no Compuesta a Corto Plazo (mm<sup>3</sup>)  
 SLT : Modulo de sección compuesta a largo plazo (mm<sup>3</sup>)  
 FYf : 345.00 MPa

$$MD1 = 1.25 \times -1645.36 = -2056.70 \text{ KN-m}$$

$$MD1 = -2056.70 \text{ KN-m}$$

$$MD2 = 1.25 \times -411.1 + 1.50 \times -255.6 = -897.28 \text{ KN-m}$$

$$MD2 = -897.28 \text{ KN-m}$$

Módulos de sección respecto al patín inferior:

$$SNC = 0.0255 \text{ mm}^3$$

$$SST = 0.0271 \text{ mm}^3$$

$$SLT = 0.0271 \text{ mm}^3$$

Entonces:

$$MAD = 12420.11 \text{ KN-m}$$

$$M_{yc} = 9466.14 \text{ KN-m}$$

Módulos de sección respecto al acero de refuerzo del tablero:

$$F_{yr} = 411.88 \text{ MPa}$$

$$SNC = -$$

$$SST = 0.02417 \text{ m}^3$$

$$SLT = 0.02417 \text{ m}^3$$

Entonces:

$$MADr = 907.23 \text{ KN-m}$$

Módulos de sección respecto al patín superior:

$$SNC = 0.0220 \text{ m}^3$$

$$SST = 0.0296 \text{ m}^3$$

$$SLT = 0.0296 \text{ m}^3$$

Entonces:

$$MADt = 13893.05 \text{ KN-m}$$

Entonces:

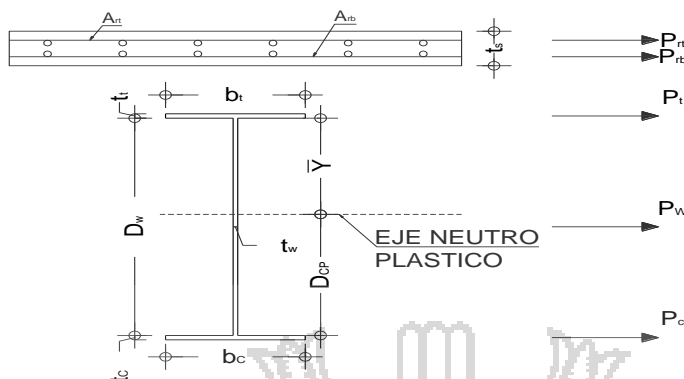
$$MAD = 13893.05 \text{ KN-m}$$

$$M_{yt} = 10939.08 \text{ KN-m}$$

El momento de Fluencia MY, es el menor valor calculado para ambos patines, por lo tanto :

<b>MY = 9466.14 N-mm</b>
--------------------------

Propiedades de la sección en el rango plástico - Región Momento Negativo.



PARA EL PATIN EN TENSION

$$F_{YT} = 345000 \text{ KN/m}^2$$

$$b_t = 0.400 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P_t = (F_{YT})(b_t)(t_t)$$

$$t_t = 0.038 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P_t = 5244.00 \text{ KN}$$

PARA EL ALMA

$$F_{YW} = 345000 \text{ KN/m}^2$$

$$D_w = 1.220 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P_w = (F_{YW})(D_w)(t_w)$$

$$t_w = 0.0125 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P_w = 5261.25 \text{ KN}$$

PARA EL PATIN EN COMPRESION

$$F_{YC} = 345000 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.500 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P_c = (F_{YC})(b_c)(t_c)$$

$$t_c = 0.038 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P_c = 6555.00 \text{ KN}$$

PARA EL ACERO DE REFUERZO SUPERIOR DEL TABLERO

$$F_{Yrt} = 411880 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{rt} = 0.0020 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad P_{rt} = (F_{Yrt})(A_{rt})$$

$$P_{rt} = 815.24 \text{ N}$$

PARA EL ACERO DE REFUERZO INFERIOR DEL TABLERO

$$F_{Yrb} = 411880 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{rb} = 0.0034 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad P_{rb} = (F_{Yrb})(A_{rb})$$

$$P_{rb} = 1408.74 \text{ N}$$

Entonces :

$$A_{rs} = 0.0054 \text{ m}^2$$

Ubicación de Eje Neutro Plástico (ENP)

se verifica de la siguiente manera

Para que el ENP Se encuentre en el ALMA se cumple que :

$$P_t + P_w \geq P_c + P_{rb} + P_{rt}$$

$$10505.25 \text{ KN} \quad \geq \quad 8778.99 \text{ KN} \quad \text{Se encuentra en el ALMA}$$

$$\rightarrow \bar{Y} = \left(\frac{D_w}{2}\right) \left[ \frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$$

$$\bar{Y} = 0.504 \text{ m}$$

verificamos que la posición del eje neutro plástico (ENP)

$$\text{compresion} = P_c + P_w - F_{Yw} * t_w * \bar{Y}$$

$$\text{Tension} = P_{rb} + P_{rt} + P_t + F_{Yw} * t_w * \bar{Y}$$

$$\rightarrow \text{Compresión : } 9642.12 \text{ KN} \quad \text{Tensión : } 9642.12 \text{ KN}$$

Calculo del Momento Plástico Mp,

$$d_{rt} = Y + t_t + t_s - r_{rt} = 0.682 \text{ m}$$

$$d_{rb} = Y + t_t + r_{rb} = 0.567 \text{ m}$$

$$d_t = Y + \frac{t_t}{2} = 0.523 \text{ m}$$

$$d_c = D_w - Y + \frac{t_c}{2} = 0.697 \text{ m}$$

$$M_p = \frac{P_w}{2D_w} [\bar{Y}^2 + (D_w - \bar{Y})^2] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$$

$$\rightarrow M_p = 10319.34 \text{ KN-m}$$

Calculo de la altura del alma en compresión DCP

$$D_{CP} = \frac{D_w}{2A_w F_{Yw}} [F_{Yt} A_t + F_{Yw} A_w + F_{Yrs} A_{rs} - F_{Yc} A_c]$$

$$DCP = 0.716 \text{ m}$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE PLASTIFICACION DEL ALMA

Secciones que satisfacen con los siguientes requisitos, se clasificaran como secciones con alma compacta:

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} \leq \lambda_{pw(D_{CP})}$$

$$\lambda_{pw(D_{CP})} = \frac{\sqrt{\frac{E}{F_{Yc}}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{CP}}{D_c}\right)$$

$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{Yc}}}$$

Donde:

$\lambda_{pw}(DCP)$ : Relación de esbeltez límite para un alma compacta correspondiente a  $2D_w/t_w$

$\lambda_{rw}$  : Relación de esbeltez límite para un alma no compacta

$E$  : Modulo de elasticidad del acero estructural (Mpa)

Todas las secciones de diseño de esta viga son homogéneas. Es decir, el acero estructural es el mismo para el ala superior, el alma y el ala inferior. Por lo tanto, el factor de híbridos  $R_h$  es 1

$$\begin{aligned} R_h &= 1.00 \\ \lambda_{rw} &= 137.24 \\ \lambda_{pw}(DCP) &= 96.82 \end{aligned}$$

Verificando la condición

$$\frac{\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right)$$

$$\boxed{96.82 \leq 169.157} \quad \text{OK}$$

Verificación de la condición:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw}(DCP)$$

$$114.54 \leq 96.82 \quad \text{NO CUMPLE}$$

DISEÑO POR FLEXION - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA - REGION DE MOMENTO NEGATIVO.

En el estado limite resistencia debe cumplir con lo siguiente:

Para secciones con el patin en compresión arriostrado continuamente:

$$M_U \leq \phi_f R_{pc} M_{yc}$$

$$\begin{aligned} \phi_f &= 1.00 \\ M_U &= 8995.28 \text{ KN-m} \leq 10110.40 \text{ KN-m} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Para secciones con el patin en tensión arriostrado continuamente:

$$M_U \leq \phi_f R_{pt} M_{yt}$$

$$\begin{aligned} \phi_f &= 1.00 \\ M_U &= 8995.28 \text{ KN-m} \leq 10471.11 \text{ KN-m} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

DISEÑO POR CORTE - REGION MOMENTO NEGATIVO

En el estado limite el alma debe satisfacer:

$$V_U \leq \phi_v V_n$$

A. El primer paso en el diseño por corte es verificar si el alma debe ser rigidizado. La resistencia a la cortante nominal de lamas sin rigidizadores de vigas híbridas y homogéneas es :

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D_w t_w$$

Donde:

- Vn : Resistencia nominal (N)
- Vcr : Resistencia al cortante por pandeo (N)
- Vp : Fuerza cortante Plástica (N)
- C : Relación de la resistencia al cortante por pandeo a la resistencia por fluencia cortante.

Calculamos Fuerza cortante Plástica.

$$V_p = 3051.53 \text{ KN}$$

Calculamos la Relación de la resistencia por pandeo a la resistencia por fluencia cortante.

Verificando condiciones para calcular C.

K = 5.00 Coeficiente de corte por pandeo.

$$1^\circ : \frac{D_w}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{EK}{F_{YW}}}; \text{ENTONCES : } C = 1.0$$

$$2^\circ : 1.12 \sqrt{\frac{EK}{F_{YW}}} < \frac{D_w}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{EK}{F_{YW}}}; \text{ENTONCES : } C = \frac{1.12}{\frac{D_w}{t_w}} \sqrt{\frac{EK}{F_{YW}}}$$

$$3^\circ : \frac{D_w}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{EK}{F_{YW}}}; \text{ENTONCES : } C = \frac{1.57}{\left(\frac{D_w}{t_w}\right)^2} \left(\frac{EK}{F_{YW}}\right)$$

Para Ecuación 1:

$$97.6 \leq 60.30 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Para Ecuación 2:

$$1.91 < 97.60 \leq 75.37 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Para Ecuación 3:

$$97.60 > 75.37 \quad \text{CUMPLE}$$

ENTONCES :

$$C = 0.48$$

El valor de la cortante nominal será :

$$V_n = 1457.80 \text{ KN}$$

Ahora procedemos a calcular el cortante Resistente.

$$V_r \leq \phi_v V_n$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$V_r = 1457.80 \text{ KN}$$

Entonces verificamos la condición:

$$\sum \eta_i V_i \leq V_r$$

$$1334.35 \text{ KN} \leq 1457.80 \text{ KN} \quad \text{OK No Necesita Rigidizador}$$

Por lo tanto, la sección de diseño de la viga en el pilar satisface los requisitos de resistencia al corte

#### 4.1.4. DISEÑO DE LA BARANDA

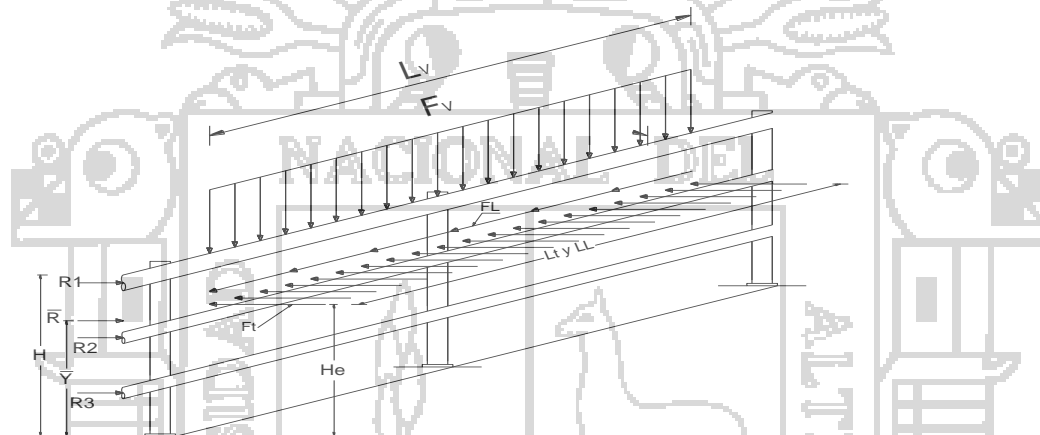
**DISEÑO DE BARANDA**

**1. CALCULO Y VERIFICACION DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA BARANDA**

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC las Fuerzas mínimas sobre las barandas las cuales se detallan para puentes PL-1 (Primer nivel de importancia) usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

Designaciones de Fuerzas	PL-1
Ft Transversal (N)	120000.00
Fl Longitudinal (N)	40000.00
Fv Vertical Abajo (N)	20000.00
Lt y Ll (mm)	1220.00
Lv (mm)	5500.00
He (min) (mm)	510.00
Minima altura del pasamano (m)	510.00

PROPIEDADES DEL ACERO	
FY Transversal	248.11 MPa
FY Longitudinal	830.00 MPa



**8.1 MOMENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL**

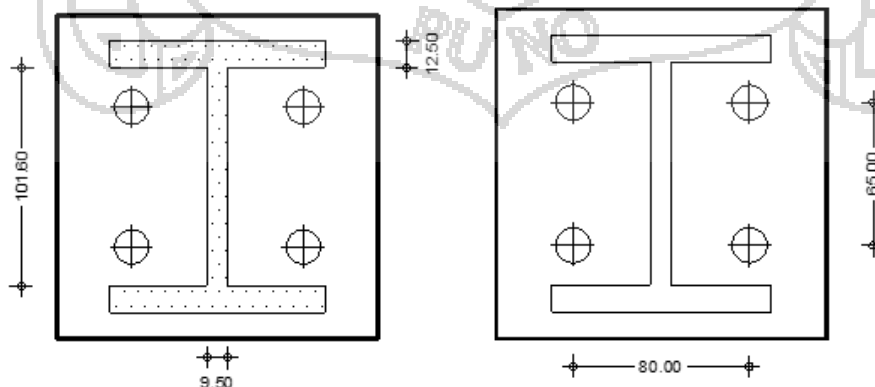
$$M_t = F_t \times H_e$$

$$M_t = 20400000.00 \text{ N-mm}$$

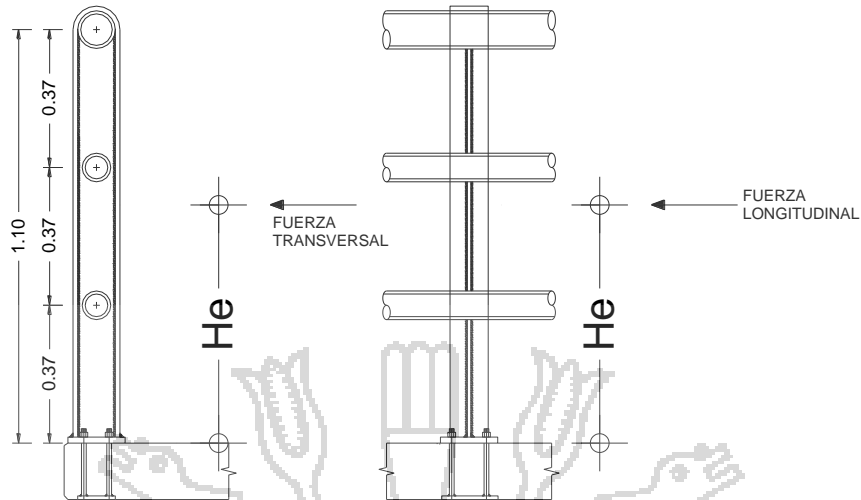
**8.2 MOMENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL**

$$M_l = F_l \times H_e$$

$$M_l = 10200000.00 \text{ N-mm}$$



DETALLE DE BARANDA EN ANALISIS



SENTIDO TRANSVERSAL

I	=	8999586.00 mm <sup>4</sup>	
Y	=	63.30 mm	
S	=	142173.55	
Mt	=	20400000.00 N-mm	
$\sigma$	=	M/S	
$\sigma$	=	143.49 MPa	CUMPLE

SENTIDO LONGITUDINAL

I	=	2090592.00 mm <sup>4</sup>	
Y	=	50.00 mm	
S	=	41811.85	
MI	=	10200000.00 N-mm	
$\sigma$	=	M/S	
$\sigma$	=	243.95 MPa	CUMPLE

VERIFICACION DE ANCLAJES

Diametro de Pernos es : 5/8"

$A_{s5/8}$  = 197.93 mm<sup>2</sup>

$F_y$  = 830.00 MPa Resistencia minima a la Traccion

Sentido Transversal

Mt	=	20400000.00 N-mm	Momento Transversal
d	=	65.0 mm	Separacion de Pernos
T	=	M/d	
T	=	313846.15 N	

Calculando el esfuerzo producido por el Momento transversal

$\sigma$	=	T/ $A_s$	
$\sigma$	=	792.81 MPa	< 830.00 MPa <b>OK CUMPLE</b>



Sentido Longitudinal

$$\begin{array}{lcl} M_t & = & 10200000.00 \text{ N-mm} \\ d & = & 65.0 \text{ mm} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Momento Longitudinal} \\ \text{Separacion de Pernos} \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} T & = & M/d \\ T & = & 156923.08 \text{ N} \end{array}$$

Calculando el esfuerzo producido por el Momento transversal

$$\begin{array}{lcl} \sigma & = & T/As \\ \sigma & = & 396.41 \text{ MPa} < 830.00 \text{ MPa} \quad \text{OK CUMPLE} \end{array}$$

Por lo tanto se utilizaran 4 pernos de diametro de 5/8" para las solicitaciones de fuerzas transversales y longitudinales producidas.



#### 4.1.5. DISEÑO DE CONEXIONES

**DISEÑO DE CONEXIONES**

**1. DISEÑO DE LOS CONECTORES POR CORTE**

1.1 RELACIONES A CUMPLIRSE

La relacion entre la altura y el diametro de un conector de tipo corte de perno no podra ser inferior a 4.00

$$H_{stud} = 120.0 \text{ mm}$$

$$\Phi_{stud} = 7/8" = 22.23 \text{ mm}$$

$$H_{stud}/\Phi_{stud} = 5.4 \quad \text{OK}$$

1.2 ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL ENTRE LOS CONECTORES DE CORTE.

A. El espaciamiento longitudinal para la region en flexion positiva.  
El espaciamiento longitudinal entre los conectores de corte debera satisfacer:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}}$$

$V_{sr}$  = Rango de corte horizontal por fatigapor unidad de longitud (N/mm)

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

$V_{fat}$  = Rango de corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud (N/mm).

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I}$$

$V_f$  = Rango de la fuerza cortante vertical la combinacion de carga por fatiga, con la carga viva por fatiga (N).

$$V_f = 156704.87 \text{ N}$$

$Q$  = Primer momento del area transformada a corto plazo del tablero de concreto respecto al eje neutro de la seccion compuesta a corto plazo (mm<sup>3</sup>)

$$Q = 0.02 \text{ mm}^3$$

$I$  = Momento de Inercia a Corto Plazo (mm<sup>4</sup>)

$$I = 0.03 \text{ mm}^4$$

Calculamos:

$$V_{fat} = 144452.75 \text{ N/mm}$$

$F_{fat}$  = Rango de corte radial por fatiga por unidad de longitud (N/mm) tomado como el mayor de cualquiera de los dos  $F_{fat1}$  y  $F_{fat2}$

Para tramos o segmentos rectos, el rango de corte radial por fatiga  $F_{fat1}$ , debe ser considerado igual a cero.

$$F_{fat1} = 0.00 \text{ N/mm}$$

Para Puentes curvos o rectos horizontalmente con sega que no exceda de  $20^\circ$  el rango de corte por fatiga  $F_{fat2}$ , puede ser considerado a cero.

$$F_{fat2} = 0.00 \text{ N/mm}$$

Por lo tanto  $F_{fat}$  sera:

$$F_{fat} = 0.00 \text{ N/mm}$$

$$V_{sr} = 144452.75 \text{ N/mm}$$

$n$  = Numero de conectores de corte por linea de seccion transversal.

$$n = 3$$

$Z_r$  = Resistencia al corte por fatiga de un conector de corte individual (N).

$$Z_r = ad^2 \geq \frac{38.0d^2}{2}$$

$$a = 238 - 29.5 \text{Log}N$$

$N$  = Numero de ciclos

$$N = 2714687.5$$

$$a = 48.2$$

$d$  = Diametro del perno (mm)

$$d = 7/8" \quad 22.23 \text{ mm}$$

$$Z_r = 23811.02 \text{ N} \geq 9385.06 \quad \text{OK}$$

$$p = 0.4945$$

B. El espaciamiento longitudina para la region negativa.

El espaciamiento longitudinal entre los conectores de corte debera satisfacer:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}}$$

$V_{sr}$  = Rando de corte horizontal por fatigapor unidad de longitud (N/mm)

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

$V_{fat}$  = Rango de corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud (N/mm).

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I}$$

$V_f$  = Rango de la fuerza cortante vertical la combinacion de carga por fatiga, con la carga viva por fatiga (N).

$$V_f = 427208.86 \text{ N}$$

$Q$  = Primer momento del area transformada a corto plazo del tablero de concreto respecto al eje nuetro de la seccion compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^3$ )

$$Q = 0.03 \text{ mm}^3$$

$I$  = Momento de Inercia a Corto Plazo ( $\text{mm}^4$ )

$$I = 0.02 \text{ mm}^4$$

Calculamos:

$$V_{fat} = 671542.02 \text{ N/mm}$$

$F_{fat}$  = Rango de corte radial por fatiga por unidad de longitud (N/mm) tomado como el mayor de cualquiera de los dos  $F_{fat1}$  y  $F_{fat2}$

Para tramos o segmentos rectos, el rango de corte radial por fatiga  $F_{fat1}$ , debe ser considerado igual a cero.

$$F_{fat1} = 0.00 \text{ N/mm}$$

Para Puentes curvos o rectos horizontalmente con sega que no exceda de 20° el rango de corte por fatiga  $F_{fat2}$ , puede ser considerado a cero.

$$F_{fat2} = 0.00 \text{ N/mm}$$

Por lo tanto  $F_{fat}$  sera:

$$F_{fat} = 0.00 \text{ N/mm}$$

$$V_{sr} = 671542.02 \text{ N/mm}$$

$n$  = Numero de conectores de corte por linea de seccion transversal.

$$n = 3$$

$Z_r$  = Resistencia al corte por fatiga de un conector de corte individual (N).

$$Z_r = ad^2 \geq \frac{38.0d^2}{2}$$

$$a = 238 - 29.5 \text{Log}N$$

$N$  = Numero de ciclos

$$N = 172031.25$$

$$a = 83.5$$

$d$  = Diametro del perno (mm)

$$d = 7/8" \quad 22.23 \text{ mm}$$

$$Z_r = 41269.37 \text{ N} \geq 9385.06 \quad \text{OK}$$

$$p = 0.1844$$

Por lo tanto basado en los calculos anteriores del espaciamiento longitudinal para satisfacer el estado limite fatifa, se usara el siguiente espaciamiento longitudinal en toda la longitud de la viga.

$$p = 200.00 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

El espaciamiento longitudinal centro a centro de los conectores de corte no debera exceder de 600mm nos era menor que seis veces el diametro del perno.

$$p = 200.00 \text{ mm} \leq 600.00 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$p = 200.00 \text{ mm} \geq 133.35 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

### 1.3 ESPACIAMIENTO TRANSVERSAL

Los conectores tipo perno no se hallara a menos de 4.0 veces el diametro del perno centro a centro transversalmente al eje longitudinal del elemento de apoyo.

$$S_{trans} = 150.00 \text{ mm} \geq 88.90 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

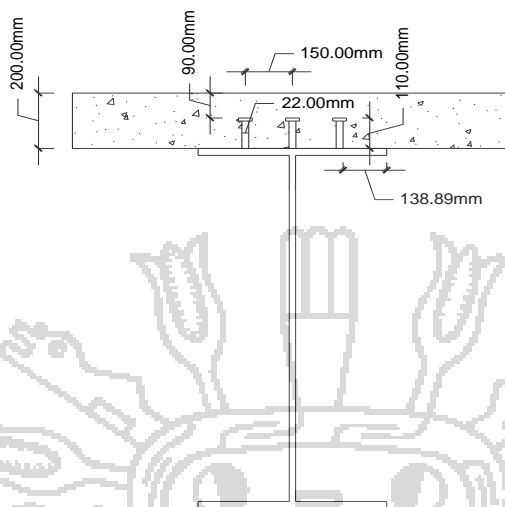
La distancia libre entre borde del patin superior y el borde del conector de corte mas cercano no sera menor que 25mm

$$S_{trans} = 138.89 \text{ mm} \geq 25.00 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

1.4 RECUBRIMIENTO Y PENETRACION

La altura libre del recubrimiento de concreto por encima de la parte superior de los conectores de concreto debera ser inferior a 50 mm

Los conectores de corte deben penetrar por lo menos 50mm en el tablero de concreto.



**2. DISEÑO DE LOS CONEXIONES SOLDADAS**

Las conexiones soldadas requieren se requieren en varios lugares en la superestructura de acero. El metal base, el metal soldador y detalles de diseño de soldadura deben ajustarse conformem a los requerimietnos del Codigo de soldadura de puentes, ANS/ASHTO/AWS.

Usando E483 como metal soldador, se realizaran los siguientes casos de conexiones de soldadura.

2.1 CONEXIÓN SOLDADA ENTRE EL ALMA Y EL PATIN SUPERIOR.

Para la conexión soldada entre el alma y los patines, la soldadura de filete debe resistir un cortante horizontal factorado por unidad de longitus basado en la siguiente ecuacion.

$$v = \frac{VQ}{I}$$

Este valor es el mayor en el pilar, donde la cortante factorizada tiene su valor maximo.

El corte se calcula en base a las propiedades de la seccion individual y los factores de carga para cada carga.

A. Para seccion no compuesta, el cortante horizontal facorado se calcula como sigue:

$V_{NoComp.}$	=	376.81 N
$Q_{NoComp.}$	=	0.03 mm <sup>3</sup>
$I_{NoComp.}$	=	0.02 mm <sup>4</sup>
$V_{NoComp.}$	=	628.37 N/mm

B. Para la seccion compuesta, el cortante horizontal factorado se calcula como sigue:

$V_{Comp.}$	=	956.95 N
$Q_{Comp.}$	=	0.03 mm <sup>3</sup>
$I_{Comp.}$	=	0.02 mm <sup>4</sup>
$V_{Comp.}$	=	1136.14 N/mm

Sobre la base de calculos anteriores el cortante horizontal factorado total se calcula como sigue:

$$v_{total} = v_{NoComp} + v_{Comp}$$

$$V_{total} = 1764.52 \text{ N/mm}$$

Resistencia a la soldadura filete.

Asumimos el tamaño de una soldadura de filete:

$$t_{soldadura} = 12.00 \text{ mm}$$

La resistencia de la soldadura de filete a corte debe ser tomado como el producto del area efectiva y la resistencia factorada del metal soldador. La resistencia factorada del metal soldador se calcula de la siguiente manera:

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx}$$

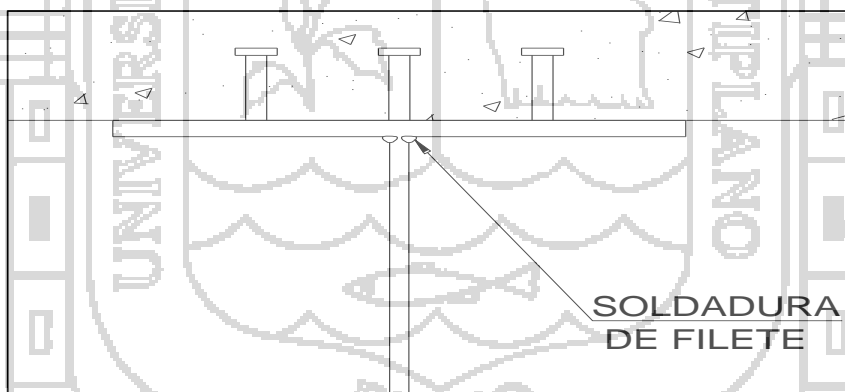
Donde:

- $\phi_{e2}$  : Factor de resistencia para el metal soldador.
- $\phi_{e2}$  = 0.80
- $F_{exx}$  : Clasificación de resistencia del metal soldador o electrodo (MPa)
- $F_{e483}$  = 483.00 MPa

$$R_r = 231.84 \text{ MPa}$$

El area efectiva sera la longitud soldada efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva sera la distancia perpendicular de la esquina o raiz de la soldadura a la hipotenusa

En este caso, el area efectiva se calcula por unidad de longitud, basado en el uso de una soldadura a cada lado del alma.



$$\begin{aligned} \text{Long. Eff} &= 27000.00 \text{ mm} \\ t_w &= 0.01 \text{ mm} \\ t_{tt} &= 0.03 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Garg_{eff} = \frac{t_{soldadura}}{\sqrt{2}}$$

$$Garg_{Eff} = 8.49$$

$$Area_{eff} = \frac{(Long_{eff})(Garg_{eff})}{\frac{Long_{eff}}{2}} = 2(Garg_{eff})$$

Area.Eff	=	16.97 mm <sup>2</sup> /mm
----------	---	---------------------------

La resistencia de la soldadura de filete se calcula de la siguiente manera:

$$Resist. = (R_r)(Area_{eff}) \geq v_{total}$$

Resist.	=	3934.46 N/mm	OK
---------	---	--------------	----

El máximo tamaño de la soldadura filete que puede ser usado a lo largo de los bordes de las partes conectadas será tomada como:

Para materiales menores que 6mm de espesor: el espesor del material  
 Para materiales con espesores de 6mm o más: 2mm menor que el espesor del material, a menos que la soldadura sea señalada en el documento de contrato para construirse a partir de obtener el espesor de la garganta total.

t<sub>soldadura</sub> = 12.00 mm NO CUMPLE

El tamaño mínimo de la soldadura de filete debería ser tomado como se especifica en la tabla siguiente: El tamaño de la soldadura no podrá exceder el espesor de la parte más delgada unida

Espesor del metal de base de la parte Gruesa unida (T)	Tamaño mínimo del filete de soldadura (mm)
T ≤ 20	6
T > 20	8

## 2.2 CONEXIÓN SOLDADA ENTRE EL ALMA Y EL PATIN INFERIOR.

Para la conexión soldada entre el alma y los patines, la soldadura de filete debe resistir un cortante horizontal factorado por unidad de longitud basado en la siguiente ecuación.

$$v = \frac{VQ}{I}$$

Este valor es el mayor en el pilar, donde la cortante factorizada tiene su valor máximo.

El corte se calcula en base a las propiedades de la sección individual y los factores de carga para cada carga.

A. Para sección no compuesta, el cortante horizontal factorado se calcula como sigue:

V<sub>NoComp.</sub> = 376.81 N  
 Q<sub>NoComp.</sub> = 0.02 mm<sup>3</sup>  
 I<sub>NoComp.</sub> = 0.02 mm<sup>4</sup>

V <sub>NoComp.</sub>	=	383.86 N/mm
----------------------	---	-------------

B. Para la seccion compuesta, el cortante horizontal factorado se calcula como sigue:

$$\begin{aligned} V_{Comp.} &= 956.95 \text{ N} \\ Q_{Comp.} &= 0.05 \text{ mm}^3 \\ I_{Comp.} &= 0.02 \text{ mm}^4 \\ \boxed{V_{Comp.}} &= \boxed{2109.11 \text{ N/mm}} \end{aligned}$$

Sobre la base de calculos anteriores el cortante horizontal factorado total se calcula como sigue:

$$v_{total} = v_{NoComp} + v_{Comp}$$

$$\boxed{V_{total}} = \boxed{2492.98 \text{ N/mm}}$$

Resistencia a la soldadura filete.

Asumimos el tamaño de una soldadura de filete:

$$t_{soldadura} = 12.00 \text{ mm}$$

La resistencia de la soldadura de filete a corte debe ser tomado como el producto del area efectiva y la resistencia factorada del metal soldador. La resistencia factorada del metal soldador se calcula de la siguiente manera:

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx}$$

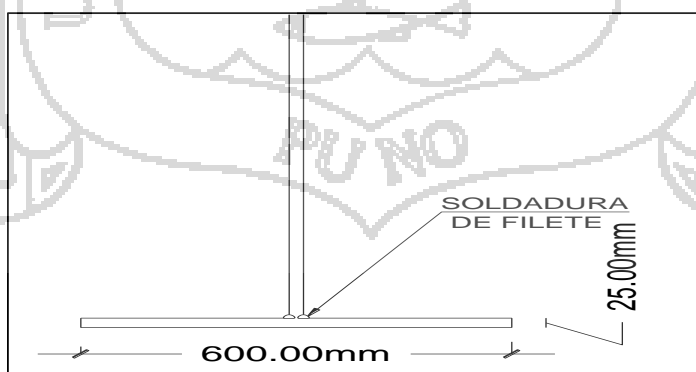
Donde:

- $\phi_{e2}$  : Factor de resistencia para el metal soldador.
- $\phi_{e2}$  = 0.80
- $F_{exx}$  : Clasificacion de resistencia del metal soldador o electrodo (MPa)
- $F_{e483}$  = 483.00 MPa

$$\boxed{R_r} = \boxed{231.84 \text{ MPa}}$$

El area efectiva sera la longitud soldada efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva sera la distancia perpendicular de la esquina o raiz de la soldadura a la hipotenusa

En este caso, el area efectiva se calcula por unidad de longitud, basado en el uso de una soldadura a cada lado del alma.





$Long_{eff} = 27000.00 \text{ mm}$   
 $t_w = 0.01 \text{ mm}$   
 $t_{ft} = 0.03 \text{ mm}$

$$Garg_{eff} = \frac{t_{soldadura}}{\sqrt{2}}$$

**Garg.Eff = 8.49**

$$Area_{eff} = \frac{(Long_{eff})(Garg_{eff})}{\frac{Long_{eff}}{2}} = 2(Garg_{eff})$$

**Area.Eff = 16.97 mm<sup>2</sup>/mm**

La resistencia de la soldadura de filete se calcula de la siguiente manera:

$$Resist. = (R_r)(Area_{eff}) \geq v_{total}$$

**Resist. = 3934.46 N/mm** OK

El máximo tamaño de la soldadura filete que puede ser usado a lo largo de los bordes de las partes conectadas será tomada como:

Para materiales menores que 6mm de espesor: el espesor del material  
 Para materiales con espesores de 6mm o más: 2mm menor que el espesor del material, a menos que la soldadura sea señalada en el documento de contrato para construirse a partir de obtener el espesor de la garganta total.

$t_{soldadura} = 12.00 \text{ mm}$  NO CUMPLE

El tamaño mínimo de la soldadura de filete debería ser tomado como se especifica en la tabla siguiente: El tamaño de la soldadura no podrá exceder el espesor de la parte más delgada unida

Espesor del metal de base de la parte Gruesa unida (T)	Tamaño mínimo del filete de soldadura (mm)
T ≤ 20	6
T > 20	8

**4.2. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA - ESTRIBO**  
**4.2.1. METRADO DE CARGAS DEL ESTRIBO**

**METRADO DE CARGAS PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA**

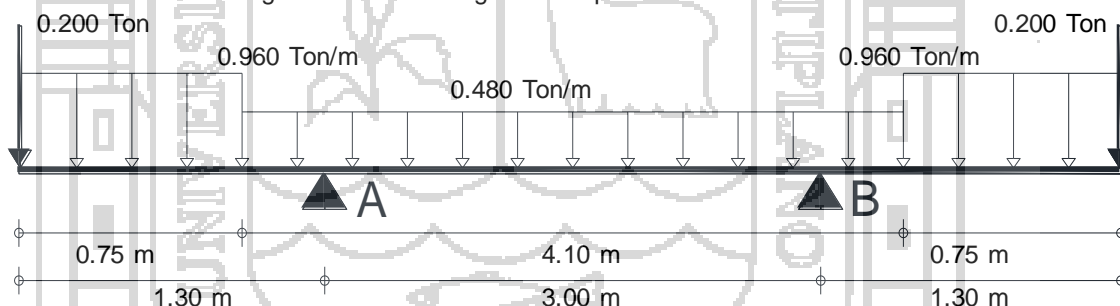
- $L_{losa} = 4.10 \text{ m}$
- $L_{ver} = 0.75 \text{ m}$
- $L = 27.0 \text{ m}$
- $f_c = 27.46 \text{ Mpa}$
- $f_y = 411.9 \text{ Mpa}$
- $W_s = 7.85 \text{ Ton/m}^3$
- $W_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3$
- $W_{asf} = 2.20 \text{ Ton/m}^3$
- $W_{soil} = 2.4 \text{ Ton/m}^3$
- $t_{ver} = 20.0 \text{ cm}$
- $t_{losa} = 20.0 \text{ cm}$
- $t_{asf} = 5.0 \text{ cm}$
- $A_v = 55.00 \text{ cm}^2$

**1. CALCULO DE EFECTOS DE CARGA**

Calculo de efectos de carga muerta

- $P_{losa} = 0.480 \text{ Ton/m}$       Peso de la losa
- $P_{ver.} = 0.480 \text{ Ton/m}$       Peso de las veredas
- $P_{barrn.} = 0.200 \text{ Ton}$       Peso de la Baranda
- $P_{viga} = 0.432 \text{ Ton}$       Peso de la viga metalica

Reacciones en las vigas debida a la carga muerta por metro de tablero



**2. CALCULO DEL PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC)**

Calculamos las reacciones

- $R_a = 1.904 \text{ Ton}$
- $R_b = 1.904 \text{ Ton}$

Reacciones a una longitud de 13.5 m

- $R_a = 25.7 \text{ Ton}$
- $R_b = 25.7 \text{ Ton}$

Por lo tanto:

$$R_{DC} = 51.41 \text{ Ton}$$

$$P_{DC} = 9.18 \text{ Ton/m}$$

### 3. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW)

Calculo de efectos de carga muerta

$$P_{\text{asfalto}} = 0.110 \text{ Ton/m} \quad \text{Peso de la losa}$$

Calculamos las reacciones

$$R_a = 0.226 \text{ Ton}$$

$$R_b = 0.226 \text{ Ton}$$

Reacciones a una longitud de 13.5 m

$$R_a = 3.044 \text{ Ton}$$

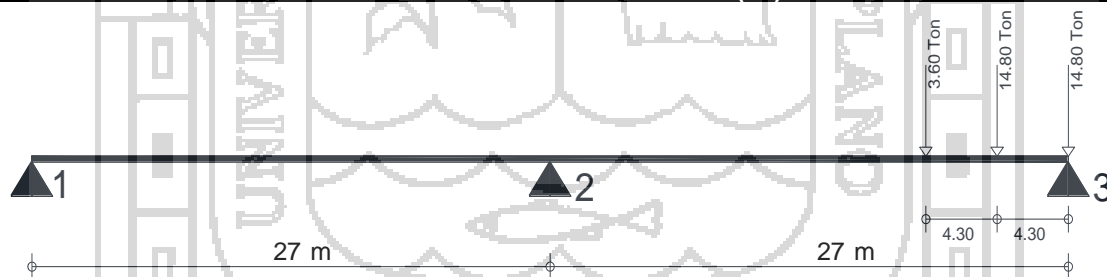
$$R_b = 3.044 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$R_{DW} = 6.089 \text{ Ton}$$

$$P_{DW} = 1.087 \text{ Ton/m}$$

### 4. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL)



De las líneas de influencia se tiene;

$$R_1 = -1.19612712 \text{ Ton}$$

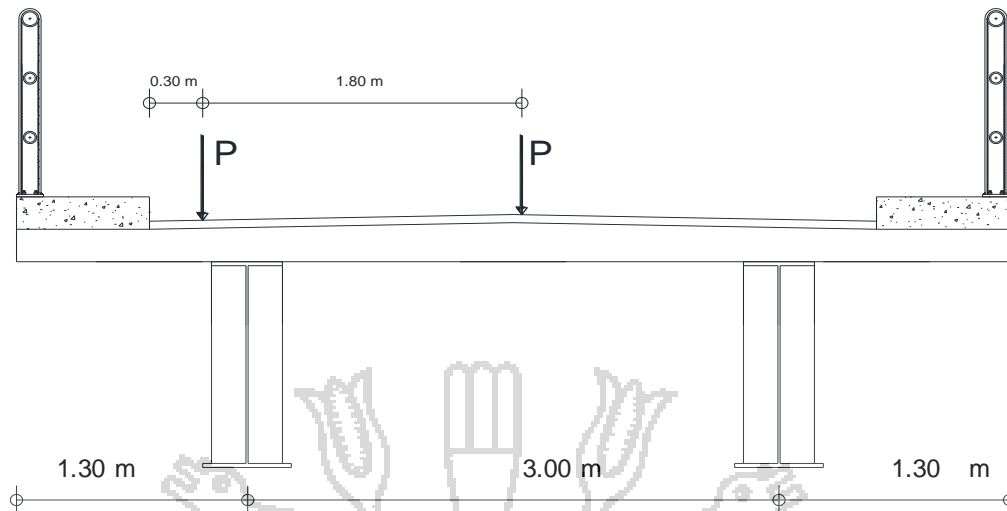
$$R_2 = 10.7678973 \text{ Ton}$$

$$R_3 = 23.1998695 \text{ Ton}$$

Analizando transversalmente

Reacciones en las vigas debido a la carga viva sin impacto (sentido transversal)

Las reacciones en las vigas, para la cual la excentricidad es máxima, se calculan suponiendo que la losa actúa como simplemente apoyada entre vigas:



Por lo tanto se tiene que las reacciones de los apoyos en el estribo es:

$$\begin{aligned} R_a &= 1.767 P = 0.883 P = 20.49 \text{ Ton} \\ R_b &= 0.233 P = 0.117 P = 2.707 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$R_{LL} = 23.2 \text{ Ton}$$

$$P_{LL} = 4.143 \text{ Ton/m}$$

**5. CARGA DE IMPACTO (IM)**

$$P_{IM} = 1.367 \text{ Ton/m}$$

$$P_{LL+IM} = 5.51 \text{ Ton/m}$$

**6. FUERZA DE FRENADO Y ACCELERACION (BR)**

$$BR = 1.036 \text{ Ton/m}$$

$$h_{BR} = 1.80 \text{ m}$$

**4.2.2. PREDIMENCIONAMIENTO DEL ESTRIBO**

**PREDIMENCIONAMIENTO DEL ESTRIBO**

**DATOS PARA LOS CALCULOS**

DATOS CARGAS	
MD	= Ton-m
ML	= Ton-m
MI	= Ton-m
M(LL-IM)	= Ton-m
BR	= 1.04 t/m
H <sub>BR</sub>	= 1.80 m

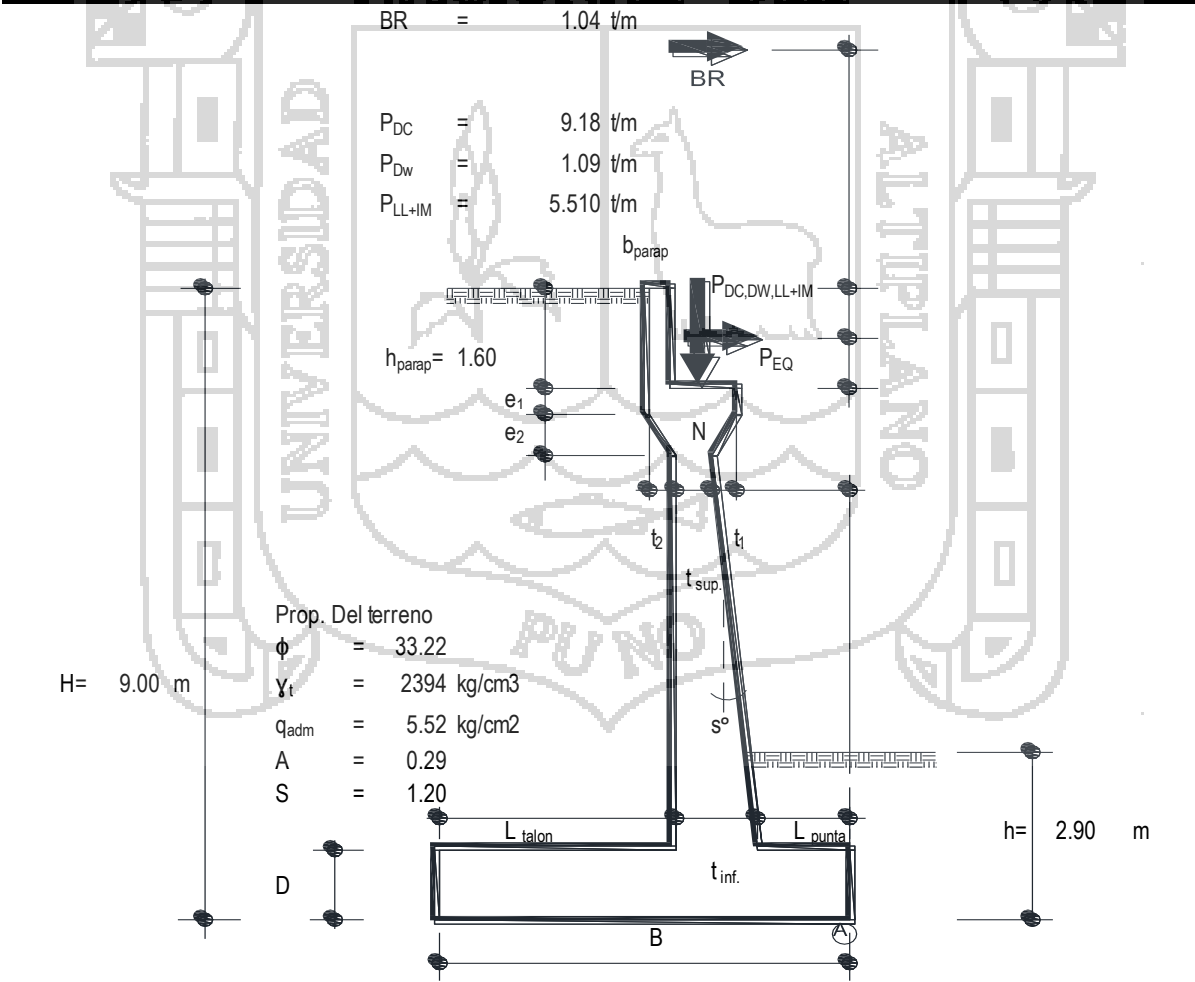
DATOS DEL PUENTE	
H'	= 0.00 mm
L	= 27000 mm
H	= 9.00 m
h	= 2.90 m
F.S.	= 3.00
S°	= 6.99 grados

DATOS DE LAB. SUELOS	
q <sub>adm</sub>	= 5.52 kg/cm <sup>2</sup>
γ <sub>t</sub>	= 2394 kg/cm <sup>3</sup>
φ	= 33.22 °

DATOS EFECTOS SISMICOS	
A	= 0.29
S	= 1.20

ancho = 1.00 m

Donde:  
 A = Aceleracion horizontal  
 S = Coeficiente de sitio



**I. PREDIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO**

B	=	4.50 m	~	6.30 m	adoptamos	B	=	6.30 m
D	=	0.90 m	~	2.00 m	adoptamos	D	=	2.00 m
L <sub>punta</sub>	=	3.00 m	~	1.20 m	adoptamos	L <sub>punta</sub>	=	1.20 m
L <sub>talón</sub>	=	4.20 m			adoptamos	L <sub>talón</sub>	=	4.20 m
t <sub>sup.</sub>	=	0.38 m	~	0.40 m	adoptamos	t <sub>sup.</sub>	=	0.40 m
t <sub>inf.</sub>	=	0.90 m	~	0.90 m	adoptamos	t <sub>inf.</sub>	=	0.90 m
N	=	0.25 m	~	0.75 m	adoptamos	N	=	0.75 m

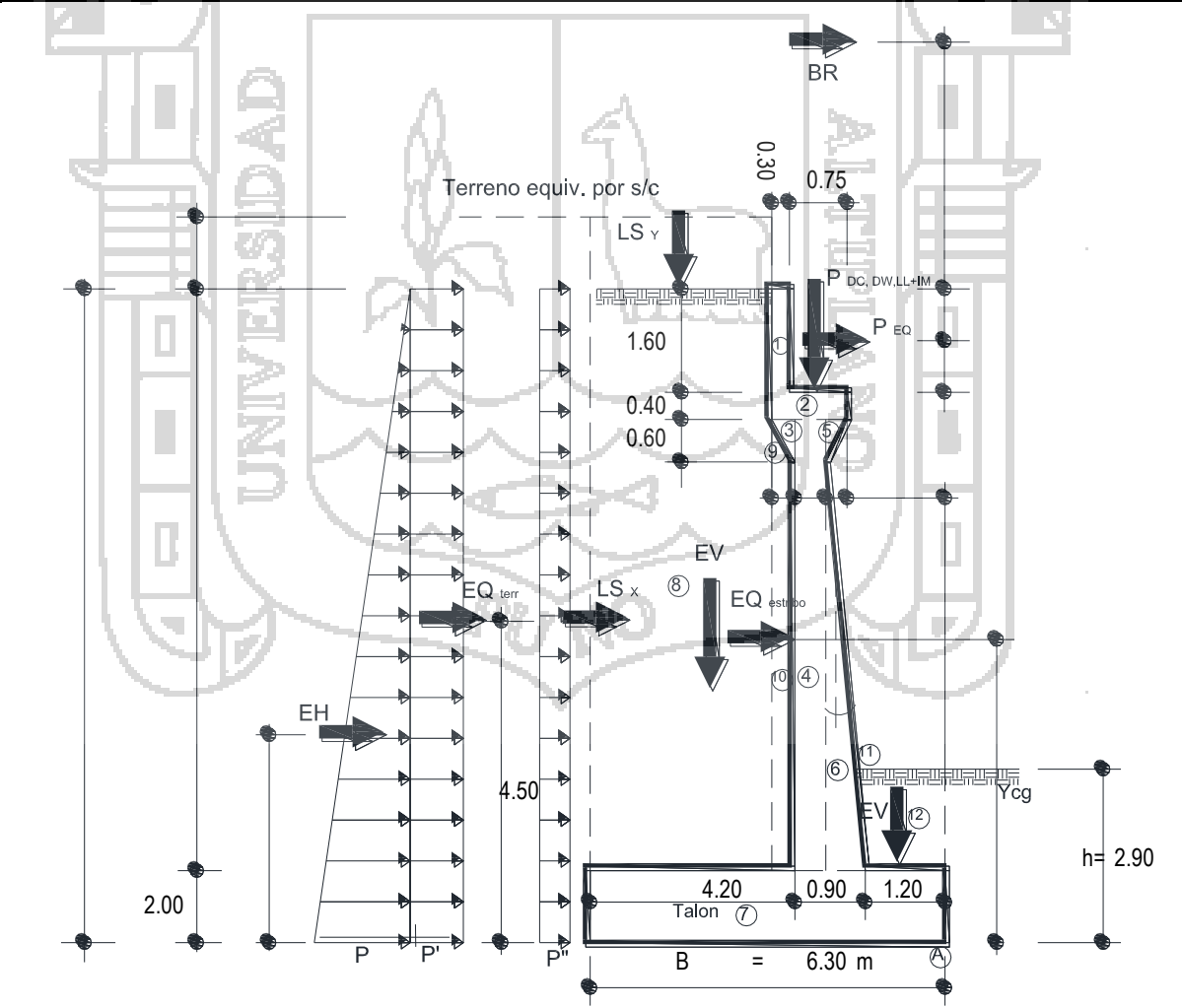
$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(l + 0.000125S^2)$

**DATOS ADICIONALES AL PREDIMENSIONAMIENTO**

b <sub>parap</sub>	=	0.30 m	t <sub>1</sub>	=	0.30 m
h <sub>parap</sub>	=	1.60 m	t <sub>2</sub>	=	0.35 m
e <sub>1</sub>	=	0.40 m	h s/c	=	0.60 m
e <sub>2</sub>	=	0.60 m			

**DATOS PARA LOS CALCULOS**

φ	=	33.22 °	ángulo de fricción interna
β	=	0 °	ángulo entre el suelo y el muro
δ	=	0 °	ángulo del material del suelo y el muro
θ	=	90 °	ángulo de inclinación del muro del lado del terreno
μ	=	0 °	ángulo de inclinación del muro del lado del terreno respecto a la vertical para la fórmula del coeficiente de presión activa sísmica del terreno



**II. CARGAS VERTICALES**

(considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

**\*Cálculo de las cargas verticales provenientes de la superestructura**

$P_{DC} = 9.18 \text{ Ton/m}$

$P_{Dw} = 1.09 \text{ Ton/m}$

$P_{LL+IM} = 5.510 \text{ Ton/m}$

**\* Cargas DC**

Peso propio estribo de concreto armado (DC):

Elemen.	Volumen (m3)	(DC) (Ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC (Ton-m/m)	Ya*DC (Ton-m/m)
1	0.480	1.152	2.300	8.200	2.650	9.446
2	0.420	1.008	1.925	7.200	1.940	7.258
3	0.105	0.252	2.217	6.800	0.559	1.714
4	2.000	4.800	1.900	4.500	9.120	21.600
5	0.090	0.216	1.600	6.800	0.346	1.469
6	1.100	2.640	1.533	3.467	4.048	9.152
7	12.600	30.240	3.150	1.000	95.256	30.240
$\Sigma=$		40.308			113.918	80.878

$DC = 40.308 \text{ Ton/m}$

$X_A = \frac{113.92}{40.31} \quad X_A = 2.826 \text{ m}$

$Y_A = \frac{80.88}{40.31} \quad Y_A = 2.007 \text{ m}$

Peso propio superestructura

$P_{DC} = 9.18 \text{ Ton/m}$

$X_A = 1.775 \text{ m}$

**\* Cargas DW**

Peso del asfalto en superestructura

$P_{DW} = 1.09 \text{ Ton/m}$

$X_A = 1.775 \text{ m}$

**\* Cargas EV (Peso del terreno)**

Elemen.	Volumen (m3)	(DC) (Ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC (Ton-m/m)	Ya*DC (Ton-m/m)
8	26.950	51.879	4.375	5.500	226.970	285.333
9	0.105	0.202	2.333	6.600	0.472	1.334
10	1.540	2.965	2.275	4.200	6.744	12.451
11	0.046	0.089	1.234	2.600	0.109	0.230
12	1.080	2.079	0.600	2.450	1.247	5.094
$\Sigma=$		57.213			235.542	304.44

$$EV = 57.213 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = \frac{235.5}{57.21} \quad X_A = 4.117 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{304.4}{57.21} \quad Y_A = 5.321 \text{ m}$$

**\* Cargas LL+IM**

Carga viva e impacto desde la superestructura

$$P_{LL+IM} = 5.51 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 1.775 \text{ m}$$

**\* Cargas LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno)**

altura equivalente de suelo por s/c.

Altura del estribo (m)	$h_{eq}$
1.5	1.2
3	0.9
$\geq 6.0$	0.6

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porcion equivalente de suelo.

En este caso si:

$$H = 9.00 \text{ m}$$

$$h' = h_{eq} = 0.6 \text{ m}$$

Terreno equivalente extendido en 3.85 m del talon del estribo:

$$LS_Y = 5.53 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 4.375 \text{ m}$$

**Resumen Cargas Verticales**

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	$X_A$ (m)	$M_V$ (Ton-m/m)
DC	DC	40.31	2.826	113.92
$P_{DC}$	DC	9.18	1.775	16.29
$P_{DW}$	DW	1.09	1.775	1.93
EV	EV	57.21	4.117	235.54
$P_{LL+IM}$	LL+IM	5.51	1.775	9.78
$LS_Y$	LS	5.53	4.375	24.20
$\Sigma=$		118.83		401.66



**III. CARGAS HORIZONTALES**

(considerando frinajas de 1m de longitud de estribo)

**\* Calculo del coeficiente de empuje activo (Ka)**

$\phi = 33.22^\circ$   
 $\beta = 0^\circ$   
 $\delta = 0^\circ$   
 $\theta = 90^\circ$

formula segun AASTHO (3.11.5.3-1 y 3.11.5.3-2):

**Ka = 0.292**

**FORMULAS**

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta - \phi'_f)}{r * [\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]}$$

$$r = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Si  $\delta = \beta = 0$  y  $\theta = 90^\circ$  la formula es

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

**\* Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)**

componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$P'' = 0.42 \text{ Ton/m}$   
 $LS_x = 3.78 \text{ Ton/m}$   
 $Y_A = 4.50 \text{ m}$

**FORMULAS**

$$p'' = k_a * h' * \gamma_t$$

$$LS_x = H * (p'')$$

**\* Cargas EH (Presion lateral del terreno)**

$P = 6.294 \text{ Ton/m}$   
 $EH = 28.32 \text{ Ton/m}$   
 $Y_A = 3.00 \text{ m}$

**FORMULAS**

$$p = k_a * H * \gamma_t$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * (p)$$

**\* Cargas EQ (Accion Sismica)**

a) Accion sismica del terreno ( $EQ_{terr}$ )

$K_h = 0.15$   
 $K_v = 0.00$   
 $\alpha = 8.25^\circ$   
 $K_{AE} = 0.381$   
 $EQ_{terr} = 8.649 \text{ Ton/m}$   
 $Y_A = 4.50 \text{ m}$

**NOTA:**

$k_h =$  Coeficiente de aceleracion horizontal =  $0.5 * A$   
 $k_v =$  Coeficiente de aceleracion vertical =  $0.00$

b) Cargas sismica por superestructura ( $P_{EQ}$ )

$P_{EQ} = 3.57 \text{ Ton/m}$   
 $Y_A = 8.20 \text{ m}$

**FORMULAS**

$$\alpha = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * k_{AE} * \gamma_t * (1 - k_v) * H^2$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \alpha - \beta)}{\cos\alpha * \cos^2\beta * \cos(\delta + \beta + \alpha) * \omega}$$

$$\omega = \left[ 1 - \frac{\text{sen}(\theta + \delta) * \text{sen}(\theta - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \alpha) * \cos(1 - \beta)} \right]^2$$

$$EQ_{terr} = 1/2 * (k_{AE} - k_a) * H^2 * \gamma_t$$

$$P_{EQ} = P_{DC-DW} * A * S$$

c) Fuerza inercial del estribo

$$W = 97.52 \text{ Ton/m}$$

$$EQ_{\text{estrib}} = 14.14 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 3.951 \text{ m}$$

\* Cargas BR (Frenado)

$$BR = 1.04 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 10.80 \text{ m}$$

**NOTA:**  
 $W=DC+EV=$  Peso del estribo y terreno triburatio  
 $Y_A=C.G.$  del estribo y terreno triburtario

**FORMULAS**

$$EQ_{\text{estrib}} = k_h * W$$

**Resumen Cargas Verticales**

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	X <sub>A</sub> (m)	M <sub>V</sub> (Ton-m/m)
LS <sub>x</sub>	LS	3.78	4.500	16.99
EH	EH	28.32	3.000	84.97
EQ <sub>terr</sub>	EQ	8.65	4.500	38.92
P <sub>EQ</sub>	EQ	3.57	8.200	29.30
EQ <sub>estribo</sub>	EQ	14.14	3.951	55.87
BR	BR	1.04	10.80	11.19
Σ=		59.50		237.25

**A) ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS**

**CARGAS VERTICALES V<sub>U</sub>**

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>Y</sub>	
V (Ton)	40.31	9.18	1.09	57.21	5.51	5.53	118.83
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75	
	36.28	8.26	0.71	57.21	0	9.68	112.14
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	50.39	11.48	1.63	77.24	9.64	9.68	160.05
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.50	
	36.28	8.26	0.71	57.21	0	2.77	105.22
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	50.39	11.48	1.63	77.24	2.75	2.77	146.25
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	40.31	9.18	1.09	57.21	5.51	5.53	118.83

**MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS VERTICALES) M<sub>VU</sub>**

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>Y</sub>	
M <sub>V</sub> (Ton-m)	113.92	16.29	1.93	235.54	9.78	24.20	401.66
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75	
	102.53	14.67	1.25	235.54	0	42.35	396.34
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	142.40	20.37	2.89	317.98	17.12	42.35	543.11
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.50	
	102.53	14.67	1.25	235.54	0	12.10	366.09
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	142.40	20.37	2.89	317.98	4.89	12.10	500.63
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	113.92	16.29	1.93	235.54	9.78	24.20	401.66

CARGAS HORIZONTALES  $V_{Uj}$

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma$
CARGA	$LS_x$	EH	$EQ_{terr}$	$P_{EQ}$	$E_{Qestribo}$	BR	$H_U$ (Ton)
H (Ton)	3.78	28.32	8.65	3.57	14.14	1.04	59.50
Resistencia la	1.75 6.61	1.50 42.49	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0	1.75 1.81	50.91
Resistencia lb	1.75 6.61	1.50 42.49	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	1.75 1.81	50.91
Ev. Extremo la	0.50 1.89	1.50 42.49	1.00 8.65	1.00 3.57	1.00 14.14	0.50 0.52	71.26
Ev. Extremo lb	0.50 1.89	1.50 42.49	1.00 8.65	1.00 3.57	1.00 14.14	0.50 0.52	71.26
servicio I	1.00 3.78	1.00 28.32	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	1.00 1.04	33.14

MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS HORIZONTALES)  $M_{VUj}$

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma$
CARGA	$LS_x$	EH	$EQ_{terr}$	$P_{EQ}$	$E_{Qestribo}$	BR	$M_{HU}$ (Ton-m)
$M_H$ (Ton-m)	16.99	84.97	38.92	29.30	55.87	11.19	237.25
Resistencia la	1.75 29.74	1.50 127.46	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0	1.75 19.57	176.77
Resistencia lb	1.75 29.74	1.50 127.46	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	1.75 19.57	176.77
Ev. Extremo la	0.50 8.50	1.50 127.46	1.00 38.92	1.00 29.30	1.00 55.87	0.50 5.59	265.64
Ev. Extremo lb	0.50 8.50	1.50 127.46	1.00 38.92	1.00 29.30	1.00 55.87	0.50 5.59	265.64
servicio I	1.00 16.99	1.00 84.97	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	1.00 11.19	113.15

**B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS**

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Calculo de  $e_{max}$

Estado limite de resistencia (AASHTO, Art 11.6.3.3):

$$e_{max} = 1.58 \text{ m}$$

FORMULAS

$$e_{max} = B/4$$

Estado limite de evento extremo (AASHTO, Art 11.6.5):

$Y_{EQ} = 0.00$	$e \leq 0.333 * B$
$Y_{EQ} = 1.00$	$e \leq 0.4 * B$
si: $Y_{EQ} = 0.50$	$e \leq 0.367 * B$

FORMULAS

$$Y_{EQ} = 0.00 \rightarrow e_{max} \leq B/3$$

$$Y_{EQ} = 1.00 \rightarrow e_{max} \leq 2 * B/5$$

interpolamos

$$e_{max} = 2.31 \text{ m}$$



**FORMULAS**

$$x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u} \quad e = \left| \frac{B}{2} - x_o \right|$$

ESTADO	V <sub>u</sub> (Ton/m)	M <sub>vu</sub> (Ton-m/m)	M <sub>hu</sub> (Ton-m/m)	X <sub>o</sub>	e	e <sub>max</sub> (m)
Resistencia la	112.14	396.34	176.77	1.96	1.19	1.575 o.k.!
Resistencia lb	160.05	543.11	176.77	2.29	0.86	1.575 o.k.!
Ev. Extremo la	105.22	366.09	265.64	0.95	2.20	2.31 o.k.!
Ev. Extremo lb	146.25	500.63	265.64	1.61	1.54	2.31 o.k.!

**b) Deslizamiento en base del estribo**

con:

u = 0.655

φ<sub>T</sub> = 0.80

φ<sub>T</sub> = 1.00

**FORMULAS**

$$u = \tan \phi_f = 0.577 \quad F_f = u * (\phi_T * V_u)$$

**NOTA:**  
 φ<sub>T</sub>=0.80 , estado limite de (tabla 10.5.5.2.2-1).  
 φ<sub>T</sub>=1.00, estado limite de Evento Extremo (Art. 11.6.5)

ESTADO	V <sub>u</sub> (Ton/m)	RESISTENCIA (Ton/m) F <sub>f</sub>	ACTUANTE (Ton/m) H <sub>u</sub>
Resistencia la	112.14	58.76	50.91 o.k.!
Resistencia lb	160.05	83.86	50.91 o.k.!
Ev. Extremo la	105.22	68.92	N.C.
Ev. Extremo lb	146.25	95.78	71.26 o.k.!

Si el estado limite de evento extremo la, no cumple por lo que tendremos que colocar un diente de concreto de seccion 0.70m \* 0.70m en la base como se muestra en la figura; considerando considerando la resistencia pasiva del suelo solo en el ambito del diente.

medidas del diente

b<sub>diente</sub> = 0.5 m

h<sub>diente</sub> = 0.5 m

K<sub>p</sub> = 3.42

la resistencia pasiva

E<sub>1</sub> = 23.77 Ton

E<sub>2</sub> = 27.87 Ton

E<sub>p</sub> = 12.91 Ton

**FORMULAS**

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\theta - \phi'_f)}{r * [\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]}$$

$$r = \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f + \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)} \right]^2$$

**FORMULAS**

$$E_1 = k_p * \gamma_t * h$$

$$E_2 = k_p * \gamma_t * h_{diente}$$

$$E_p = 1/2 * (E_1 + E_2) * h_{diente}$$

Para el estado limite de evento extremo la, agregamos el diente de concreto se tiene:

con:

φ<sub>T</sub> Q<sub>T</sub> = 68.92 Ton

φ<sub>ep</sub> = 1.00 (Art 11.6.5)

Q<sub>ep</sub> = 12.91 Ton

**FORMULAS**

$$Q_R = \phi_T Q_T + \phi_{ep} Q_{ep}$$

$$F_f = \phi_T Q_T$$

$$Q_{ep} = E_p$$

Q<sub>R</sub> = 81.83 Ton > 71.26 ton o.k.! Si cumple

**c) Presiones actuantes en la base del estribo**

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

1) estado limite de resistencia, con

$\phi_b = 0.45$

$q_n = 16.55 \text{ kg/cm}^2$

$q_R = 7.45 \text{ kg/cm}^2$

**NOTA:**  
 $\phi_b=0.45$  , para limite de resistencia  
 Segun AASHTO (tabla 10.5.5.2.2-1).

**FORMULAS**  
 $q_n = (F.S.) * q_{adm}$   
 $q_R = \phi_b * q_n$

2) Estado limite de evento Extremo, con

$\phi_b = 1.00$

$q_n = 16.55 \text{ kg/cm}^2$

$q_R = 16.55 \text{ kg/cm}^2$

**NOTA:**  
 $\phi_b=1.00$  , para limite de ev. extremo  
 Segun AASHTO (Art. 11.6.5)

**FORMULAS**  
 $q_n = (F.S.) * q_{adm}$   
 $q_R = \phi_b * q_n$

3) Estado limite de servicio

$q_{adm} = 5.52 \text{ kg/cm}^2$

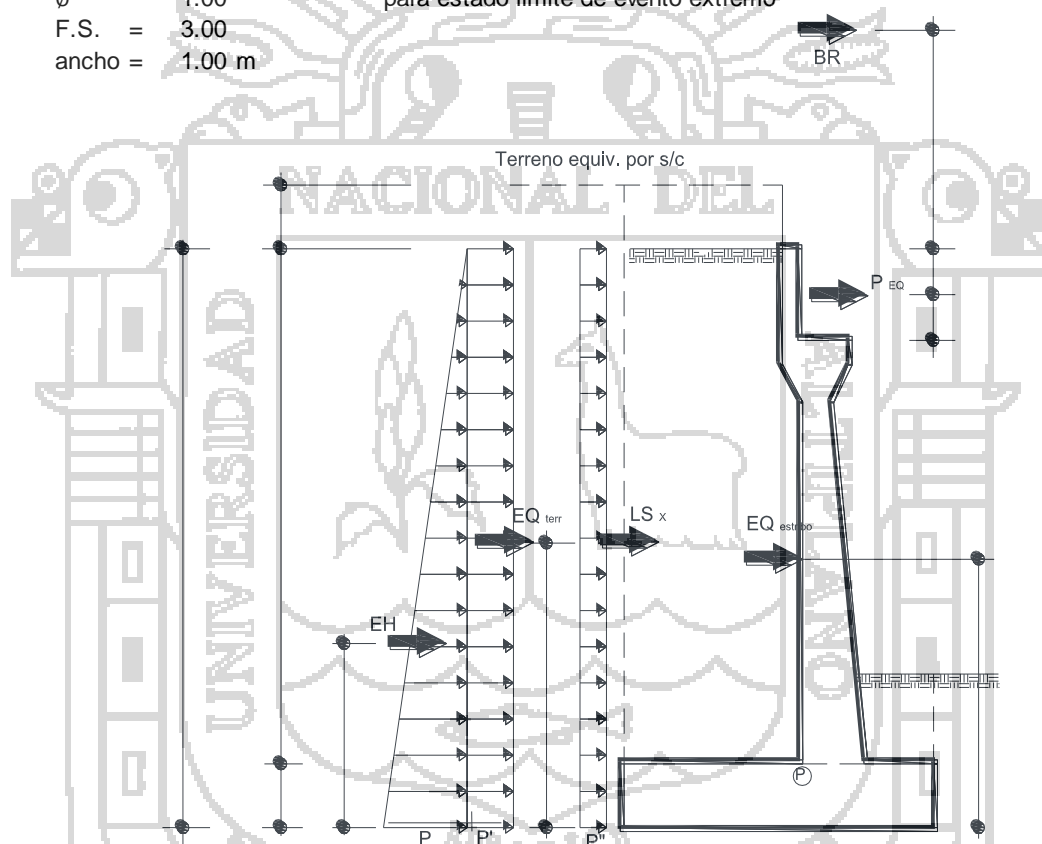
**FORMULAS**  
 $x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$      $e = \left| \frac{B}{2} - x_o \right|$      $q = \frac{V_u}{B - 2e}$

ESTADO	VU (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton-m/m)	$M_{hu}$ (Ton-m/m)	$X_o$	e	q (kg/cm <sup>2</sup> )	$q < q_R, q < q_{adm}$
Resistencia la	112.14	396.34	176.77	1.96	1.19	2.86	7.45 o.k.!
Resistencia lb	160.05	543.11	176.77	2.29	0.86	3.50	7.45 o.k.!
Ev. Extremo la	105.22	366.09	265.64	0.95	2.20	5.51	16.55 o.k.!
Ev. Extremo lb	146.25	500.63	265.64	1.61	1.54	4.55	16.55 o.k.!
Servicio I	118.83	401.66	113.15	2.43	0.72	2.45	5.52 o.k.!

**4.2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA**

- L = 27000 mm
- H = 9.00 m
- Q<sub>adm</sub> = 5.52 kg/cm<sup>2</sup>
- γ<sub>t</sub> = 2394 kg/cm<sup>3</sup>
- φ = 33.22
- A = 0.29 aceleracion horizontal
- S = 1.20 coeficiente de sitio
- BR = 1.04 t/m
- H<sub>BR</sub> = 1.80 m sobre la superficie de la calzada
- r = 7.5 cm
- f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- f'<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>
- ∅ = 1.00 para estado limite de evento extremo
- F.S. = 3.00
- ancho = 1.00 m



**A) CARGAS EN LA BASE DE PANTALLA**

CARGA CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m) (Diseño para 1m)

CARGA	P	CARGA (Ton)	Y <sub>P</sub> (m)	M (Ton-m)
LS <sub>x</sub>	P''	2.94	3.50	10.28
EH	P	17.13	2.33	39.98
EQ <sub>terr</sub>	P'	5.23	3.50	18.31
P <sub>EQ</sub>	-	3.57	6.20	22.15
EQ <sub>estribo</sub>	-	9.44	3.44	32.48
BR	BR	1.04	8.80	9.11

**B) ACERO POR FLEXION**

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado limite de resistencia I con,  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_u = n * [1.75 * M_{LS} + 1.50 * M_{EH} + 1.75 * M_{BR}]$$

$M_U = 93.91$  T-m

Estado limite de evento extremo I, con  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_u = n * [0.50 * M_{LS} + 1.50 * M_{EH} + 1.00 * M_{EQ} + 0.50 * M_{BR}]$$

$M_U = 142.6$  T-m

Cor  $M_U = 142.6$  T-m, As = diametro  ,recubrimiento r = 7.5 cm

$z = 8.77$  cm

$d_e = 81.23$  cm

FORMULAS

$$Z = r + D_{acero}/2$$

$$d_e = t_{inf} - Z$$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

$\phi = 1.00$  segun el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo

$b = 1.00$  m ancho de diseño

$f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

$f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

$a = 10.52$  cm

$A_s = 44.7$  cm

$S_{\phi D'} = 0.11$  m

FORMULAS

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$S_{\phi D'} = A_{acero} / A_s$$

A<sub>s</sub> Maximo

Una seccion no sobre reforzada cumple con:  $c/d_e \leq 0.42$

para  $\beta_1 = 0.85$

$c = 12.38$  cm

$c/d_e = 0.152 \leq 0.42$  o.k.!

FORMULAS

$$c = a/\beta_1$$

$$c/d_e \leq 0.42$$

A<sub>s</sub> Minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de

$1.2 * M_{cr}$  y  $1.33 * M_u$  :

$f_r = 29.13$  kg/cm<sup>2</sup>

$S = 135000$  cm<sup>3</sup>

$1.2 * M_{cr} = 47.19$  T-m

$1.33 * M_u = 189.7$  T-m

FORMULAS

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$

El menor valor es 47.19 T-m y la cantidad de acero calculado 44.7 cm<sup>2</sup> entonces:

$$M_U = 142.6 \text{ T-m} > 47.19 \text{ T-m} \text{ o.k.}$$

$$\text{USAR } 1 \text{ } \varnothing \text{ 2.54 cm @ 0.11 m o.k.}$$

**C) As DE TEMPERATURA**

$$A_{s \text{ temp}} = 16.2 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 8.10 \text{ cm/capa}$$

utilizamos varillas de  $A_s = \text{diametro}$

$$S_{(\varnothing')} = A_{\text{acero}} / A_{(s \text{ temp})} \quad 1.59 \text{ cm}$$

$$S_{\varnothing''} = 0.24 \text{ m}$$

La distancia  $S_{\varnothing''}$  calculada para el acero de temperatura tiene que ser menor al menor valor de:

$$S_{\text{max}} = 3 * t_{\text{inf}} = 2.7 \text{ m}$$

$$S_{\text{max}} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{\varnothing''} = 0.24 \text{ m} < 0.45 \text{ m} \text{ o.k.}$$

NOTA: El acero de temperatura se colocara por no contar con ningun tipo de acero principal de la pantalla y tambien en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

**FORMULAS**

$$A_{s \text{ temp}} = 0.756 * \frac{A_g}{F_y} \text{ [SI]}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * A_g \text{ [MKS]}$$

**NOTA:**

$$S_{\text{max}} = 0.45 \text{ m} \text{ segun (Art. 5.10.8)}$$

$$S_{\text{max}} = 3 * h \text{ segun (Art. 5.10.8)}$$

**D) REVISION DE FISURAS POR DISTRIBUCION DE ARMADURAS (Art. 5.7.3.4)**

Esfuerzo maximo del acero:

$$f_s = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 * f_y$$

Para el acero principal:

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$d_c = 6.27 \text{ cm}$$

$$b = 11 \text{ cm}$$

$$n_v = 1.00$$

$$A = \frac{(2 * d_c) * b}{n_v} \text{ Segun el Art. 5.7.3.4}$$

$$A = 142.2 \text{ cm}^2$$

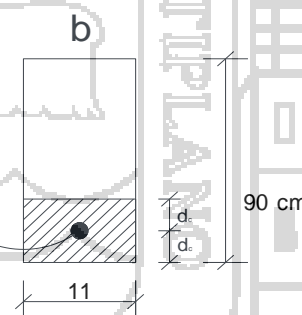
$$z = 30000 \text{ N/mm}$$

$$z = 30592 \text{ kg/cm}$$

Ahora calculamos el Esfuerzo maximo en el acero

$$f_{sa} = 3179 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 * f_y$$

$$f_{sa} = 3179 \text{ kg/cm}^2 \geq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$



**DONDE:**

$b = \text{Espaciamiento del acero}$

$n_v = \text{Numero de varillas por seccion}$

**FORMULAS**

$$A = \frac{(2 * d_c) * b}{n_v}$$

**NOTA:**

$Z = 30000 \text{ N/mm}$  (considerando exposicion moderada Art. 5.7.3.4.)

**FORMULAS**

$$f_s = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 * f_y$$



Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s * c}{I} * n$$

Para el diseño por estado limite de servicio I  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_s = n * [1.00 * M_{LS} + 1.00 * M_{EH} + 1.00 * M_{BR}]$$

$$M_s = 59.38 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho triburario de 0.11 m

$$M_s = 6.731 \text{ T-m}$$

Calculamos el valor de n

$$E_c = 222356 \text{ kg/cm}^2$$

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

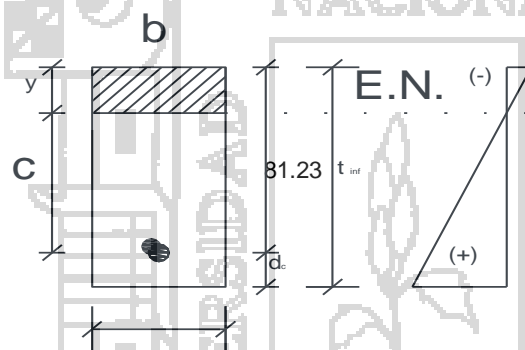
$$E_s = 2039580 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.17$$

**FORMULAS**

$$E_s = 15344 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 200000 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$


Area del acero transformada

$$A_{st} = \text{Relacion modular} * \text{Area de acero}$$

$$A_{st} = 46.48 \text{ cm}^2$$

**FORMULAS**

$$A_{st} = n * A_{acero}$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar "y":

$$d_e = 81.23 \text{ cm}$$

$$b = 11 \text{ cm}$$

$$= 0.000$$

**FORMULAS**

$$b * y * (y/2) = A_{st} * (d_e - y)$$

$$y = 22.03 \text{ cm}$$

$$c = 59.20 \text{ cm}$$

**NOTA:**  
Calcular manualmente el valor "y"

inercia respecto del eje neutro de la seccion transformada

$$I = 203291.108 \text{ cm}^4$$

**FORMULAS**

$$I = A_s * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

calculamos el esfuerzo de lacero bajo cargas de servicio

$$f_s = 1798 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1798 \text{ kg/cm}^2 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

**FORMULAS**

$$f_s = \frac{M_s * c}{I} * n$$

**o.k.!**

**E) REVISION POR CORTE**

La cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de resistencia I, con  $n=n_D*n_R*n_I=1$ , es:

$$V_U = n * [1.75 * V_{LS} + 1.50 * V_{EH} + 1.75 * V_{BR}]$$

$$V_U = 32.65 \text{ T}$$

La cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de Evento extremo I, con  $n=n_D*n_R*n_I=1$ , es:

$$V_U = n * [0.50 * V_{LS} + 1.50 * V_{EH} + 1.00 * V_{EQ} + 0.50 * V_{BR}]$$

$$V_U = 45.93 \text{ T}$$

La cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi * V_n$$

$$\phi = 1.0$$

tenemos que:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_v = 1.00 \text{ m}$$

$$d_e = 81.23 \text{ cm}$$

$$a = 10.52 \text{ cm}$$

$$h = 0.90 \text{ m}$$

$$d_v = 75.97 \text{ cm}$$

$$V_c = 58.35 \text{ T}$$

$$V_n = 58.35 \text{ T}$$

$$V_r = 58.35 \text{ T}$$

$$= t_{inf} \left\{ \begin{array}{l} d_{v1} = 73.11 \text{ cm} \\ d_{v2} = 64.80 \text{ cm} \end{array} \right. >$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{n1} = 58.35 \text{ T} \\ V_{n2} = 398.8 \text{ T} \end{array} \right.$$

$$> 45.93 \text{ T} \quad \text{o.k.!$$

**NOTA:**

$\phi=1.00$ , según el Art. 11.6.5.

**FORMULAS**

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 0.90 * d_e$$

$$d_{v2} = 0.72 * h$$

$$V_c = 0.083 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

$$V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$$

**NOTA:**

$d_v$  no debe ser menor que el mayor valor de:  $d_{v1}$  y  $d_{v2}$

**NOTA:**

siendo  $V_n$  el menor valor entre  $V_{n1}$  y  $V_{n2}$

**FORMULAS**

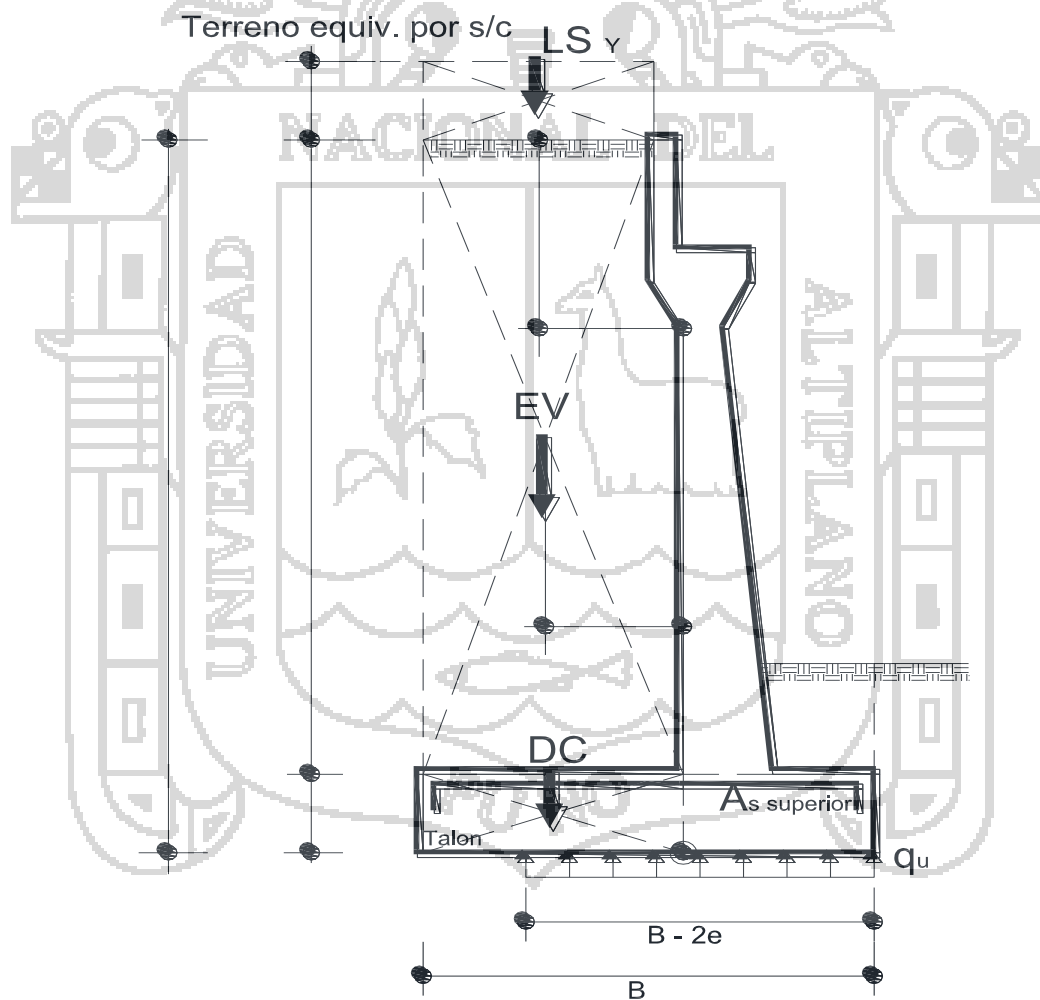
$$V_r = \phi * V_n$$

**4.2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION PARTE SUPERIOR DEL ESTRIBO**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION (PARTE SUPERIOR)**

**ACERO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA ZAPATA**

- $Q_{adm} = 5.52 \text{ kg/cm}^2$
- $r = 7.5 \text{ cm}$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\phi = 0.90$  para la estado de resistencia
- $H' = 0.00 \text{ mm}$
- $L = 27000 \text{ mm}$
- $H = 9.00 \text{ m}$
- $h = 2.90 \text{ m}$
- $F.S. = 3.00$
- $\text{ancho} = 1.00 \text{ m}$  ancho de diseño



**A) CARGAS EN LA BASE DE PANTALLA**

CARGA CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m) (Diseño para 1m)

CARGA	P	CARGA (Ton)	Y <sub>P</sub> (m)	M (Ton-m)
LS <sub>Y</sub>	P"	5.53	2.28	12.58
EV	P	68.47	1.73	118.59
DC	P'	20.16	2.10	42.34

**B) ACERO POR FLEXION**

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado limite de resistencia I con,  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_U = n * [1.25 * M_{DC} + 1.35 * M_{EV} + 1.75 * M_{LS}]$$

M<sub>U</sub> = 235 T-m

omitimos Estado limite de evento extremo I, pues no es critico en este caso con

Cor M<sub>U</sub> = 235 T-m, As = diametro  ,recubrimiento r = 7.5 cm

z = 8.77 cm

d<sub>e</sub> = 191.2 cm

**FORMULAS**

$$Z = r + D_{acero}/2$$

$$d_s = D - Z$$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

b = 1.00 m  
 f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 f'<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø = 0.90

**NOTA:**  
 b=1.00 m ancho de diseño  
 Ø=0.90 , según el Art. 5.5.4.2.

a = 7.81 cm

A<sub>s</sub> = 33.19 cm

S<sub>Ø</sub>" = 0.15 m

**FORMULAS**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$S_{\phi D} = A_{acero} / A_s$$

A<sub>s</sub> Maximo

Una seccion no sobre reforzada cumple con:

para  $\beta_1 = 0.85$

$c = 9.19 \text{ cm}$

$c/d_e = 0.048 \leq 0.42 \text{ o.k.}$

FORMULAS

$$c = a/\beta_1$$

$$c/d_e \leq 0.42$$

A<sub>s</sub> Minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de

$1.2 \cdot M_{cr}$  y  $1.33 \cdot M_u$  :

$f_r = 29.13 \text{ kg/cm}^2$

$S = 666666.667 \text{ cm}^3$

$1.2 \cdot M_{cr} = 233 \text{ T-m}$

$1.33 \cdot M_u = 312.6 \text{ T-m}$

FORMULAS

$$1.2 \cdot M_{cr} = 1.2 \cdot f_r \cdot S$$

$$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \cdot h^3}{6}$$

El menor valor es  $233 \text{ T-m}$  y la cantidad de acero calculado  $33.19 \text{ cm}^2$  entonces:

$M_u = 235 \text{ T-m} > 233 \text{ T-m} \text{ o.k.}$

**USAR 1  $\emptyset$  2.54 cm @ 0.15 m o.k.!**

**C) As DE TEMPERATURA**

$A_{s \text{ temp}} = 16.2 \text{ cm}$

$A_{s \text{ temp}} = 8.10 \text{ cm/capa}$

utilizamos varillas de  $A_s = \text{diametro } 1.59 \text{ cm}$ , recubrimiento  $r =$

$S_{(\emptyset)} = A_{acero} / A_{(s \text{ temp})}$

$S_{\emptyset} = 0.24 \text{ m}$

FORMULAS

$$A_{s \text{ temp}} = 0.756 \cdot \frac{A_g}{F_y} \text{ [SI]}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 \cdot A_g \text{ [MKS]}$$

La distancia  $S_{\emptyset}$  calculada para el acero de temperatura tiene que ser menor al menor valor de:

$S_{\text{max}} = 0.3 \text{ m}$

*NOTA:*  
 $S_{\text{max}} = 0.30 \text{ m Segun Art. 5.10.8.}$

$S_{\emptyset} = 0.24 \text{ m} < 0.3 \text{ m} \text{ o.k.}$

NOTA: El acero de temperatura se colocara por no contar con ningun tipo de acero principal de la pantalla y tambien en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

**D) REVISION DE L TALON POR CORTE**

La cortante actuante en la base de la pantalla para el estado limite de resistencia I, con  $n=n_D*n_R*n_I=1$ , es:

$$V_U = n * [1.25 * V_{DC} + 1.35 * V_{EV} + 1.75 * V_{LS}]$$

$$V_U = 127.3 \text{ T}$$

omitimos Estado limite de evento extremo I, pues no es critico en este casocon

La cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi * V_n$$

$$\phi = 0.9$$

tenemos que:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_v = 1.00 \text{ m}$$

$$d_e = 191.2 \text{ cm}$$

$$a = 7.81 \text{ cm}$$

$$h = 2.00 \text{ m} = D$$

$$d_v = 187.3 \text{ cm} > \begin{cases} d_{v1} = 172.1 \text{ cm} \\ d_{v2} = 144.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_c = 143.9 \text{ T}$$

$$V_n = 143.9 \text{ T}$$

$$V_r = 129.5 \text{ T}$$

$$\begin{cases} V_{n1} = 143.9 \text{ T} \\ V_{n2} = 983.5 \text{ T} \end{cases}$$

$$> 127.3 \text{ T} \quad \text{o.k.}$$

NOTA:  
 $\phi=0.90$ , segun el Art. 5.5.4.2.

FORMULAS  
 $d_v = d_e - \frac{a}{2}$   
 $d_{v1} = 0.90 * d_e$   
 $d_{v2} = 0.72 * h$   
 $V_c = 0.083 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$   
 $V_{n1} = V_c + V_s + V_p$   
 $V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$

NOTA:  
 $d_v$  no debe ser menor que el mayor valor de:  $d_{v1}$  y  $d_{v2}$

NOTA:  
siendo  $V_n$  el menor valor entre  $V_{n1}$  y  $V_{n2}$

FORMULAS  
 $V_r = \phi * V_n$

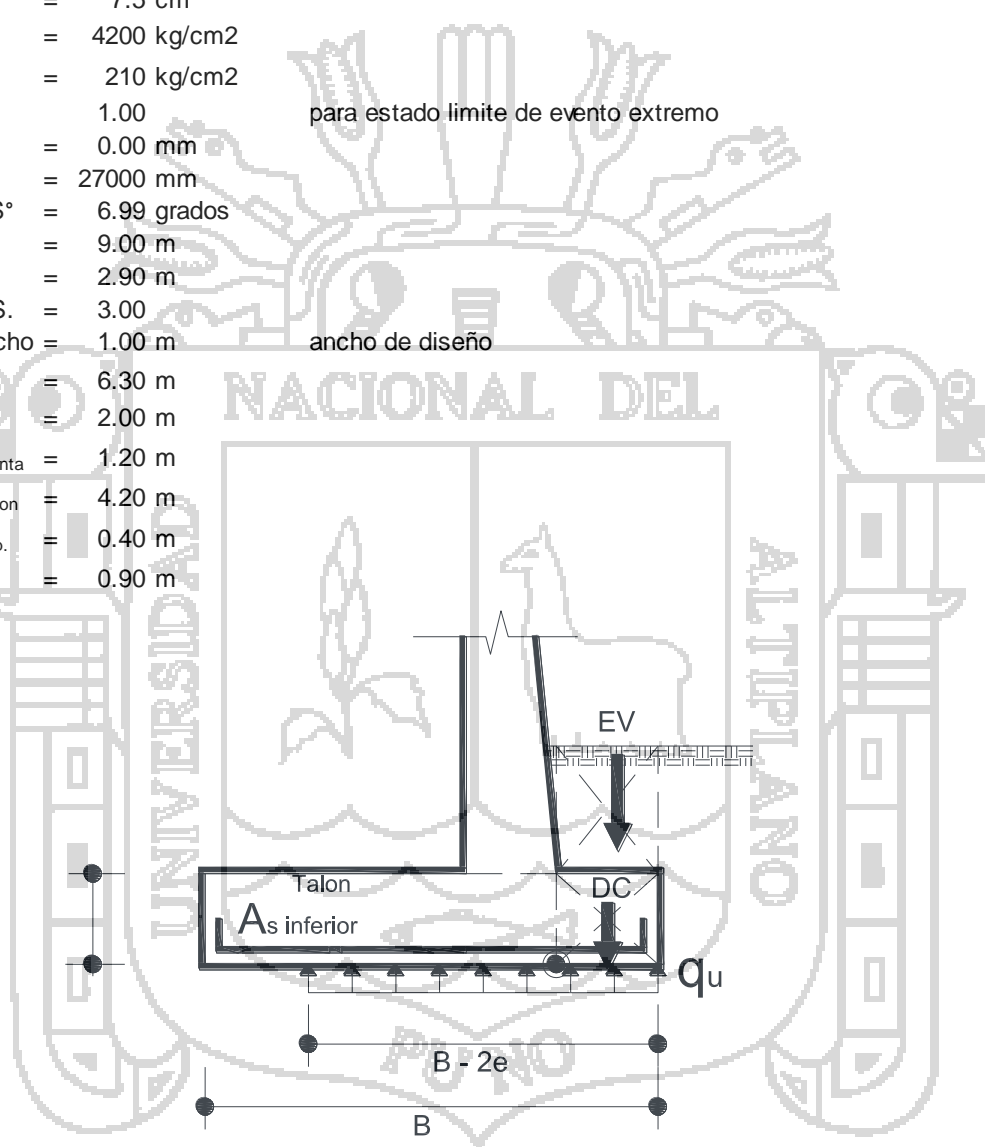
**4.2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION PARTE INFERIOR DEL ESTRIBO**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION (PARTE INFERIOR)**

**ACERO EN LA PARTE INFERIOR**

**A) DATOS**

- $Q_{adm} = 5.52 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_t = 2394 \text{ kg/cm}^3$
- $r = 7.5 \text{ cm}$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\emptyset = 1.00$  para estado limite de evento extremo
- $H' = 0.00 \text{ mm}$
- $L = 27000 \text{ mm}$
- $S^\circ = 6.99 \text{ grados}$
- $H = 9.00 \text{ m}$
- $h = 2.90 \text{ m}$
- $F.S. = 3.00$
- $\text{ancho} = 1.00 \text{ m}$  ancho de diseño
- $B = 6.30 \text{ m}$
- $D = 2.00 \text{ m}$
- $L_{\text{punta}} = 1.20 \text{ m}$
- $L_{\text{talon}} = 4.20 \text{ m}$
- $t_{\text{sup.}} = 0.40 \text{ m}$
- $t_{\text{inf.}} = 0.90 \text{ m}$



CARGAS EN LA BASE DE PANTALLA

**B) ACERO POR FLEXION**

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Para el estado limite de Evento Extremo la, utilizamos el

$$q_u = 5.51 \text{ kg/cm}^2 \quad 55.12 \text{ T/m}^2$$

despreciando el lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC) el momento actuante en cara de pantalla es:

$$M_U = 39.68 \text{ T-m}$$

$$M_U = 39.68 \text{ T-m,} \quad A_s = \text{diametro } 1.59 \text{ cm} \quad , \text{recubrimiento } r = 7.5 \text{ cm}$$

$$z = 8.294 \text{ cm}$$

$$d_e = 191.7 \text{ cm}$$

FORMULAS

$$Z = r + D_{\text{acero}}/2$$

$$d_e = t_{inf} - Z$$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

$$b = 1.00 \text{ m} \quad \text{ancho de diseño}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 1.00 \text{ segun el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo}$$

$$a = 1.16 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.943 \text{ cm}^2$$

$$S_{\phi 5/8"} = 0.40 \text{ m}$$

FORMULAS

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$S_{OD} = A_{\text{acero}} / A_s$$

A<sub>s</sub> Maximo

Una seccion no sobre reforzada cumple con:

para  $\beta_1 = 0.85$

$$c = 1.36 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0.007 \leq 0.42 \text{ o.k.}$$

FORMULAS

$$c = a / \beta_1$$

$$c/d_e \leq 0.42$$

A<sub>s</sub> Minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de

$$1.2 * M_{cr} \text{ y } 1.33 * M_u :$$

$$f_r = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 666666.667 \text{ cm}^3$$

$$1.2 * M_{cr} = 233 \text{ T-m}$$

$$1.33 * M_u = 52.78 \text{ T-m}$$

FORMULAS

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$



El menor valor es 52.78 T-m y la cantidad de acero calculado 4.943 cm<sup>2</sup> entonces:

$M_u = 39.68 \text{ T-m} > 52.78 \text{ T-m}$  No cumple

USAR 1 Ø 1.59 cm @ 0.40 m Recalcular el espaciamiento del acero

**RECALCULANDO EL ESPACIAMIENTO DEL ACERO**

Cor  $M_u = 39.68 \text{ T-m}$ ,  $A_s =$  diametro 1.59 cm ,recubrimiento  $r = 7.5 \text{ cm}$

FORMULAS

$$Z = r + D_{\text{acero}}/2$$

$$d_s = t_{inf} - Z$$

$z = 8.294 \text{ cm}$   
 $d_e = 191.7 \text{ cm}$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

FORMULAS

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$S_{\phi D'} = A_{\text{acero}}/A_s$$

$S_{\phi 5/8} = 0.23 \text{ m}$   
 $A_s = 8.606 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $b = 1.00 \text{ m}$  ancho de diseño  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 1.00$  segun el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo  
 $a = 2.025 \text{ cm}$   
 $M_u = 68.92 \text{ T-m} > 39.68 \text{ T-m}$  o.k.!

$A_s$  Maximo  
 Una seccion no sobre reforzada cumple con:

FORMULAS

$$c = a/\beta_1$$

$$c/d_e \leq 0.42$$

para  $\beta_1 = 0.85$   
 $c = 2.38 \text{ cm}$   
 $c/d_e = 0.012 \leq 0.42$  o.k.!

$A_s$  Minimo  
 La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 * M_{cr}$  y  $1.33 * M_u$  :

FORMULAS

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$

$f_r = 29.13 \text{ kg/cm}^2$   
 $S = 666666.667 \text{ cm}^3$   
 $1.2 * M_{cr} = 233 \text{ T-m}$   
 $1.33 * M_u = 52.78 \text{ T-m}$

El menor valor es 52.78 T-m y la cantidad de acero calculado 8.606 cm<sup>2</sup> entonces:

**M<sub>U</sub> = 68.92 T-m > 52.78 T-m o.k.!**

**USAR 1 Ø 1.59 cm @ 0.23 m o.k.!**

**C) REVISION DE LA PUNTA POR CORTE**

debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d<sub>v</sub> de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_U = q_U * (L_{punta} - d_v)$$

$$V_U = 4.891 \text{ T/m}$$

$$V_U = 4.891 \text{ T/m}$$

La cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi * V_n$$

$$\phi = 1.0$$

tenemos que:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_v = 1.00 \text{ m}$$

$$d_e = 191.7 \text{ cm}$$

$$a = 1.16 \text{ cm}$$

$$h = 2.00 \text{ m}$$

$$d_v = 191.1 \text{ cm} > \begin{cases} d_{v1} = 172.5 \text{ cm} \\ d_{v2} = 144.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_c = 146.8 \text{ T}$$

$$V_n = 146.8 \text{ T}$$

$$V_r = 146.8 \text{ T} > 4.891 \text{ T} \quad \text{o.k.!$$

NOTA:  
ϕ=1.00 , según el Art. 11.6.5.

FORMULAS

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 0.90 * d_e$$

$$d_{v2} = 0.72 * h$$

$$V_c = 0.083 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

$$V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$$

NOTA:  
*d<sub>v</sub> no debe ser menor que el mayor valor de: d<sub>v1</sub> y d<sub>v2</sub>*

NOTA:  
*siendo V<sub>n</sub> el menor valor entre V<sub>n1</sub> y V<sub>n2</sub>*

FORMULAS

$$V_r = \phi * V_n$$

**4.3. CALCULO DEL DISPOSITIVO DE APOYO**

**CALCULO DEL DISPOSITIVO DE APOYO**

**I. DATOS**

$P_D$	=	57497 kg	Carga Muerta
$P_L$	=	30856 kg	Carga Viva
$W$	=	0.5 m	Ancho de la viga
$L_{viga}$	=	27 m	Longitud de laViga
$\theta_s$	=	0.01 rad.	rotacion maxima del extremo del a viga
$\Delta T$	=	20 °C	Variacion maxima de la temperatura
$\Delta_{post}$	=	1 cm	acorazamiento pos tensado
$\Delta_{contr}$	=	0.2 cm	Contraccion del concreto
$G$	=	12 kg/cm <sup>2</sup>	modulo de cortante del elastomero
$F_y$	=	2531 kg/cm <sup>2</sup>	refuerzo de la placa
$\Delta F_{TH}$	=	1683 kg/cm <sup>2</sup>	

**II. CALCULO**

**a) Area del elastomero**

$P_T = 88352.3264 \text{ kg}$

$A_{req} = 788.86 \text{ cm}^2$

si sabemos que el ancho de la viga  $W = 50 \text{ cm}$

$L = 15.777 \text{ cm}$

adoptamos

$L = 20 \text{ cm}$  y  $W = 50 \text{ cm}$

$A = 1000 \text{ cm}^2 > 788.9 \text{ cm}^2$

FORMULAS

$$\sigma_s \leq 1.66 * G * S \leq 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s}$$

**b) factor de forma "S" minimo**

Carga Total

$\sigma_s \leq 1.66 * G * S \leq 112 \text{ kg/cm}^2$

\* calculomos el esfuerzo de compresion promedio en servicio debido a la carga total

$\sigma_s = 88.352 \text{ kg/cm}^2$

FORMULA

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A}$$

\*calculamos el factor de forma para la carga total

S = 4.44

FORMULA

$$S \geq \frac{\sigma_S}{1.66 * G}$$

Carga viva

$\sigma_L \leq 0.66 * G * S$

\* calculamos el esfuerzo de compresion promedio en servicio debido a la carga viva

$\sigma_L = 30.856 \text{ kg/cm}^2$

FORMULA

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A}$$

\*calculamos el factor de forma para la carga viva

S = 3.90

FORMULA

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{0.66 * G}$$

adoptamos el como el factor "S"

S = 4.44

**c) grosor de una capa interior del elastomero (h<sub>ri</sub>)**

para la carga total

$h_{ri} \leq 1.61 \text{ cm}$

Para la carga Viva

$h_{ri} \leq 1.83 \text{ cm}$

Grosor de la capa interior que adoptamos

$h_{ri} = 1.00 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

FORMULAS

$$S_1 = \frac{L * W}{2 * h_{ri}(L + W)}$$

$$h_{ri} \leq \frac{L * W}{2 * S(L + W)}$$

con este nuevo grosor de capa interior recalculamos el factor de forma

S = 7.14 > 4.44 ok!

FORMULA

$$S_1 = \frac{L * W}{2 * h_{ri}(L + W)}$$

**d) Numero de capas interiores de elastomero**

n = 3.88

FORMULAS

$$\sigma_S > G * S * \left(\frac{\theta_S}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

$$n > G * S * \left(\frac{\theta_S}{\sigma_S}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

apoyos rectangulares deformacion por cortante

$$n > 1.78$$

FORMULAS

$$\sigma_s < 1.875 * G * S * \left[ 1 - 0.20 * \left( \frac{\theta_s}{n} \right) * \left( \frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

$$n > \left[ -0.20 * \theta_s * \frac{\left( \frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\left( \frac{\sigma_s}{1.875 * G * S} - 1 \right)} \right]$$

adoptamos el numero de elastomero

$n = 4$

grosor de las 2 capas exteriores de de elastomero

$h_{ext} = 0.50 \text{ cm} = 5 \text{ mm} < 70\% \text{ de } 10 \text{ mm}$

e) Grosor total del elastomero

$h_{rt} = 50 \text{ mm}$

Acortamiento de viga

*Por temperatura*

$\alpha = 0.000108 \text{ } /^{\circ}\text{C (Concreto)}$

$\Delta T = 20 \text{ } ^{\circ}\text{C}$

$L_{viga} = 2700 \text{ cm}$

$\Delta_{temp} = 0.5832 \text{ cm}$

FORMULA

$$\Delta_{temp} = \alpha * \Delta T * L_{viga}$$

*Por postensado*

$\Delta_{post} = 1 \text{ cm}$

*Por contraccion de fragua*

$\Delta_{contr} = 0.2 \text{ cm}$

Acortamiento total de la viga

$\gamma = 1.2$

NOTA: "γ" Utilizamos en valor mayor de la tabla de COMBINACIONES DE CARGAS Y FACORES DE CARGA TU, CR, para deformaciones.

$\Delta_s = 2.14 \text{ cm}$

FORMULA

$$\Delta_s = \gamma * (\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{contr})$$

la deformacion por cortante tiene que cumplir

$h_{rt} = 5 \text{ cm}$

$2 * \Delta_s = 4.28 \text{ cm}$

FORMULA

$$h_{rt} \geq 2 * \Delta_s$$

$h_{rt} = 5 \text{ cm} \geq 2 * \Delta_s = 4.28 \text{ cm} \quad \text{ok!}$

**f) Capacidad de rotacion del apoyo**

Deflexion instantanea por compresion

$$\sigma_s = 88.352 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_s = 8.665 \text{ Mpa}$$

$$S = 7.14$$

De la Fig. seleccionamos

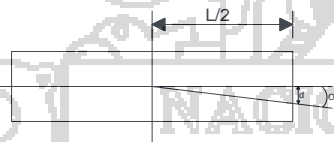
$$\epsilon_1 = 0.051$$

como

$$\delta = \sum \epsilon_i * h_{r_i}$$

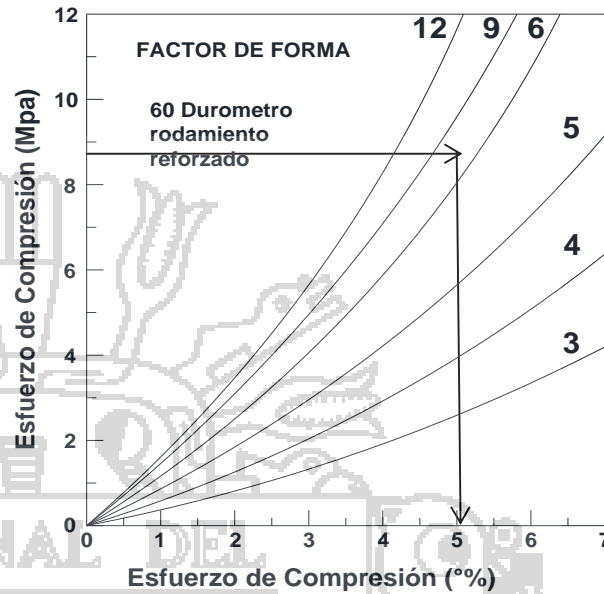
$$\delta = 0.255 \text{ cm}$$

capacidad de rotacion del apoyo



$$\theta_{max} = \frac{\delta}{L/2}$$

$$\theta_{max} = 0.0255 \text{ rad.} > \theta_s = 0.01 \text{ rad.} \quad \text{ok!}$$



**g) Estabilidad del elastomero**

$$A = 0.36$$

$$B = 0.27$$

$$A = \frac{1.92 * \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 * L}{W}}}$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) * (1 + \frac{L}{4 * W})}$$

el apoyo sera estable si

$$2 * A = 0.7155 > B = 0.27 \quad \text{No Cumple!}$$

$$\text{FORMULA} \quad 2 * A \leq B$$

tambien puede ser estable si

$$A - B = 0.09 > 0 \quad \text{No Cumple!}$$

$$\text{FORMULA} \quad A - B \leq 0$$

los apoyos rectangulares que no cumplen con las dos escuciones debe cumplir

$$\sigma_s \leq \frac{G * S}{2 * A - B}$$

$$\sigma_s = 88.352 \text{ kg/cm}^2 < \frac{G * S}{2 * A - B} = 190.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

**h) Calculo de placas de refuerzo en el elastomero**

En el estado limite de servicio

$$h_s = 0.1047 \text{ cm}$$

FORMULA

$$h_s \geq \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{F_y}$$

el el estado limite de fatiga

$$h_s = 0.0367 \text{ cm}$$

FORMULA

$$h_s \geq \frac{2 * h_{max} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

adoptamos

$$h_s = 0.2 \text{ cm} = 2 \text{ mm}$$

Numero de placas

$$n_2 = 5$$

el numero de placas de refuerzo

**i) Altura total del apoyo**

$$H = 60 \text{ mm}$$

**4.4. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA – PILAR CENTRAL**  
**4.4.1. METRADO DE CARGAS PARA EL PILAR**

**METRADO DE CARGAS PROVENIENTE DE LA SUBERESTRUCTURA**

- $L_{losa} = 4.10 \text{ m}$
- $L_{ver} = 0.75 \text{ m}$
- $L = 27.0 \text{ m}$
- $f_c = 27.46 \text{ Mpa}$
- $f_y = 411.9 \text{ Mpa}$
- $W_s = 7.85 \text{ Ton/m}^3$
- $W_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3$
- $W_{asf} = 2.20 \text{ Ton/m}^3$
- $W_{suelo} = 2.39 \text{ Ton/m}^3$
- $t_{ver} = 20.0 \text{ cm}$
- $t_{losa} = 20.0 \text{ cm}$
- $t_{asf} = 5.0 \text{ cm}$
- $A_v = 55.00 \text{ cm}^2$

**PREDIMENCIONAMIENTO**

**DATOS RELEVANTES DE LA SUPERESTRUCTURA**

$N^{\circ}_{apoyc} = 3.00$

$h_{viga} = 1.00 \text{ m}$

$L_{viga} = 5.60 \text{ m}$

$W_{viga} = 1.00 \text{ m}$

$L_{parap.} = 0.30 \text{ m}$

$H_{parap.} = 0.30 \text{ m}$

$h_{colum} = 7.00 \text{ m}$

$D_{colum} = 1.00 \text{ m}$

$\#_{colum} = 2.00 \text{ m}$

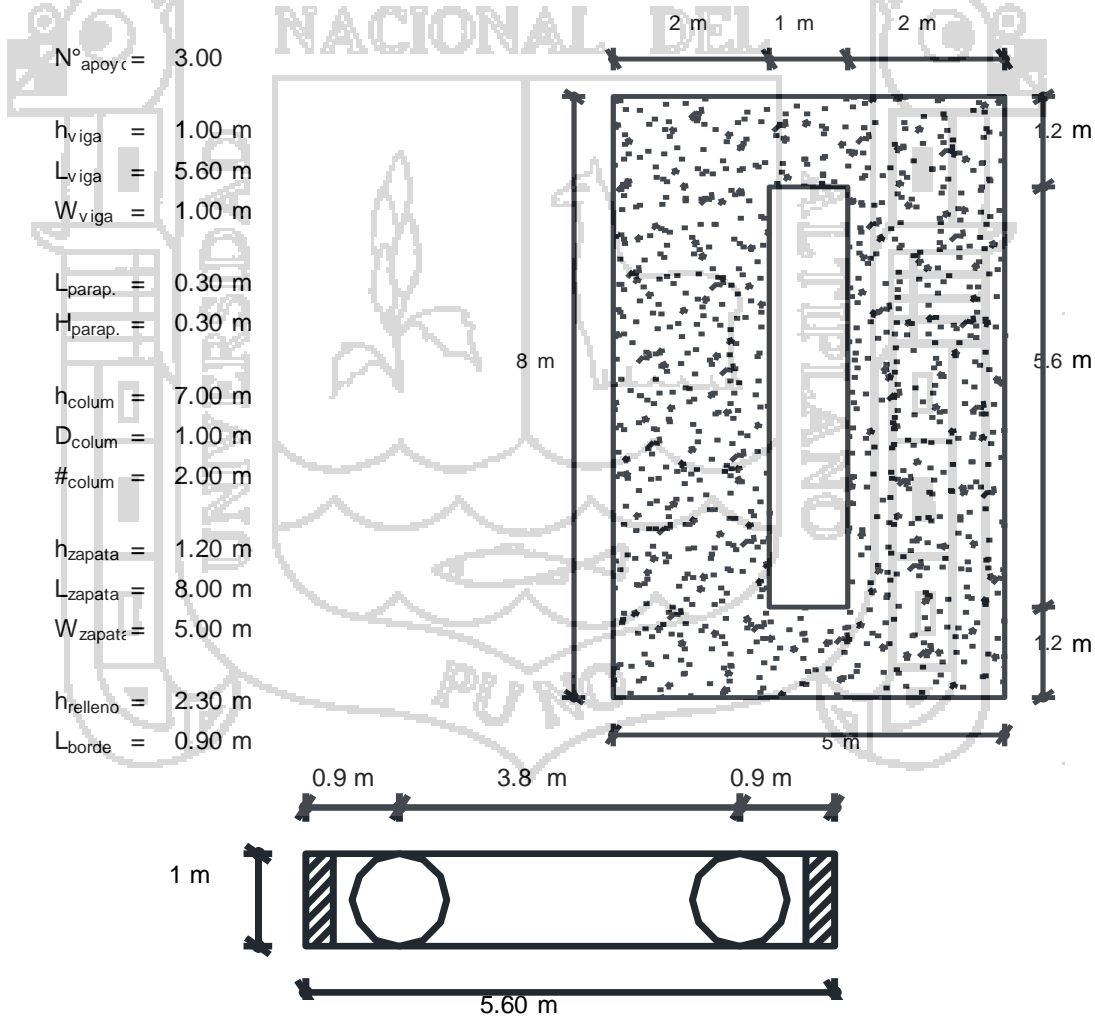
$h_{zapata} = 1.20 \text{ m}$

$L_{zapata} = 8.00 \text{ m}$

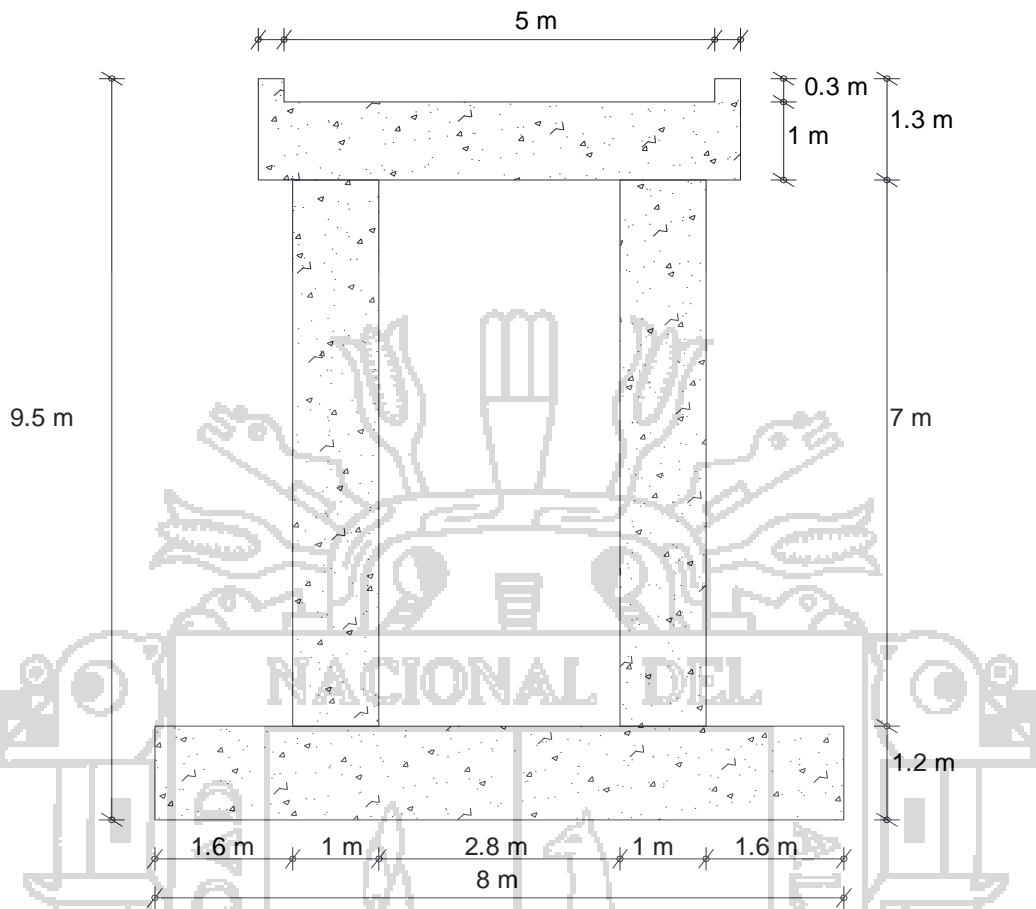
$W_{zapata} = 5.00 \text{ m}$

$h_{relleno} = 2.30 \text{ m}$

$L_{borde} = 0.90 \text{ m}$





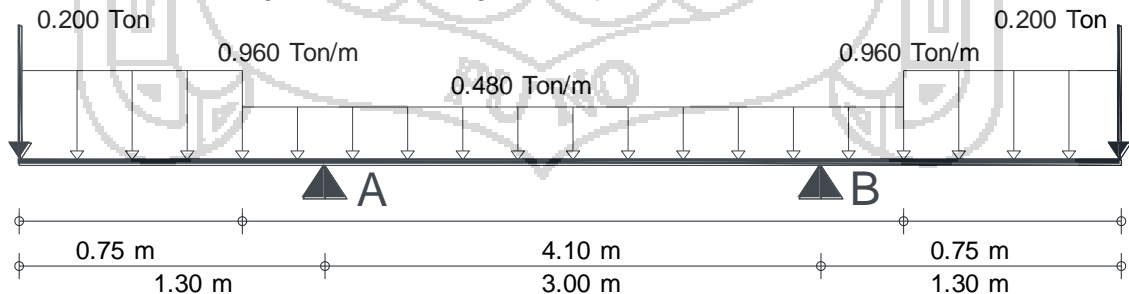


**1. CALCULO DE EFECTOS DE CARGA**

Calculo de efectos de carga muerta

$P_{losa}$	=	0.480	Ton/m	Peso de la losa
$P_{ver.}$	=	0.480	Ton/m	Peso de las veredas
$P_{barr.}$	=	0.200	Ton	Peso de la Baranda
$P_{viga}$	=	0.432	Ton	Peso de la viga metalica

Reacciones en las vigas debida a la carga muerta por metro de tablero



**2. CALCULO DEL PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC)**

Calculamos las reaciones

$R_a$	=	1.904	Ton
$R_b$	=	1.904	Ton

Reacciones a una longitud de 27.0 m

$$R_a = 51.41 \text{ Ton}$$

$$R_b = 51.41 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$R_{DC} = 102.8 \text{ Ton}$$

$$P_{DC} = 18.36 \text{ Ton/m}$$

### 3. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW)

Calculo de efectos de carga muerta

$$P_{\text{asfalto}} = 0.110 \text{ Ton/m} \quad \text{Peso de la losa}$$

Calculamos las reacciones

$$R_a = 0.226 \text{ Ton}$$

$$R_b = 0.226 \text{ Ton}$$

Reacciones a una longitud de 27.0 m

$$R_a = 6.089 \text{ Ton}$$

$$R_b = 6.089 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$R_{DW} = 12.18 \text{ Ton}$$

$$P_{DW} = 2.174 \text{ Ton/m}$$

### 4. CALCULO DEL PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUBERESTRUCTURA (PILAR)

Peso propio de la viga del pilar

$$h_{\text{viga}} = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{\text{viga}} = 5.60 \text{ m}$$

$$W_{\text{viga}} = 1.00 \text{ m}$$

$$DL_{\text{viga}} = 13.44 \text{ Ton}$$

Peso propio de la columna del pilar

$$h_{\text{column}} = 7.00 \text{ m}$$

$$D_{\text{column}} = 1.00 \text{ m}$$

$$\#_{\text{column}} = 2.00 \text{ m}$$

$$DL_{\text{colm}} = 26.39 \text{ Ton}$$

Peso propio de la zapata

$h_{zapata} = 1.20 \text{ m}$

$L_{zapata} = 8.00 \text{ m}$

$W_{zapata} = 5.00 \text{ m}$

$DL_{zap} = 115.2 \text{ Ton}$

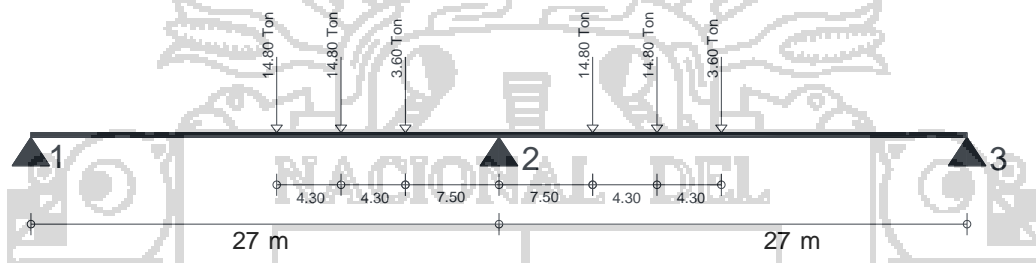
Altura del suelo por encima de la zapata:  
 Peso de suelo de relleno del pilar(PCA)

$h_{relleno} = 2.30 \text{ m}$

$D_{rell} = 211.6 \text{ Ton}$

**5. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL)**

**CALCULO DEL MOMENTO LONGITUDINAL (Mxx)**

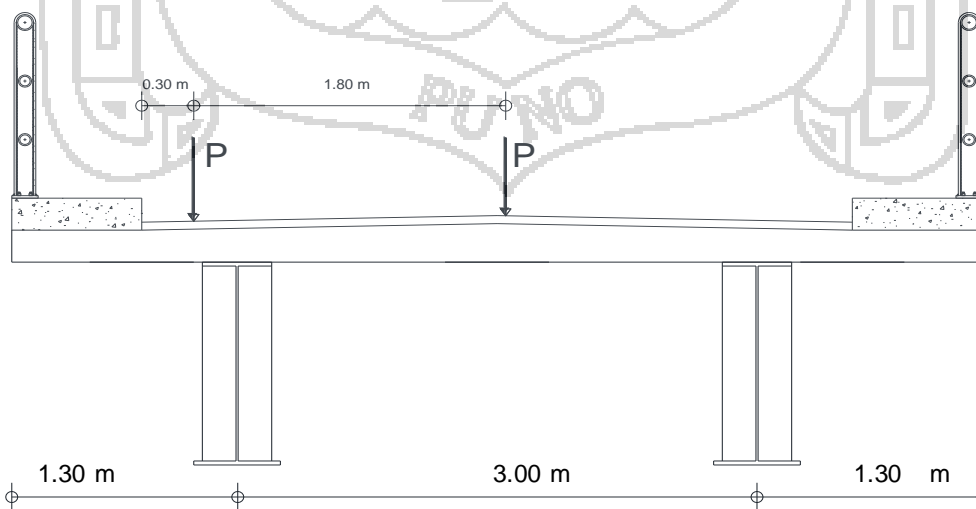


De las líneas de influencia se tiene;

- $M_{xx} = 151.674 \text{ Ton-m}$
- $R_1 = 10.303985 \text{ Ton}$
- $R_2 = 49.3594373 \text{ Ton}$
- $R_3 = 6.73657764 \text{ Ton}$

**ANALISIS TRANSVERSAMENTE Y CALCULANDO (Myy):**

Reacciones en las vigas debido a la carga viva sin impacto (sentido transversal)  
 Las reacciones en las vigas, para la cual la excentricidad es maxima, se calculan suponiend que la losa acuta como simplemente apoyada entre vigas:



Por lo tanto se tiene que las reacciones de los apoyos en el estribo es:

$$\begin{aligned} R_a &= 1.767 P &= & 0.883 P &= & 43.6 \text{ Ton} \\ R_b &= 0.233 P &= & 0.117 P &= & 5.759 \text{ Ton} \\ \\ M_{YY} &= 113.5 \text{ Ton-m} && R_{LL} &= & 49.36 \text{ Ton} \\ &&& P_{LL} &= & 8.814 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

### 6. CARGA DE IMPACTO (IM)

$$P_{IM} = 2.909 \text{ Ton/m}$$

$$P_{LL+IM} = 11.72 \text{ Ton/m}$$

### 7. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR)

La fuerza del frenado se debe tomar como:

- 25% de los pesos por eje del camion de diseño

la fuerza de frenado se calcula en funcion al numero de carriles de diseño en la misma direccion para el presente diseño se supondra de manera conservadora que en el futuro el puente puede tener trafico exclusivamnete en una direccion por lo tanto todos y cada uno de los carriles de diseño deben estar cargados simultaneamente para el calculo de la fuerza de frenado gobernante.

- 25% de los pesos por eje del camion de diseño

$$BR = (0.25 * (3.6 \text{ Ton} + 14.8 \text{ Ton} + 14.8 \text{ Ton}))$$

$$BR = 8.30 \text{ Ton}$$

$$H_{BR} = 1.80 \text{ m}$$

Según las especificaciones la fuerza defrenado se debe aplicar horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

Calculo de los momentos para la base de la columna:

$$H_1 = 11.40 \text{ m}$$

$$M_{x-x_1} = 94.62 \text{ Ton-m}$$

Calculo de los momentos para la base de la zapata:

$$H_2 = 12.60 \text{ m}$$

$$M_{x-x_2} = 104.6 \text{ Ton-m}$$

### 8. CARGAS DE VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

Carga de viento horizontal

Antes de calcular la carga de viento sobre la superestructura, la estructura debe ser verificada para la estabilidad aeroelastica. Si la relacion longitudinal del tramo/ ancho o la altura es superior a 30 se consideran sensibles al viento y las cargas de viento de diseño deberian ser basadas en estudios de tunel de viento.

$$L_{tramo} = 27.00 \text{ m}$$

$$w_{Losa} = 5.60 \text{ m}$$

$$h_{Losa} = 1.60 \text{ m}$$

$$L/w = 4.821 < 30.00$$

ok, No es necesario verificar por inestabilidad aeroelastica

$$L/h = 16.88 < 30.00$$

ok, No es necesario verificar por inestabilidad aeroelastica



La longitud tributaria para la carga de viento que se aplica en el apoyo central de la superestructura en la dirección transversal será de la mitad de la longitud de los tramos concurrentes al apoyo.

$$h_{Losa} = 1.60 \text{ m}$$

$$L_{viento} = 27.00 \text{ m}$$

La superficie de aplicación del viento es:

$$A_{viento} = 43.20 \text{ m}^2 \quad \text{En la dirección transversal}$$

La longitud tributaria para la carga de viento que se aplica en el apoyo central de la superestructura en la dirección longitudinal será de la mitad de la longitud de los tramos concurrentes al apoyo.

$$h_{Losa} = 1.60 \text{ m}$$

$$L_{viento} = 27.00 \text{ m} \quad \text{En la dirección longitudinal}$$

La superficie de aplicación del viento es:

$$A_{viento} = 43.20 \text{ m}^2 \quad \text{En la dirección longitudinal}$$

Calculo de la carga de viento no factorada

$$V_{DZ} = 2.5 * V_o * \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) * \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right)$$

Datos

$$V_o = 13.2 \text{ km/h}$$

$$V_{10} = 160 \text{ km/h}$$

$$V_B = 160 \text{ km/h}$$

$$Z = 10 \text{ m}$$

$$Z_o = 0.07 \text{ m}$$

Entonces

$$V_{DZ} = 163.7 \text{ km/h}$$

Calculo de la presión de viento sobre la estructura

$$P_D = P_B * \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B * \left(\frac{V_{DZ}^2}{25600}\right)$$

$$P_B = 245 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces

$$P_D = 256.6 \text{ Kg/m}^2$$

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 449 kg/m en componente de vigas Si tenemos que la altura total de la losa es:

$$h_{Losa} = 1.60 \text{ m}$$

$$W = 410.5 \text{ kg/m} < 449 \text{ kg/m} \quad \text{Tomar como Valor } W = 450 \text{ kg/m}$$

$$W = 450 \text{ kg/m}$$

**DONDE:**  
 $V_{DZ}$  = Velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h)  
 $V_o$  = Velocidad de fricción (km/h)  
 $V_{10}$  = Velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h)  
 $V_B$  = Velocidad básica del viento igual 160 km/h a una altura de 10 m  
 $Z_o$  = Longitud de fricción del campo de viento aguas arriba (m)  
 $Z$  = Altura de la estructura > 10 m

Tabla 3.4.6. Valores de  $V_o$  y  $Z_o$

CONDICION	TERRENO ABIERTO	AREA SUBURBANA	AREA URBANA
$V_o$ (km/h)	13.2	17.6	19.3
$Z_o$ (m)	0.07	1.00	2.50

Tabla 3.4.7. Presiones básicas  $P_B$  correspondientes a  $V_B = 160$  (km/h)

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO (kg/m <sup>2</sup> )	CARGA A SOTAVENTO (kg/m <sup>2</sup> )
Reticulados, columnas y arcos	245	122
Vigas	245	No aplicable
Grandes superficies planas	194	No aplicable

la carga de viento en la superestructura actuante sobre el apoyo depende del angulo de ataque del viento. El angulo de ataque se mide desde una linea perpendicular al eje longitudinal de la viga.

Tabla 3.4.8.  $P_B$  Para diferentes ángulos de ataque

ANGULO DE OBLICUIDAD DEL VIENTO (°)	RETICULADOS, COLUMNAS Y ARCOS		VIGAS	
	$kg/m^2$ CARGA LATERAL	$kg/m^2$ CARGA LONGITUDINAL	$kg/m^2$ CARGA LATERAL	$kg/m^2$ CARGA LONGITUDINAL
0	367	0	245	0
15	347	61	214	31
30	316	133	204	61
45	235	204	163	82
60	112	245	82	92

Cargas de viento de diseño en la superestructura para varios angulos de ataque del viento.

ANGULO DE OBLICUIDAD DEL VIENTO (°)	VIGAS	
	(Kg) CARGA LATERAL	(kg) CARGA LONGITUDINAL
0	10584	0
15	9244.8	1339.2
30	8812.8	2635.2
45	7041.6	3542.4
60	3542.4	3974.4

La carga de viento longitudinal total que se muestra en el cuadro anterior se asume que se dividira en partes iguales en los apoyos. Ademas las cargas en cada apoyo se supone que es aplicado en la parte superior del apoyo, de la misma forma que las fuerzas de frenado longitudinal.

$$W_{SL_{total}} = 3974.4 \text{ kg}$$

$$W_{SL_{apoyo}} = 1324.8 \text{ kg}$$

La carga de viento transversal total que se muestra en el cuadro anterior se asume que se dividira en partes iguales en los apoyos. Ademas las cargas en cada apoyo se supone que es aplicado en la parte superior del apoyo.

$$W_{ST_{total}} = 10584 \text{ kg}$$

$$W_{ST_{apoyo}} = 3528 \text{ kg}$$

Calculo de los momentos para la base de la columna

$$h_{trans} = 8.80 \text{ m}$$

$$h_{long} = 8.80 \text{ m}$$

$$M_{y-y} = 93.14 \text{ Ton-m}$$

$$M_{x-x} = 34.97 \text{ Ton-m}$$

Calculo de los momentos para la base del cimiento

$$h_{trans} = 10.00 \text{ m}$$

$$h_{long} = 10.00 \text{ m}$$

$$M_{y-y} = 105.8 \text{ Ton-m}$$

$$M_{x-x} = 39.74 \text{ Ton-m}$$

**9. CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS VEHICULOS**

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se aplicara tanto a las estructuras como a los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil del 149 kg/m actuando normal a la calzada y 1.80 m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura

Si el viento sobre los vehículos no es normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como:

Componentes del viento sobre la Sobrecarga Viva

ANGULO DE OBLICUIDAD RESPECTO A LA NORMAL A LA SUPERFICIE (°)	COMPONENTE NORMAL (kg/m)	COMPONENTE PARALELO (kg/m)
0	149	0
15	131	18
30	122	36
45	98	48
60	51	56

La carga de viento se basa en una larga fila de vehiculos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria. Esta carga de viento solo se deberia aplicar a las zonas de influencia, en nuestro caso sera de la mitad de la longitud de los tramos que concurren al apoyo.

$$L_{vientoT} = 27.00 \text{ m}$$

$$L_{vientoL} = 27.00 \text{ m}$$

ANGULO DE OBLICUIDAD RESPECTO A LA NORMAL A LA SUPERFICIE (°)	COMPONENTE TRANSVERSAL (kg/m)	COMPONENTE LONGITUDINAL (kg/m)
0	4023	0
15	3537	486
30	3294	972
45	2646	1296
60	1377	1512

La carga de viento longitudinal total que se muestra en el cuadro anterior se asume que se dividira en partes iguales en los apoyos.

$$WSL_{total} = 1512 \text{ kg}$$

$$WSL_{apoyo} = 504.00 \text{ kg}$$

La carga de viento transversal total que se muestra en el cuadro anterior se asume que se dividira en partes iguales en los apoyos.

$$WST_{total} = 4023 \text{ kg}$$

$$WST_{apoyo} = 1341.00 \text{ kg}$$

Calculo de los momentos para la base de la columna

$$h_{trans} = 11.40 \text{ m}$$

$$h_{long} = 12.60 \text{ m}$$

$$My-y = 45.86 \text{ Ton-m}$$

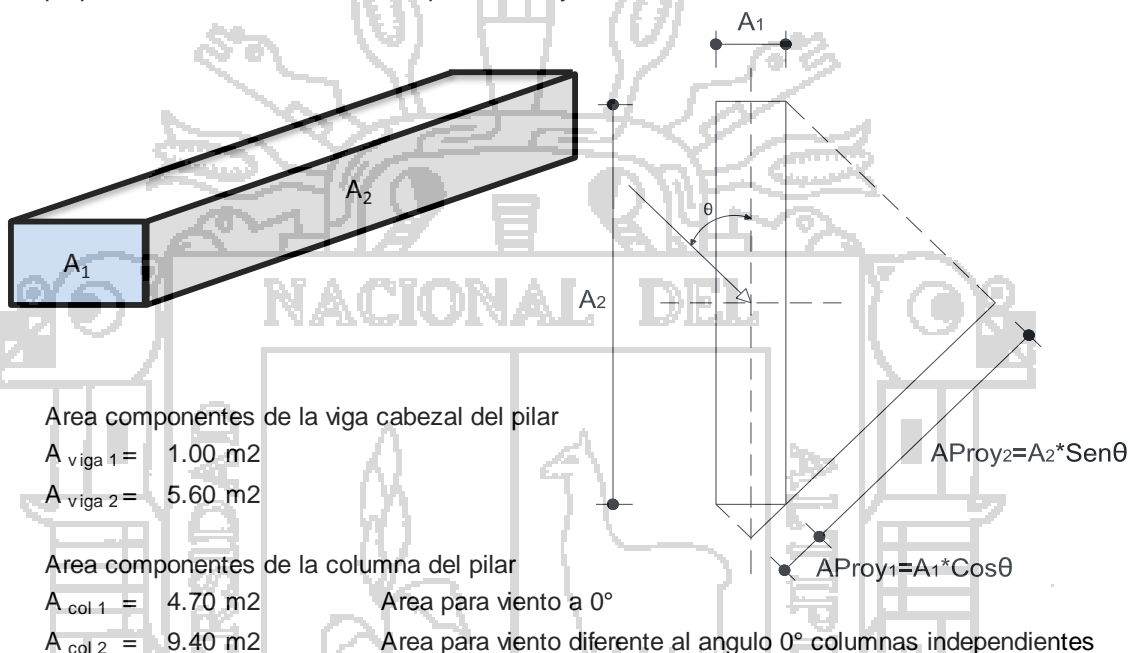
$$Mx-x = 19.05 \text{ Ton-m}$$

Calculo de los momentos para la base del cimiento

- $h_{trans} = 12.60 \text{ m}$
- $h_{long} = 12.60 \text{ m}$
- $M_{y-y} = 50.69 \text{ Ton-m}$
- $M_{x-x} = 19.05 \text{ Ton-m}$

**10. CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS VEHICULOS**

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 194 kg/m<sup>2</sup>. Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posteriores y frontales de la subestructura.



Areas proyectadas para diferentes angulos de ataque del viento

ANGULO DE OBLICUIDAD RESPECTO A LA NORMAL A LA SUPERFICIE (°)	AREA PROYECTADA DE LA VIGA CABEZAL DEL PILAR (m <sup>2</sup> )	AREA PROYECTADA DE LA COLUMNA DEL PILAR (m <sup>2</sup> )	SUMATORIA
0	1.000	4.700	5.700
15	2.415	9.400	11.815
30	3.666	9.400	13.066
45	4.667	9.400	14.067
60	5.350	9.400	14.750

ANGULO DE OBLICUIDAD RESPECTO A LA NORMAL A LA SUPERFICIE (°)	CARGA DEL VIENTO TOTAL (kg)	FUERZA TRANSVERSAL (kg)	FUERZA LONGITUDINAL (kg)
0	1105.800	1105.800	0.000
15	2292.171	2214.067	593.257
30	2534.809	2195.209	1267.404
45	2728.980	1929.680	1929.680
60	2861.450	1430.725	2478.088



La fuerza longitudinal es:

$$W_{LL} = 2478.088 \text{ kg}$$

La fuerza transversal es:

$$W_{LT} = 2214.067 \text{ kg}$$

Calculo de los momentos para la base de la columna

$$h_{trans} = 5.15 \text{ m}$$

$$h_{long} = 5.71 \text{ m}$$

$$M_{y-y} = 12.65 \text{ Ton-m}$$

$$M_{x-x} = 12.76 \text{ Ton-m}$$

Calculo de los momentos para la base del ciminetto

$$h_{trans} = 6.91 \text{ m}$$

$$h_{long} = 6.35 \text{ m}$$

$$M_{y-y} = 15.31 \text{ Ton-m}$$

$$M_{x-x} = 15.74 \text{ Ton-m}$$

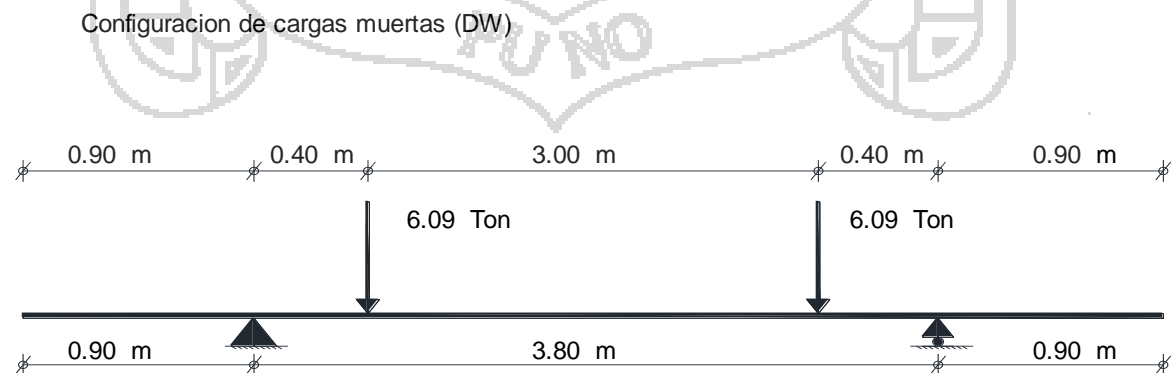
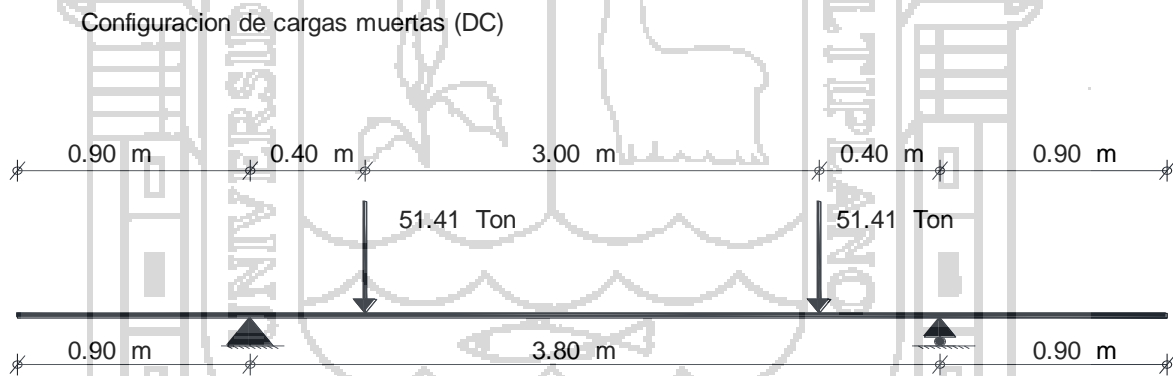
#### 4.4.2. RESUMEN DE CARGAS PARA EL DISEÑO DEL PILAR

**RESUMEN DE CARGAS PARA EL DISEÑO DEL PILAR**

**RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS CON RESPECTO A LA BASE DEL CIMINETO**

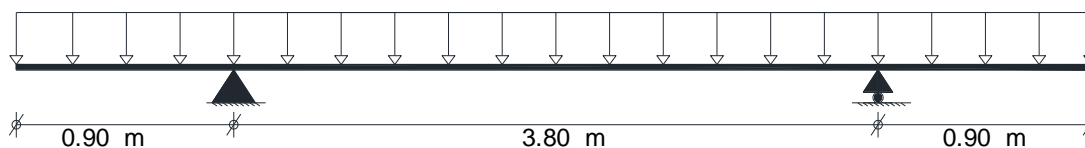
FUERZA (Ton)	MOMENTOS X-X (Ton-m)	MOMENTOS Y-Y (Ton-m)
DC = 366.667		
DC = 102.816		
DW = 12.177		
LL = 49.359	MA <sub>LL</sub> = 151.674	MA <sub>LL</sub> = 113.527
WS <sub>X1</sub> = 2.214	MA <sub>WS1</sub> = 15.736	MA <sub>WS1</sub> = 15.308
WS <sub>Y1</sub> = 2.478		
WS <sub>X2</sub> = 10.584	MA <sub>WS2</sub> = 39.744	MA <sub>WS2</sub> = 105.840
WS <sub>Y2</sub> = 3.974		
WL <sub>X</sub> = 4.023	MA <sub>WL</sub> = 19.051	MA <sub>WL</sub> = 50.690
WL <sub>Y</sub> = 1.512		
BR = 8.300	MA <sub>BR</sub> = 104.580	

**CONFIGURACION DE LA VIGA CABEZAL PARA EL PILAR**

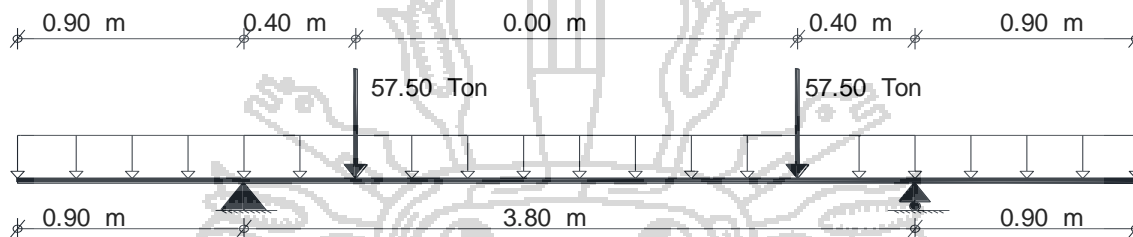


Peso propio de la viga cabezal (DC)

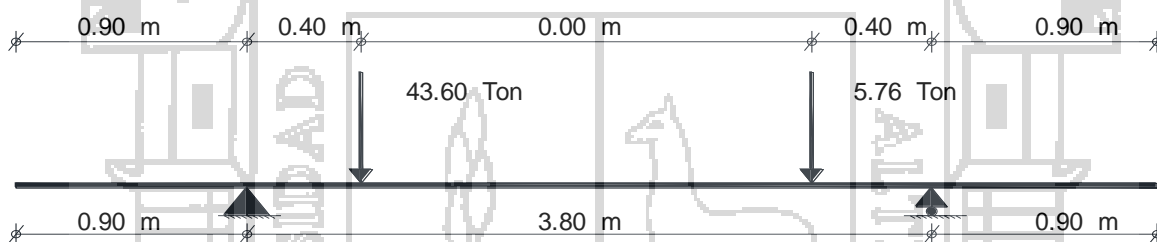
$$w = 2.4 \text{ Ton/m}$$



RESUMEN DE CARGAS MUERTAS



RESUMEN DE LA CARGA VIVA



Del analisis estructural en el software SAP2000, se tiene los momentos:

- Momento positivo maximo de la carga muerta  $M_{max} = 26.36 \text{ Ton-m}$
- Momento negativo maximo de la carga muerta  $M_{max} = 0.97 \text{ Ton-m}$
- Cortante maximo para la carga muerta  $V_{max} = 62.06 \text{ Ton}$
- Momento positivo maximo de la carga viva  $M_{max} = 15.85 \text{ Ton-m}$
- Momento negativo maximo de la carga viva  $M_{max} = 0.02 \text{ Ton-m}$
- Cortante maximo para la carga viva  $V_{max} = 39.62 \text{ Ton}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS

Calculo de momento positivo

Estado limite de resistencia I con,  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_u = n * [1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LL}]$$

$$M_u = 60.69 \text{ Ton-m}$$

Calculo del momento negativo

Estado limite de resistencia I con,  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_u = n * [1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LL}]$$

$$M_u = 1.248 \text{ Ton-m}$$

Estado limite de servicio I, con  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$M_u = n * [1.00 * M_{DC} + 1.00 * M_{LL}]$$

$M_U = 42.21 \text{ Ton-m}$

CALCULO DE LA CORTANTE

Estado limite de resistencia I con,  $n = n_D * n_R * n_I = 1.00$

$$V_u = n * [1.25 * V_{DC} + 1.75 * V_{LL}]$$

$V_U = 146.9 \text{ Ton}$

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS CON RESPECTO A LA BASE DE LA COLUMNA

FUERZA (Ton)		MOMENTOS X-X (Ton-m)		MOMENTOS Y-Y (Ton-m)	
DC	= 366.667				
DC	= 102.816				
DW	= 12.177				
LL	= 49.359	MA <sub>LL</sub>	= 151.674	MA <sub>LL</sub>	= 113.527
WS <sub>X1</sub>	= 2.214	MA <sub>WS1</sub>	= 12.762	MA <sub>WS1</sub>	= 12.651
WS <sub>Y1</sub>	= 2.478				
WS <sub>X2</sub>	= 10.584	MA <sub>WS2</sub>	= 34.975	MA <sub>WS2</sub>	= 93.139
WS <sub>Y2</sub>	= 3.974				
WL <sub>X</sub>	= 4.023	MA <sub>WL</sub>	= 19.051	MA <sub>WL</sub>	= 45.862
WL <sub>Y</sub>	= 1.512				
BR	= 8.300	MA <sub>BR</sub>	= 94.620		

FUERZA FACTORADA X-X

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	ΣP <sub>X1</sub> V <sub>X1</sub> (Ton)
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			
V (Ton)	366.67	102.8	12.18	49.36	2.21	10.58	4.02	8.30	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	531.35
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	706.02
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	434.60
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	633.95
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	547.18

FUERZA FACTORADA Y-Y

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma P_{Y1}$ V <sub>Y1</sub> (Ton)
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			
V (Ton)	366.67	102.8	12.18	49.36	2.48	3.97	1.51	8.30	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	330.00	92.5	7.9	86.4	0.0	0.0	0.0	14.5	531.35
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	458.33	128.5	18.3	86.4	0.0	0.0	0.0	14.5	706.02
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	
	330.00	92.53	7.92	0.00	0.00	0.00	0.00	4.15	434.60
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	
	458.33	128.5	18.3	24.7	0.0	0.0	0.0	4.2	633.95
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	
	366.67	102.8	12.2	49.4	0.7	1.2	1.5	8.3	542.77

MOMENTO FACTORADA X-X

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma M_{X1}$ M <sub>X1</sub> (Ton-m)
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			
M (Ton-m)	0.00	0.0	0.00	151.7	12.76	34.97	19.05	94.62	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	265.4	0.0	0.0	0.0	165.6	431.01
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	265.4	0.0	0.0	0.0	165.6	431.01
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.31	47.31
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.0	0.0	75.8	0.0	0.0	0.0	47.3	123.15
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	
	0.00	0.0	0.0	151.7	3.8	10.5	19.1	94.6	279.67

MOMENTO FACTORADA Y-Y

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma M_{Y1}$ M <sub>Y1</sub> (Ton-m)
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			
M (Ton-m)	0.00	0.0	0.00	113.5	12.65	93.14	45.86	0.00	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	198.7	0.0	0.0	0.0	0.0	198.67
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	198.7	0.0	0.0	0.0	0.0	198.67
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.0	0.0	56.8	0.0	0.0	0.0	0.0	56.76
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	
	0.00	0.0	0.0	113.5	3.8	27.9	45.9	0.0	191.13

Se toman las combinaciones mas desfavorables:

PLANO PORTICO

V<sub>u</sub> = 706.02 Ton  
 M<sub>u</sub> = 431.01 Ton-m  
 M<sub>ud</sub> = 279.67 Ton-m

PLANO TRANSVERSAL

V<sub>u</sub> = 706.02 Ton  
 M<sub>u</sub> = 198.67 Ton-m  
 M<sub>ud</sub> = 198.67 Ton-m

$V_u = 353.01$  Ton  
 $M_u = 215.51$  Ton-m  
 $M_{ud} = 139.83$  Ton-m

$V_u = 353.01$  Ton  
 $M_u = 99.34$  Ton-m  
 $M_{ud} = 99.34$  Ton-m

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS CON RESPECTO A LA BASE DE LA COLUMNA

FUERZA (Ton)	MOMENTOS X-X (Ton-m)	MOMENTOS Y-Y (Ton-m)
DC = 366.667		
DC = 102.816		
DW = 12.177		
LL = 49.359	$MA_{LL} = 151.674$	$MA_{LL} = 113.527$
$WS_{X1} = 2.214$	$MA_{WS1} = 15.736$	$MA_{WS1} = 15.308$
$WS_{Y1} = 2.478$		
$WS_{X2} = 10.584$	$MA_{WS2} = 39.744$	$MA_{WS2} = 105.840$
$WS_{Y2} = 3.974$		
$WL_X = 4.023$	$MA_{WL} = 19.051$	$MA_{WL} = 50.690$
$WL_Y = 1.512$		
BR = 8.300	$MA_{BR} = 104.580$	

FUERZA FACTORADA X-X

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma P_{X1}$
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			
V (Ton)	366.67	102.8	12.18	49.36	2.21	10.58	4.02	8.30	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	531.35
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	706.02
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	434.60
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	633.95
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	547.18

FUERZA FACTORADA Y-Y

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma P_{Y1}$
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			V <sub>Y1</sub> (Ton)
V (Ton)	366.67	102.8	12.18	49.36	2.48	3.97	1.51	8.30	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	330.00	92.5	7.9	86.4	0.0	0.0	0.0	14.5	531.35
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	458.33	128.5	18.3	86.4	0.0	0.0	0.0	14.5	706.02
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	
	330.00	92.53	7.92	0.00	0.00	0.00	0.00	4.15	434.60
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	
	458.33	128.5	18.3	24.7	0.0	0.0	0.0	4.2	633.95
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	
	366.67	102.8	12.2	49.4	0.7	1.2	1.5	8.3	542.77

MOMENTO FACTORADA X-X

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma M_{X1}$
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			M <sub>X1</sub> (Ton-m)
M (Ton-m)	0.00	0.0	0.00	151.7	15.74	39.74	19.05	104.6	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	265.4	0.0	0.0	0.0	183.0	448.44
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	265.4	0.0	0.0	0.0	183.0	448.44
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52.29	52.29
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.0	0.0	75.8	0.0	0.0	0.0	52.3	128.13
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	
	0.00	0.0	0.0	151.7	4.7	11.9	19.1	104.6	291.95

MOMENTO FACTORADA Y-Y

TIPO	DC		DW	LL	WS		WL	BR	$\Sigma M_{Y1}$
	DC <sub>1</sub>	DC <sub>2</sub>			WS <sub>1</sub>	WS <sub>2</sub>			M <sub>Y1</sub> (Ton-m)
M (Ton-m)	0.00	0.0	0.00	113.5	15.31	105.8	50.69	0.00	
Resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	198.7	0.0	0.0	0.0	0.0	198.67
Resistencia lb	1.25	1.25	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75	
	0.00	0.0	0.0	198.7	0.0	0.0	0.0	0.0	198.67
Ev. Extremo la	0.90	0.90	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ev. Extremo lb	1.25	1.25	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	
	0.00	0.0	0.0	56.8	0.0	0.0	0.0	0.0	56.76
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	
	0.00	0.0	0.0	113.5	4.6	31.8	50.7	0.0	200.56

Se toman las combinaciones mas desfavorables:

PLANO PORTICO

V<sub>u</sub> = 706.02 Ton

M<sub>x-x</sub> = 448.44 Ton-m

PLANO TRANSVERSAL

V<sub>u</sub> = 706.02 Ton

M<sub>uy-y</sub> = 200.56 Ton-m

4.4.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA CABEZAL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA CABEZAL**

- L = 27000 mm
- r = 5.00 cm                      recubrimiento
- $f_y$  = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- $f'_c$  = 210 kg/cm<sup>2</sup>
- $\emptyset$  = 0.90                      Para el estado de resistencia i
- ancho = 1.00 m
- N° apoyos = 3.00
- $h_{viga}$  = 1.00 m
- $L_{viga}$  = 5.60 m
- $W_{viga}$  = 1.00 m
- $H_{vig-uñe}$  = 0.00 m
- N° est = 4.00                      Numero de ramales en estribos
- $h_{column}$  = 7.00 m
- $D_{column}$  = 1.00 m
- #column = 2.00 m
- $h_{zapata}$  = 1.20 m
- $L_{zapata}$  = 8.00 m
- $W_{zapata}$  = 5.00 m
- $h_{relleno}$  = 2.30 m

**A) CARGAS EN LA BASE DE PANTALLA**

- Mu = 1.248 T-m    (Estado de Resistencia I)
- Mu = 60.69 T-m    (Estado de Resistencia I)
- Ms = 42.21 T-m    (Estado de servicio I)
- Vu = 146.9 T        (Estado de Resistencia I)

**B) ACERO POR FLEXION**

- Seccion propuesta:
- Mu = 1.248 T-m
  - Mu = 60.69 T-m

Seleccione los diametros del acero de refuerzo

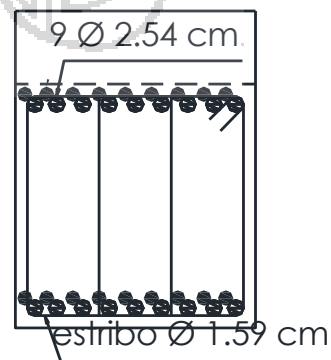
ACERO DE REFUERZO

N°var = 9.00

Dac = 2.54 cm

ACERO DEL ESTRIBO

Dac = 1.588 cm





RECUBRIMIENTO MINIMO

rec = 5.00 cm

z = 7.858 cm

d<sub>e</sub> = 92.14 cm

A<sub>s</sub> = 45.6 cm<sup>2</sup>

FORMULAS

$$Z = r + D_{\text{acero}} / 2$$

$$d_e = h_{(\text{viga})} - Z$$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

a = 10.73 cm

M<sub>u</sub> = 149.59 T-m

M<sub>u</sub> = 150 T-m > 1.248 T-m **o.k.**  
 > 60.69 T-m **o.k.**

FORMULAS

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

A<sub>s</sub> Maximo

Una seccion no sobre reforzada cumple con:  $c/d_e \leq 0.42$

para  $\beta_1 = 0.85$

c = 12.6 cm

$c/d_e = 0.137 \leq 0.42$  **o.k.!**

FORMULAS

$$c = a / \beta_1$$

$$c/d_e \leq 0.42$$

A<sub>s</sub> Minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 * M_{cr}$  y  $1.33 * M_u$ :

f<sub>r</sub> = 29.13 kg/cm<sup>2</sup>

S = 166666.667 cm<sup>3</sup>

1.2 \* M<sub>cr</sub> = 58.26 T-m

1.33 \* M<sub>u</sub> = 1.659 T-m

FORMULAS

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$

El menor valor es 1.659 T-m y la cantidad de acero calculado 45.60 cm<sup>2</sup> entonces:

**M<sub>u</sub> = 150 T-m > 1.659 T-m o.k.!**

**USAR 1 ∅ 2.54 cm @ 0.09 m o.k.!**

**D) REVISION DE FISURAS POR DISTRIBUCION DE ARMADURAS (Art. 5.7.3.4)**

Esfuerzo maximo del acero:

$$f_s = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 * f_y$$

Para el acero principal:

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2}$$

$d_c = 6.27 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$n_b = 9.00$

$A = \frac{(2 * d_c) * b}{n_v}$  Segun el Art. 5.7.3.4

$A = 139.3 \text{ cm}^2$

$Z = 30000 \text{ N/mm}$

$Z = 30592 \text{ kg/cm}$

Ahora calculamos el Esfuerzo maximo en el acero

$f_{sa} = 3200 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 * f_y$

$f_{sa} = 3200 \text{ kg/cm}^2 \geq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s * c}{I} * n$$

Para el diseño por estado limite de servicio I,

$M_s = 42.21 \text{ T-m/m}$

Para un ancho triburario de 1.00 m

$M_s = 42.21 \text{ T-m}$

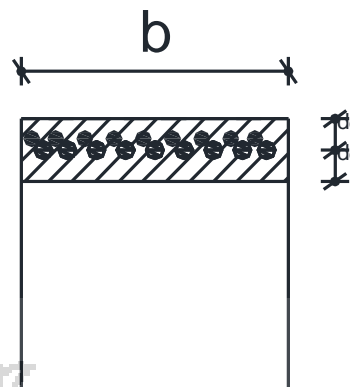
Calculamos el valor de n

$E_c = 222356 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

$E_s = 2039580 \text{ kg/cm}^2$

$n = 9.17$



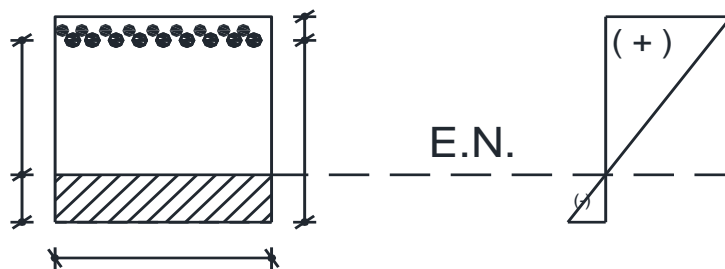
**DONDE:**  
*b = Espaciamiento del acero*  
*n<sub>v</sub> = Numero de varillas por seccion*

**FORMULAS**  
 $A = \frac{(2 * d_c) * b}{n_v}$

**NOTA:**  
*Z = 30000 N/mm (considerando expocion moderada Art. 5.7.3.4.)*

**FORMULAS**  
 $f_s = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 * f_y$

**FORMULAS**  
 $E_s = 15344 * \sqrt{f'_c}$   
 $E_c = 200000 \text{ Mpa}$   
 $n = \frac{E_s}{E_c}$



Area del acero transformada

$$A_{st} = \text{Relacion modular} * \text{Area de acero}$$

$$A_{st} = 418.3 \text{ cm}^2$$

FORMULAS

$$A_{st} = n * A_{acero}$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar "y":

$$d_e = 92.14 \text{ cm}$$

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

$$= 0.000$$

FORMULAS

$$b * y * (y/2) = A_{st} * (d_e - y)$$

$$y = 23.89 \text{ cm}$$

$$c = 68.25 \text{ cm}$$

NOTA:

Calcular manualmente el valor "y"

inercia respecto del eje neutro de la seccion transformada

$$I = 2403123.26 \text{ cm}^4$$

FORMULAS

$$I = A_s * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

calculamos el esfuerzo de lacero bajo cargas de servicio

$$f_s = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

FORMULAS

$$f_s = \frac{M_s * c}{I} * n$$

$$f_s = 1100 \text{ kg/cm}^2 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

**C) As DE TEMPERATURA**

$$A_{s \text{ temp}} = 18 \text{ cm}^2$$

FORMULAS

$$A_{s \text{ temp}} = 0.756 * \frac{A_g}{F_y} \text{ [SI]}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * A_g \text{ [MKS]}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 9.00 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

utilizamos varillas de As = diametro

# varillas = 2.00

utilizamos varillas de As = diametro

# varillas = 2.00

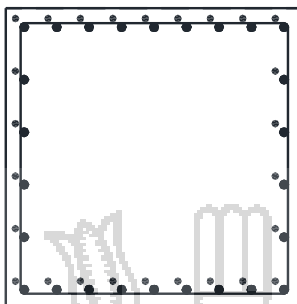
$$A_{s \text{ temp}} = 9.66 \text{ cm}^2$$

La distancia  $S_0$  calculada para el acero de temperatura tiene que ser menor al menor valor de:

$$S_{max} = 3 * t = 300 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

**NOTA:**  
 $S_{max} = 0.45m$  según (Art. 5.10.8)  
 $S_{max} = 3*h$  según (Art. 5.10.8)



**D) ARMADURA SUPERFICIAL PARA LIMITAR LA FISURA DEL ALMA**

$$0.001 * (d_g - 760) = 0.161 \text{ mm}^2/\text{mm de altura}$$

$$\frac{A_s + A_{ps}}{1200} = 3.80 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sk} \geq 0.001 * (d_g - 760) \leq \left( \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \right)$$

$$A_{sk} \geq 0.161 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm de altura}} \leq 3.80 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sk} \geq 0.016 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm de altura}}$$

**NOTA:**  
 $A_s$  = Area de la armadura de tracción (mm)  
 $A_p$  = Area del acero de pre-esfuerzo

$A_{sk}$  requerida por cara:

$$A_{sk} \geq 0.016 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm de altura}} \times 100 \text{ cm} = 1.614 \text{ cm}^2$$

suministrado:

$$A_{s \text{ temp}} = 9.66 \text{ cm}^2 > 1.614 \text{ cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

**E) REVISION POR CORTE**

$$V_U = 146.9 \text{ T}$$

La cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi * V_n$$

**NOTA:**  
 $\phi = 0.90$ , según el Art. 5.5.4.2.

$\phi = 0.9$

tenemos que:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $b_v = 1.00 \text{ m}$   
 $d_e = 92.14 \text{ cm}$   
 $a = 149.6 \text{ cm}$   
 $h = 0.90 \text{ m}$

FORMULAS

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 0.90 * d_e$$

$$d_{v2} = 0.72 * h$$

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

$$V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$$

$d_v = 86.78 \text{ cm} > \begin{cases} d_{v1} = 82.93 \text{ cm} \\ d_{v2} = 64.80 \text{ cm} \end{cases}$

*NOTA:*  
*d<sub>v</sub> no debe ser menor que el mayor valor de: d<sub>v1</sub> y d<sub>v2</sub>*

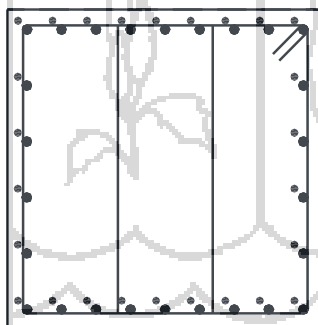
$V_c = 66.65 \text{ T}$

la cortante resistente del acero:

$A_{\text{estribo}} = 1.979 \text{ cm}^2 = 5/8"$   
 $A_v = 7.917 \text{ cm}^2$   
 $S = 20 \text{ cm}$   
 $\theta = 45^\circ$  (Art. 5.8.3.4 seccion no presforzada)  
 $\alpha = 90^\circ$  (angulo de inclinacion del estribo)

$V_s = 144.3 \text{ Ton}$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin \alpha}{s}$$



**ESTRIBOS: 1.98 cm<sup>2</sup>**

$V_n = 210.9 \text{ T} \begin{cases} V_{n1} = 210.9 \text{ Ton} \\ V_{n2} = 455.6 \text{ Ton} \end{cases}$

*NOTA:*  
*siendo V<sub>n</sub> el menor valor entre V<sub>n1</sub> y V<sub>n2</sub>*

Cortante resultante total

$V_r = 189.8 \text{ T} > 146.9 \text{ T} \quad \text{o.k.}$

FORMULAS

$$V_r = \phi * V_n$$

Refuerzo transversal minimo

$A_{v \text{ min}} \geq 1.863 \text{ cm}^2$

$A_{v \text{ min}} = 1.863 \text{ cm}^2 < 7.917 \text{ cm}^2 \quad \text{o.k.}$

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * s}{f_y} \quad (\text{mm}^2)$$

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * s}{f_y} \quad (\text{cm}^2)$$

Espaciamiento maximo del refuerzo transversal

$$v_u = 18.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u - (\phi * V_p)}{\phi * b_v * d_v}$$

Tambien

si  $v_u < 0.125 * f'c \longrightarrow S_{max} = 0.8 * d_v \leq 60.00 \text{ cm}$

si  $v_u \geq 0.125 * f'c \longrightarrow S_{max} = 0.4 * d_v \leq 30.00 \text{ cm}$

tenemos que

$$v_u = 18.81 \text{ kg/cm}^2 < 26.25 \text{ kg/cm}^2$$

entonces:

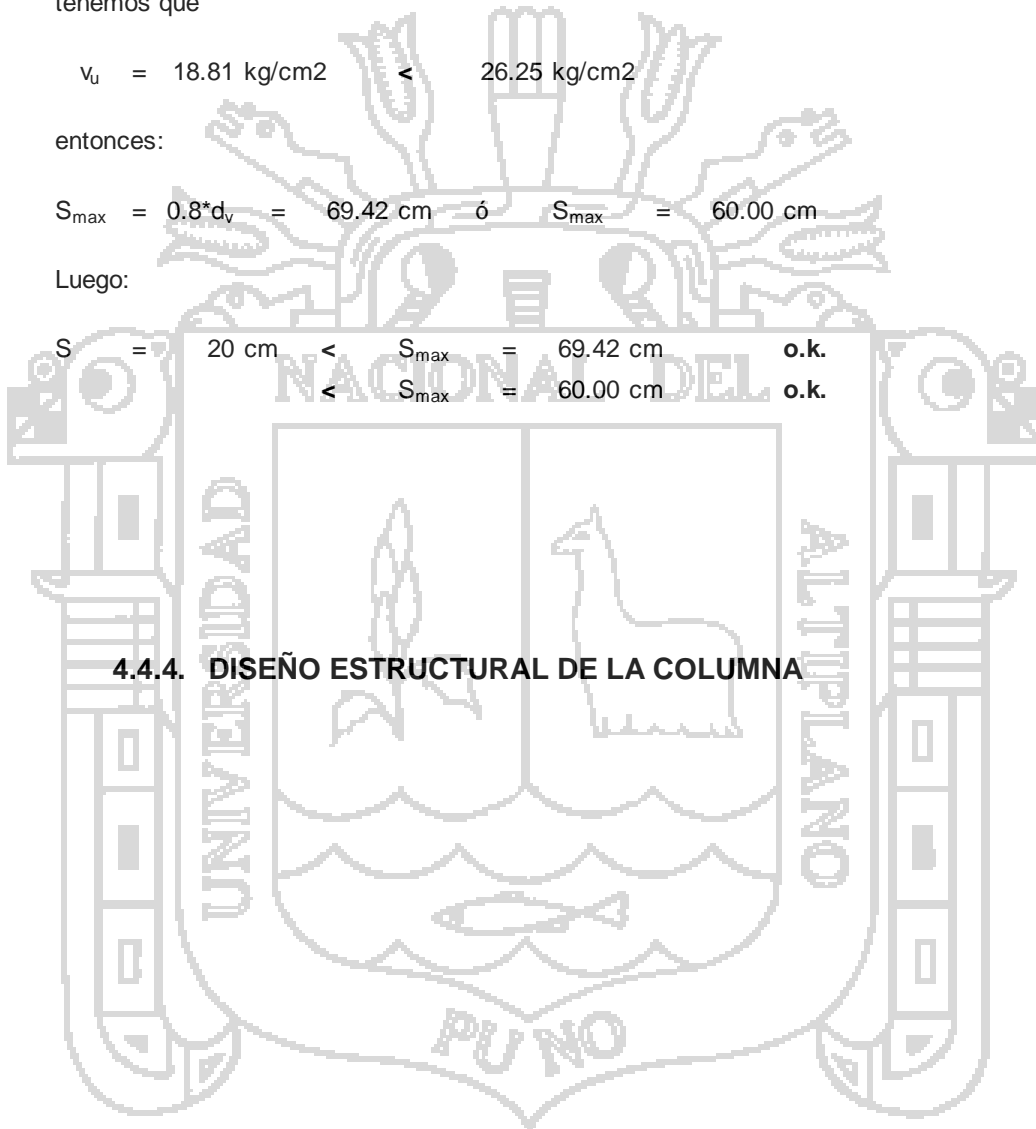
$$S_{max} = 0.8 * d_v = 69.42 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{max} = 60.00 \text{ cm}$$

Luego:

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 69.42 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 60.00 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

**4.4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA**

$L = 27000 \text{ mm}$

$q_{adm} = 5.52 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_t = 2394 \text{ kg/cm}^3$

$\phi = 33.22$

$A = 0.29$

aceleracion horizontal

$S = 1.20$

coeficiente de sitio

$BR = 1.04 \text{ t/m}$

$H_{BR} = 1.80 \text{ m}$

sobre la superficie de la calzada

$r = 5.00 \text{ cm}$

recubrimiento

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 0.90$

Para el estado de resistencia i

$F.S. = 3.00$

$\text{ancho} = 1.00 \text{ m}$

$N^{\circ}_{apoyc} = 3.00$

$h_{viga} = 1.00 \text{ m}$

$L_{viga} = 5.60 \text{ m}$

$W_{viga} = 1.00 \text{ m}$

$H_{vig-uñk} = 0.00 \text{ m}$

$N^{\circ}_{est} = 4.00$

Numero de ramales en estribos

$h_{colum} = 7.00 \text{ m}$

$D_{colum} = 1.00 \text{ m}$

$\#_{colum} = 2.00 \text{ m}$

$h_{zapata} = 1.20 \text{ m}$

$L_{zapata} = 8.00 \text{ m}$

$W_{zapata} = 5.00 \text{ m}$

$h_{relleno} = 2.30 \text{ m}$

**A) CARGAS EN LA BASE DE PANTALLA**

PLANO DEL PORTICO

$M_u = 215.51 \text{ Ton-m}$

$M_{du} = 139.83 \text{ Ton-m}$

$P_u = 353.01 \text{ Ton}$

SENTIDO TRANSVERSAL

$M_u = 99.34 \text{ Ton-m}$

$M_{du} = 99.34 \text{ Ton-m}$

**B) ACERO POR FLEXION**

Seleccione los diametros del acero de refuerzo

ACERO DE REFUERZO

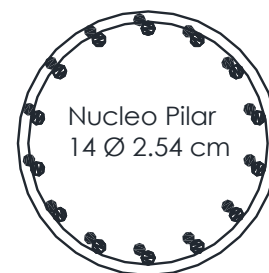
N°var = 14.00

Dac = 2.54 cm

ACERO DEL ESTRIBO

@ 0.30 m

Dac = 1.588 cm



6 @ 0.15 R@0.30c/e  
Núcleo de Ø=0.85

RECUBRIMIENTO MINIMO

rec = 5.00 cm

z = 7.858 cm

de = 92.14 cm

Ag = 7854 cm<sup>2</sup>

As = 70.94 cm<sup>2</sup>

a = 16.69 cm

Mu = 224.70 T-m

Mu = 225 T-m > 215.5 T-m o.k.  
> 139.8 T-m o.k.

**FORMULAS**

$$Z = r + D_{acero} / 2$$

$$d_e = h_{(viga)} - Z$$

$$A_g = \frac{\pi * D_{col}^2}{4}$$

**FORMULAS**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Refuerzo maximo de miembros de compresion**

$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0.08$$

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{70.9 \text{ cm}^2}{7854 \text{ cm}^2} = 0.009$$

$$\frac{A_s}{A_g} = 0.009 \leq 0.08 \quad \text{o.k.}$$

**FORMULAS**

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_y} \leq 0.08$$

**Refuerzo minimo de miembros de compresion**

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} \geq 0.135$$

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} = 0.181$$

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} = 0.181 > 0.135 \quad \text{o.k.}$$

**FORMULAS**

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f'_c} \geq 0.135$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$



**Esbeltez**

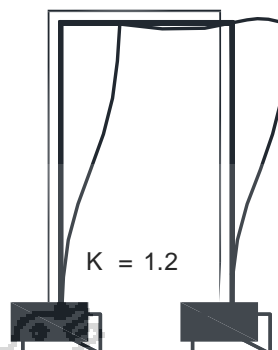
En el plano del portico ( no arriostrado)

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$K = 1.2$  (tabla C4.6.2.5-1)  
 $L_U = 700 \text{ cm}$   
 $r = 25 \text{ cm}$

$$\frac{K * L_U}{r} < 22$$

$$\frac{K * L_U}{r} = 33.6 > 22 \quad \text{Columna esbelta}$$



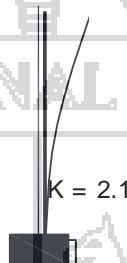
En el plano del portico ( no arriostrado)

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$K = 2.1$  (tabla C4.6.2.5-1)  
 $L_U = 700 \text{ cm}$   
 $r = 25 \text{ cm}$

$$\frac{K * L_U}{r} < 22$$

$$\frac{K * L_U}{r} = 58.8 > 22 \quad \text{Columna esbelta}$$



**DONDE:**  
*b* = Espaciamiento del acero  
*n<sub>v</sub>* = Numero de varillas por seccion

**FORMULAS**  

$$A = \frac{(2 * d_c) * b}{n_v}$$

**NOTA:**  
*Z* = 30000 N/mm (considerando exposicion moderada Art. 5.7.3.4.)

**Capacidad**

En el plano del portico

$$M_{cp} = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_s}} \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{\phi * \sum P_s}} \geq 1.0$$

Sabiendo que:

$$P_s = \frac{\pi * EI}{(K * L_U)^2}$$

El valor de *EI* es el mayor de:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{E_c * I_g + E_s * I_s}{1 + \beta_d}$$

Calculamos los valores:

$$I_g = \frac{\pi * d^4}{64}$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u}$$

$$E_c = 15344 \sqrt{f'_c}$$

datos:

$D_{\text{column}} = 100 \text{ cm}$   
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_u = 215.5 \text{ T-m}$   
 $M_{du} = 139.8 \text{ T-m}$

Resultado:

$I_g = 4908738.52 \text{ cm}^4$   
 $\beta_d = 0.649$   
 $E_c = 222355.685 \text{ kg/cm}^2$

El valor de  $EI$  es el mayor de:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} = 2.6479E+11 \text{ kg - cm}^2$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{5} + E_s * I_s = 1.3239E+11 \text{ kg - cm}^2$$

Calculamos el valor de:

$$P_e = \frac{\pi * EI}{(K * L_U)^2}$$

Datos:

$K = 1.2$   
 $L_U = 700 \text{ cm}$   
 $P_e = 3703.71 \text{ Ton}$

Calculamos el valor de  $\delta_b$

si:  
 $C_m = 1.0$   
 $P_u = 353 \text{ Ton}$   
 $\phi = 0.750$   
 $\delta_b = 1.15 > 1.10$  **o.k. si cumple**

**FORMULAS**

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_e}} \geq 1.0$$

Calculamos el valor de  $\delta_s$

Utilizamos  $P_u$  y  $P_e$  por simplicidad, en vez de  $\Sigma P_u$  y  $\Sigma P_e$

si:  
 $C_m = 1.0$   
 $P_u = 353 \text{ Ton}$   
 $\phi = 0.750$   
 $\delta_s = 1.15 > 1.10$  **o.k. si cumple**

**FORMULAS**

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi * \Sigma P_e}} \geq 1.0$$

Luego reemplazamos:

$$M_{u1} = 215.5 \text{ T-m} = (M_{2b} + M_{2s})$$

$$M_{cp} = 246.9 \text{ T-m}$$

FORMULAS

$$M_{cp} = \delta_b * M_{2b} + \delta_b * M_{2s}$$

En el plano transversal

$$M_{ct} = \delta_b * M_{2b} + \delta_b * M_{2s}$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_e}} \geq 1.0 \qquad \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{\phi * \sum P_e}} \geq 1.0$$

Sabiendo que:

$$P_e = \frac{\pi * EI}{(K * L_U)^2}$$

El valor de EI es el mayor de:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} \qquad EI = \frac{E_c * I_g + E_s * I_s}{1 + \beta_d}$$

Calculamos los valores:

$$I_g = \frac{\pi * d^4}{64}$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u}$$

$$E_c = 15344 \sqrt{f'_c}$$

datos:

- D<sub>column</sub> = 100 cm
- f'<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>
- M<sub>u</sub> = 99.34 T-m
- M<sub>du</sub> = 99.34 T-m

Resultado:

- I<sub>g</sub> = 4908738.52 cm<sup>4</sup>
- β<sub>d</sub> = 1
- E<sub>c</sub> = 222355.685 kg/cm<sup>2</sup>

El valor de EI es el mayor de:

$$EI = 2.183E+11 \text{ kg - cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} = 2.183E+11 \text{ kg - cm}^2 \\ EI = \frac{E_c * I_g + E_s * I_s}{1 + \beta_d} = 1.0915E+11 \text{ kg - cm}^2 \end{array} \right.$$

Calculamos el valor de:

$$P_e = \frac{\pi * EI}{(K * L_U)^2}$$

Datos:

$K = 2.1$   
 $L_U = 700 \text{ cm}$

$P_e = 997.04 \text{ Ton}$

FORMULAS

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_e}} \geq 1.0$$

Calculamos el valor de  $\delta_b$

si:  
 $C_m = 1.0$   
 $P_u = 353 \text{ Ton}$   
 $\phi = 0.750$   
 $\delta_b = 1.89 > 1.10 \quad \text{o.k. si cumple}$

Calculamos el valor de  $\delta_s$

Utilizamos  $P_u$  y  $P_e$  por simplicidad, en vez de  $\Sigma P_u$  y  $\Sigma P_e$

si:  
 $C_m = 1.0$   
 $P_u = 353 \text{ Ton}$   
 $\phi = 0.750$   
 $\delta_s = 1.89 > 1.10 \quad \text{o.k. si cumple}$

FORMULAS

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_U}{\phi * \Sigma P_e}} \geq 1.0$$

Luego reemplazamos:

$M_{u2} = 99.34 \text{ T-m} = (M_{2b} + M_{2s})$   
 $M_{ct} = 188.2 \text{ T-m}$

FORMULAS

$$M_{ct} = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

CALCULAMOS EL MOMENTO COMBINADO ES:

$M_u = 310.4 \text{ T-m}$   
 $P_u = 353 \text{ Ton}$

FORMULAS

$$M_u = \sqrt{M_{ep}^2 + M_{ct}^2}$$

**DIAGRAMA DE INTERFAZ DE LA COLUMNA**

Datos:

- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $E_C = 222355.685 \text{ kg/cm}^2$
- $E_s = 200000 \text{ Mpa}$
- $E_s = 2039580 \text{ kg/cm}^2$
- $A_s = 70.9390471 \text{ cm}^2$
- $A_g = 7853.98163 \text{ cm}^2$

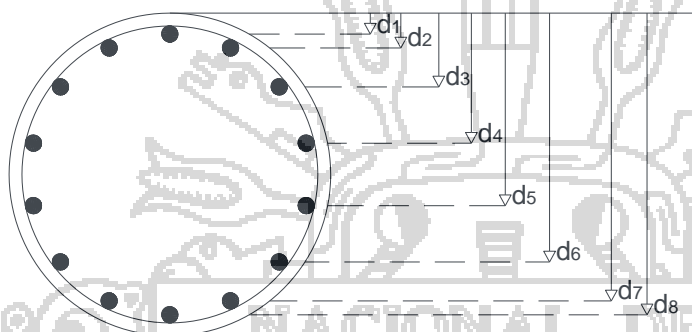


Figura. Seccion de la Columna Circular

LECHO (i)	Numero de varillas	Diametro de la varilla	As (cm <sup>2</sup> )	d (cm)
1	1.0	2.54 cm	5.067	7.86
2	2.0	2.54 cm	10.134	12.03
3	2.0	2.54 cm	10.134	23.73
4	2.0	2.54 cm	10.134	40.62
5	2.0	2.54 cm	10.134	59.38
6	2.0	2.54 cm	10.134	76.27
7	2.0	2.54 cm	10.134	87.97
8	1.0	2.54 cm	5.067	92.14

Considerando que:

Si  $0.1 * f'_c * A_g > P_u \rightarrow \phi = -\frac{2 * P_u}{f'_c * A_g} + 0.9$

Si  $0.1 * f'_c * A_g < P_u \rightarrow \phi = 0.75$

Donde:

$0.1 * f'_c * A_g = 164.9 \text{ Ton} < 353 \text{ Ton} \rightarrow \phi = 0.75$

$\phi = 0.75$

A. Punto de compresion pura

$P_n = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s$

$P_u = 0.85 * \phi * P_n = 0.85 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s]$

$P_u = 1075.6009 \text{ Ton}$

B. Punto de falla balanceada

$$C_b = \frac{0.003 * d}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$C_b = \frac{0.003 * d * E_s}{f_y + 0.003 * E_s}$$

d = 92.14 cm

C<sub>b</sub> = 54.64 cm

β<sub>1</sub> = 0.85

a = 46.44 cm

∅ = 0.75

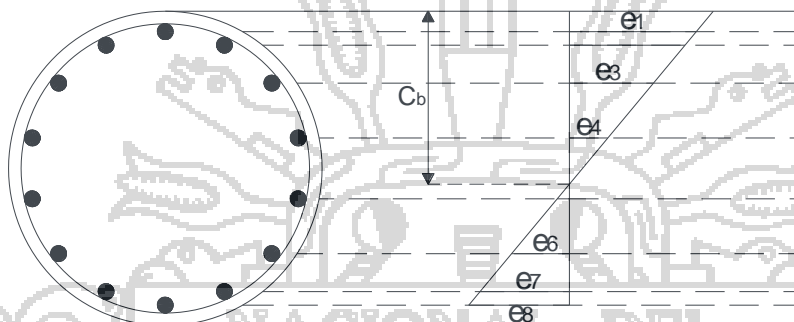


Figura. Diagrama de Deformaciones para la Falla Balanceada

LECHO (i)	di (cm)	εi	Asi (cm <sup>2</sup> )	fsi (kg/cm <sup>2</sup> )	Ci/Ti (kg)	Brazo (cm)	Momento (Kg-cm)
1	7.86	0.00256842	5.067	4200.000	21281.714	42.14	896811.43
2	12.03	0.00233945	10.134	4200.000	42563.428	37.97	1616133.37
3	23.73	0.00169703	10.134	3461.222	35076.542	26.27	921460.77
4	40.62	0.00076963	10.134	1569.714	15907.721	9.38	149214.42
5	59.38	-0.00026045	10.134	-531.214	-5383.404	9.38	50496.33
6	76.27	-0.00118785	10.134	-2422.722	-24552.226	26.27	644986.98
7	87.97	-0.00183028	10.134	-3733.003	-37830.806	37.97	1436435.71
8	92.14	-0.00205925	5.067	-4200.000	-21281.714	42.14	896811.43
Cc					828973.57	26.78	22199457.77
Valores Nominales Totales					854754.82		28811808.22
Valores Ultimos Totales					641066.12		21608856.17

C. Punto de traccion nula.

C<sub>b</sub> = 92.14 cm

β<sub>1</sub> = 0.85

a = 78.32 cm

∅ = 0.75

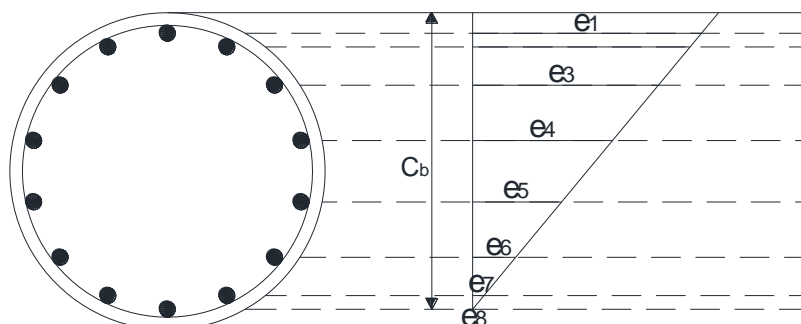


Figura. Diagrama de Deformaciones para traccion nula.

LECHO (i)	di (cm)	$\epsilon_i$	Asi (cm <sup>2</sup> )	fsi (kg/cm <sup>2</sup> )	Ci/Ti (kg)	Brazo (cm)	Momento (Kg-cm)
1	7.86	0.00274409	5.067	4200.000	21281.714	42.14	896811.43
2	12.03	0.00260831	10.134	4200.000	42563.428	37.97	1616133.37
3	23.73	0.00222737	10.134	4200.000	42563.428	26.27	1118141.26
4	40.62	0.00167745	10.134	3421.288	34671.845	9.38	325221.91
5	59.38	0.00106664	10.134	2175.493	22046.771	9.38	206798.71
6	76.27	0.00051671	10.134	1053.879	10680.167	26.27	280567.98
7	87.97	0.00013577	10.134	276.917	2806.320	37.97	106555.96
8	92.14	0.00000000	5.067	0.000	0.000	42.14	0.00
Cc					1397994.15	10.84	15154955.58
Valores Nominales Totales					1574607.82		19705186.21
Valores Ultimos Totales					1180955.87		14778889.66

D. Punto de flexion pura.

- $C_b = 20.63$  cm
- $\beta_1 = 0.85$
- $a = 17.54$  cm
- $\emptyset = 0.90$

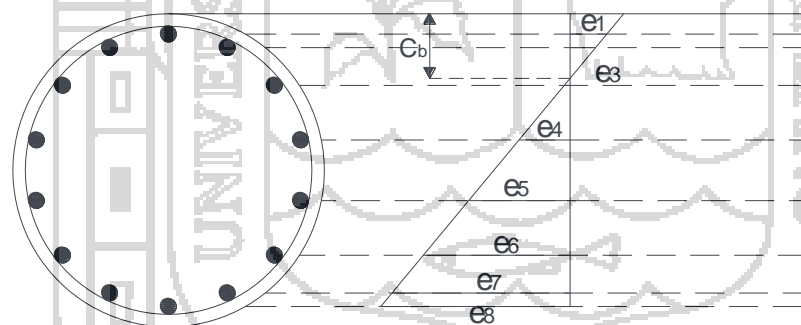
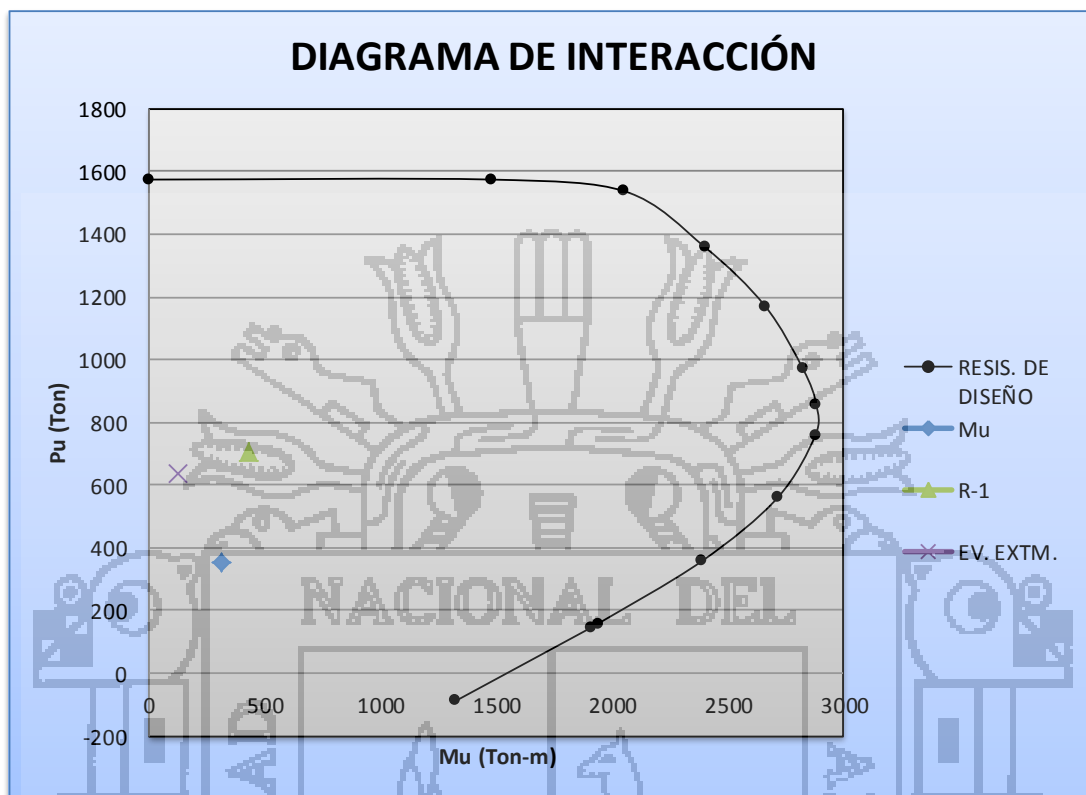


Figura. Diagrama de Deformaciones para Flexion Pura.

LECHO (i)	di (cm)	$\epsilon_i$	Asi (cm <sup>2</sup> )	fsi (kg/cm <sup>2</sup> )	Ci/Ti (kg)	Brazo (cm)	Momento (Kg-cm)
1	7.86	0.00185703	5.067	3787.569	19191.897	42.14	808746.55
2	12.03	0.00125065	10.134	2550.803	25850.222	37.97	981532.91
3	23.73	-0.00045071	10.134	-919.260	-9315.918	26.27	244729.16
4	40.62	-0.00290678	10.134	-4200.000	-42563.428	9.38	399244.96
5	59.38	-0.00563477	10.134	-4200.000	-42563.428	9.38	399244.96
6	76.27	-0.00809084	10.134	-4200.000	-42563.428	26.27	1118141.26
7	87.97	-0.00979220	10.134	-4200.000	-42563.428	37.97	1616133.37
8	92.14	-0.01039859	5.067	-4200.000	-21281.714	42.14	896811.43
Cc					313016.78	41.23	12906315.18
Valores Nominales Totales					157207.56		19370899.78
Valores Ultimos Totales					117905.67		14528174.83

**DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA COLUMNA**



**4.4.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA DEL PILAR (LONGITUDINAL)**

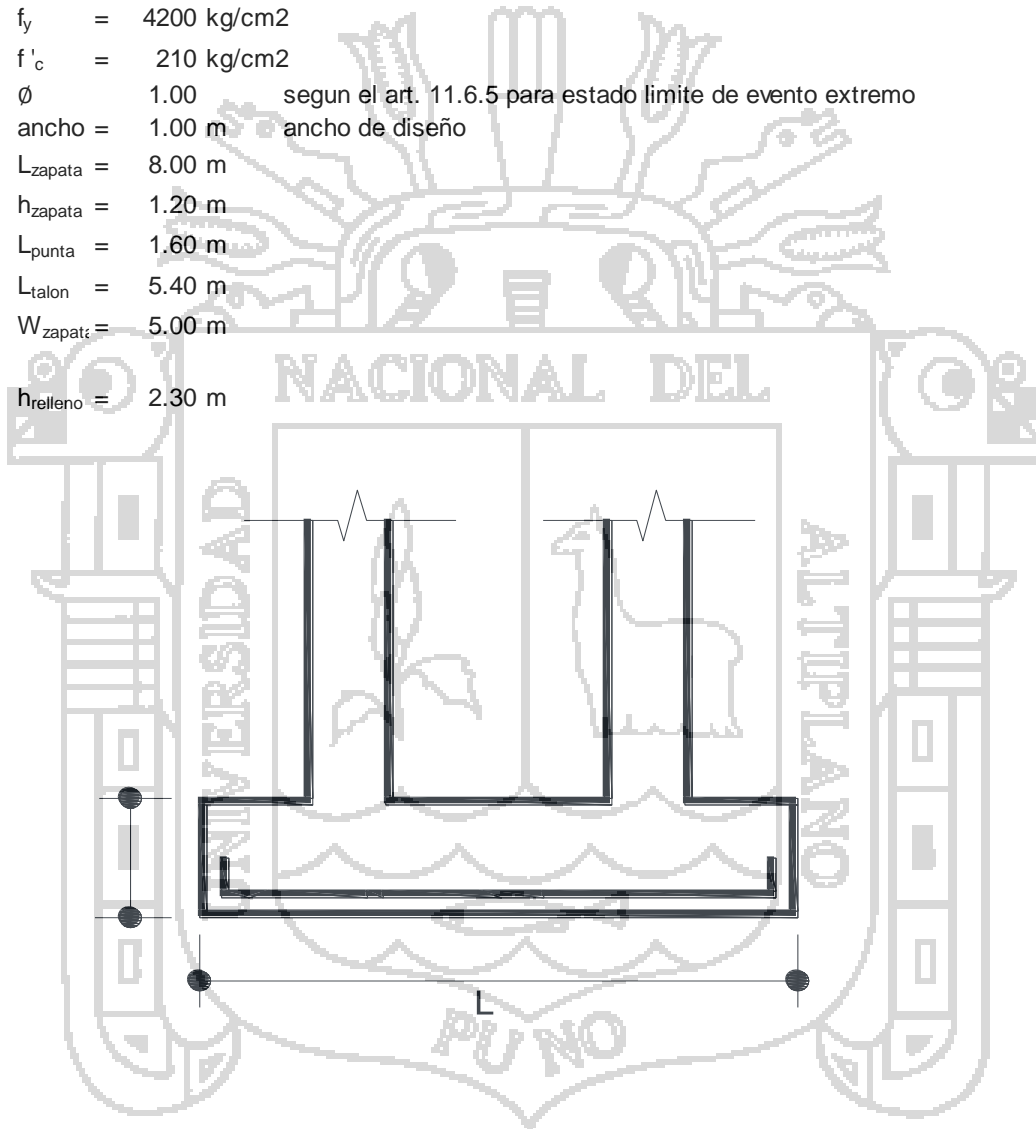


**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA (PILAR)**

**ACERO EN LA PARTE INFERIOR LONGITUDINAL**

**A) DATOS**

- $Q_{adm} = 5.52 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_t = 2394 \text{ kg/cm}^3$
- $r = 7.5 \text{ cm}$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\emptyset = 1.00$  según el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo
- ancho = 1.00 m ancho de diseño
- $L_{zapata} = 8.00 \text{ m}$
- $h_{zapata} = 1.20 \text{ m}$
- $L_{punta} = 1.60 \text{ m}$
- $L_{talon} = 5.40 \text{ m}$
- $W_{zapata} = 5.00 \text{ m}$
- $h_{relleno} = 2.30 \text{ m}$



**REFUERZO LONGITUDINAL**

- $V_u = 706.02 \text{ Ton}$
- $M_{x-x} = 448.44 \text{ Ton-m}$

**B) ACERO POR FLEXION**

$M_U = 224.2 \text{ T-m}$ ,  $A_s = \text{diametro } 2.54 \text{ cm}$ , recubrimiento  $r = 7.5 \text{ cm}$

$z = 8.77 \text{ cm}$

$d_e = 111.2 \text{ cm}$

**FORMULAS**

$$Z = r + D_{\text{acero}}/2$$

$$d_g = t_{\text{inf}} - Z$$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

- $b = 1.00 \text{ m}$  ancho de diseño
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\emptyset = 1.00$  segun el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo

$a = 11.93 \text{ cm}$

$A_s = 50.72 \text{ cm}^2$

$S_\emptyset = 0.10 \text{ m}$

**FORMULAS**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$S_{\emptyset D'} = A_{\text{acero}} / A_s$$

$A_s$  Maximo

Una seccion no sobre reforzada cumple con:

para  $\beta_1 = 0.85$

$c = 14.04 \text{ cm}$

$c/d_e = 0.126 \leq 0.42 \text{ o.k.}$

**FORMULAS**

$$c = a/\beta_1$$

$$c/d_g \leq 0.42$$

$A_s$  Minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 * M_{cr}$  y  $1.33 * M_U$  :

$f_r = 29.13 \text{ kg/cm}^2$   
 $S = 240000 \text{ cm}^3$

$1.2 * M_{cr} = 83.89 \text{ T-m}$

$1.33 * M_U = 298.2 \text{ T-m}$

**FORMULAS**

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$

El menor valor es  $83.89 \text{ T-m}$  y la cantidad de acero calculado  $50.72 \text{ cm}^2$  entonces:

$M_U = 224.2 \text{ T-m} > 83.89 \text{ T-m} \text{ o.k.}$

**USAR 1  $\emptyset$  2.54 cm @ 0.10 m o.k.**

**C) REVISION DE LA PUNTA POR CORTE**

$V_U = 70.6 \text{ T/m}$

La cortante resistente del concreto es:

$V_r = \phi * V_n$

$\phi = 1.0$

tenemos que:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$b_v = 1.00 \text{ m}$

$d_e = 111.2 \text{ cm}$

$a = 11.93 \text{ cm}$

$h = 1.20 \text{ m}$

$d_v = 105.3 \text{ cm} > \begin{cases} d_{v1} = 100.1 \text{ cm} \\ d_{v2} = 86.4 \text{ cm} \end{cases}$

$V_c = 80.85 \text{ T}$

$V_n = 80.85 \text{ T}$

$V_r = 80.85 \text{ T} > 70.6 \text{ T} \quad \text{o.k.!$

**NOTA:**  
 $\phi=1.00$  , segun el Art. 11.6.5.

**FORMULAS**  
 $d_v = d_e - \frac{a}{2}$   
 $d_{v1} = 0.90 * d_e$   
 $d_{v2} = 0.72 * h$   
 $V_c = 0.083 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$   
 $V_{n1} = V_c + V_s + V_p$   
 $V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$

**NOTA:**  
 $d_v$  no debe ser menor que el mayor valor de:  $d_{v1}$  y  $d_{v2}$

**NOTA:**  
siendo  $V_n$  el menor valor entre  $V_{n1}$  y  $V_{n2}$

**FORMULAS**  
 $V_r = \phi * V_n$

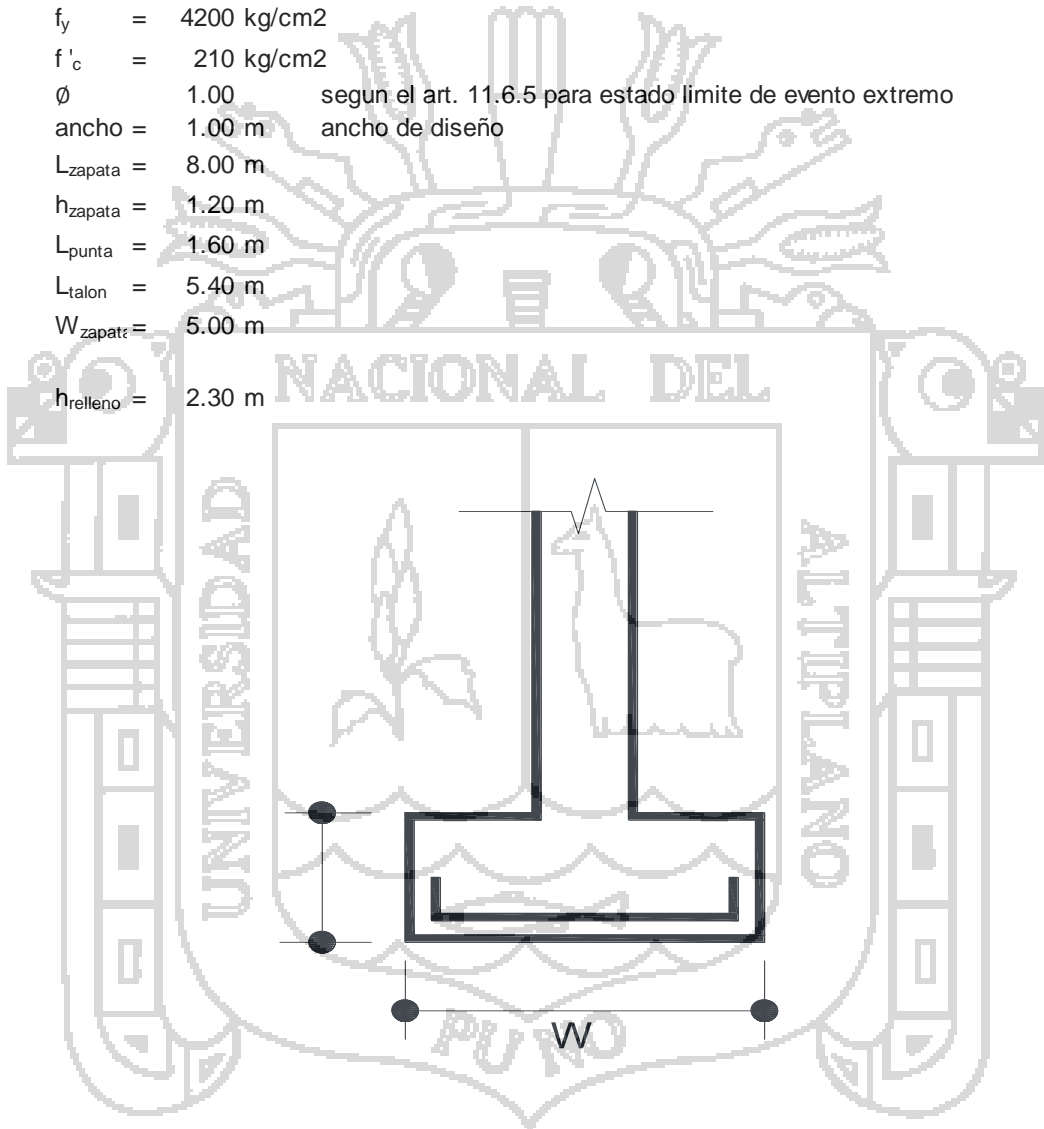
**4.4.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA DEL PILAR (TRANSVERSAL)**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA (PILAR)**

**ACERO EN LA PARTE INFERIOR TRANSVERSAL**

**A) DATOS**

- $Q_{adm} = 5.52 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_t = 2394 \text{ kg/cm}^3$
- $r = 7.5 \text{ cm}$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\emptyset = 1.00$  según el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo
- ancho = 1.00 m ancho de diseño
- $L_{zapata} = 8.00 \text{ m}$
- $h_{zapata} = 1.20 \text{ m}$
- $L_{punta} = 1.60 \text{ m}$
- $L_{talon} = 5.40 \text{ m}$
- $W_{zapata} = 5.00 \text{ m}$
- $h_{relleno} = 2.30 \text{ m}$



**REFUERZO TRANSVERSAL**

- $V_u = 706.02 \text{ Ton}$
- $M_{y-y} = 200.56 \text{ Ton-m}$

**B) ACERO POR FLEXION**

$M_U = 200.56$  Ton-m       $A_s =$  diametro  ,recubrimiento  $r = 7.5$  cm

$z = 8.77$  cm

$d_e = 111.2$  cm

FORMULAS

$$Z = r + D_{acero}/2$$

$$d_e = t_{inf} - Z$$

ahora trabajamos con las dos formulas ya que se encuentran relacionadas, tenemos los siguientes datos:

$b = 1.00$  m      ancho de diseño  
 $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 1.00$  segun el art. 11.6.5 para estado limite de evento extremo

$a = 10.61$  cm

$A_s = 45.08$  cm<sup>2</sup>

$S_{\phi} = 0.11$  m

FORMULAS

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$S_{\phi} = A_{acero} / A_s$$

$A_s$  Maximo

Una seccion no sobre reforzada cumple con:

para  $\beta_1 = 0.85$

$c = 12.48$  cm

$c/d_e = 0.112 \leq 0.42$  o.k.!

FORMULAS

$$c = a/\beta_1$$

$$c/d_e \leq 0.42$$

$A_s$  Minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 * M_{cr}$  y  $1.33 * M_u$ :

$f_r = 29.13$  kg/cm<sup>2</sup>

$S = 240000$  cm<sup>3</sup>

$1.2 * M_{cr} = 83.89$  T-m

$1.33 * M_u = 266.7$  T-m

FORMULAS

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^3}{6}$$

El menor valor es  $83.89$  T-m      y la cantidad de acero calculado  $45.08$  cm<sup>2</sup> entonces:

$M_U = 200.6$  T-m >  $83.89$  T-m      o.k.!

**USAR 1  $\phi$  2.54 cm @ 0.11 m      o.k.!**

**C) REVISION DE LA PUNTA POR CORTE**

$V_U = 70.6 \text{ T/m}$

La cortante resistente del concreto es:

$V_r = \phi * V_n$

$\phi = 1.0$

tenemos que:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$b_v = 1.00 \text{ m}$

$d_e = 111.2 \text{ cm}$

$a = 10.61 \text{ cm}$

$h = 1.20 \text{ m}$

$d_v = 105.9 \text{ cm} > \begin{cases} d_{v1} = 100.1 \text{ cm} \\ d_{v2} = 86.4 \text{ cm} \end{cases}$

$V_c = 81.35 \text{ T}$

$V_n = 81.35 \text{ T}$

$V_r = 81.35 \text{ T}$

$\begin{cases} V_{n1} = 81.35 \text{ T} \\ V_{n2} = 556.1 \text{ T} \end{cases} > 70.6 \text{ T} \quad \text{o.k.}$

NOTA:  
 $\phi=1.00$  , segun el Art. 11.6.5.

FORMULAS  
 $d_v = d_e - \frac{a}{2}$   
 $d_{v1} = 0.90 * d_e$   
 $d_{v2} = 0.72 * h$   
 $V_c = 0.083 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$   
 $V_{n1} = V_c + V_s + V_p$   
 $V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$

NOTA:  
 $d_v$  no debe ser menor que el mayor valor de:  $d_{v1}$  y  $d_{v2}$

NOTA:  
siendo  $V_n$  el menor valor entre  $V_{n1}$  y  $V_{n2}$

FORMULAS  
 $V_r = \phi * V_n$

**4.5. DISEÑO DE LA LOSA DE TRANSICION**

**DISEÑO DE LA LOSA DE TRANSICION**

- $L_n = 7.00 \text{ m}$
- $L_D = 5.60 \text{ m}$
- $h = 0.20 \text{ m}$
- $f_c = 27.46 \text{ Mpa}$
- $f_y = 411.9 \text{ Mpa}$
- $W_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3$
- $W_{asf} = 2.20 \text{ Ton/m}^3$
- $b = 1.00 \text{ m}$  franja de diseño

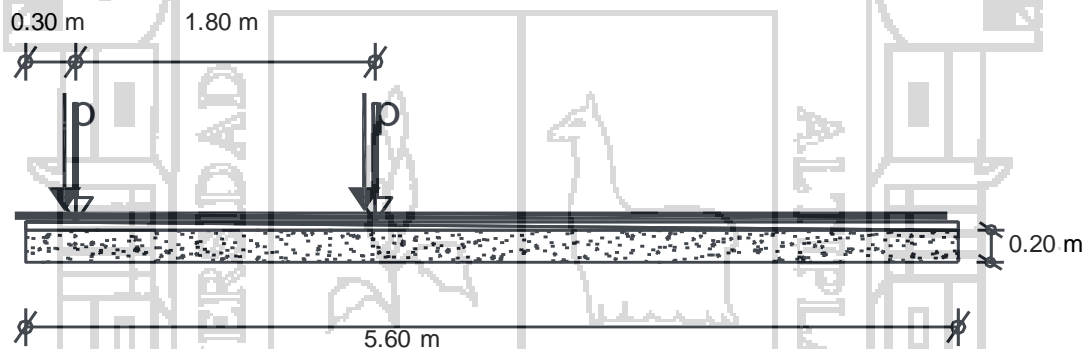
**1. CARGA MUERTA**

PESO PROPIO

- $W_c = 0.48 \text{ Ton/m}$
- $W_{asf} = 0.11 \text{ Ton/m}$
- $W_D = 0.59 \text{ Ton/m}$
- $W_D = 590 \text{ Kg/m}$

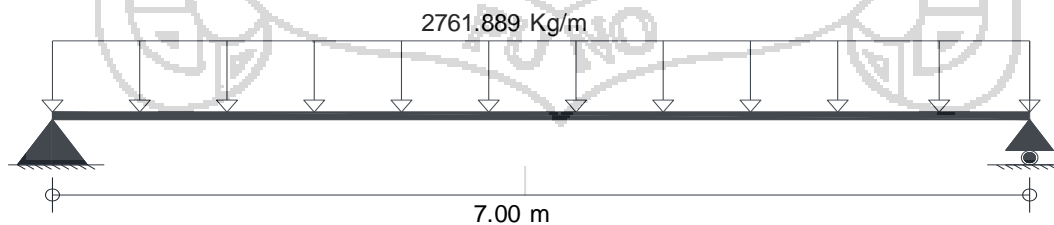
**2. CARGA VIVA**

$P = 23.1998695 \text{ Ton}$



$$q_{ca} = \frac{\sum P}{3 * L_d}$$

- $q_{ca} = 2.762 \text{ Ton/m}$
- $q_{ca} = 2761.889 \text{ Kg/m}$
- $q_{ca} = 27.619 \text{ Kg/cm}$



**3. DISEÑO DE LA LOSA**

d = 0.17 m  
 d = 17 cm  
 b = 100 cm  
 L<sub>n</sub> = 700 cm

SECCION DE DISEÑO	APOYO 1	TRAMO 1-2	APOYO 2
Coeficiente 1/k	1/ 24	1/ 11	1/ 24
$M_u = \frac{1}{k} * W_u * Ln^2$ (kg - cm)	563885.716	1230296.11	563885.716
$R_u = \frac{M_u}{b * d^2}$	19.5116165	42.5707996	19.5116165
TABLA $\rho_{calculado}$	0.0055217	0.0133722	0.0055217
Limites de Cuantía	$\rho_{max} = 0.75$	$\rho_b = 0.016$	$\rho_{min} = 0.002$
Cuantía adoptada $\rho_{adoptado}$	0.0055217	0.0133722	0.0055217
Acero Adoptado $A_s = \rho * b * d$ cm	9.3868819	22.7327393	9.3868819
espaciamiento $\emptyset = 2.54$ cm	27 cm	11 cm	27 cm
$S_{max} = 3 * h \leq 40$ cm			
Acero de Temperatura	$A_{st} = g_t * b * d$		
$g_t = 0.0018$	$A_{st} = 3$ cm		
$\emptyset = 0.95$ cm	$\emptyset_t \text{ espaciamiento} = 31$ cm		



## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSION GENERAL

- Al realizar el Analizar y diseñar el Puente Carrozable Ubicado en el Rio San Antón del Centro Poblado de Unión Soratira, Comunidad de Antocondo y Ajanani, Ichurahui, Q'elhuire para la Integración Vial con el Distrito de San Antón y la Carretera Interoceánica Sur, se concluye que el cálculo, el diseño y la construcción de toda la obra tiene que estar sujeta a las normas y especificaciones nacionales, que han sido desarrolladas para que el puente cumpla su finalidad en forma segura y eficiente.

### CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

- El adecuado análisis y diseño de la subestructura de un puente, depende en gran parte de los estudios básicos de Mecánica de suelos, Topografía, Hidrología e hidráulica, Riesgo sísmico, y el cumplimiento de todas las verificaciones del diseño.
- Para adecuado análisis y diseño de la superestructura de un puente, tiene que cumplir con todas las verificaciones de diseño y los momentos y esfuerzos cortantes últimos.
- Los estudios Básicos de Mecánica de suelos, Topografía, hidráulica e hidrológica, Riesgo Sísmico, Transito son tan importantes con el análisis y diseño de la subestructura y superestructura del puente, por lo que deber ser realizados adecuadamente.

**BIBLIOGRAFIA**

- Dirección General de Caminos y ferrocarriles “Manual de Diseño de Puentes”, Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2003/MTC-Perú.  
Ing. Eduardo Rivera Reyes, “Cimentaciones de Concreto Armado en Puentes”. Primera Edición 2000-Perú.
- Bernabe Arias Colque, “MODELAMIENTO HIDROLOGICO MEDIANTE HEC – HMS EN LA SUBCUENCA AZANGARO - PUNO”- TESIS DE TITULO – UNAP, Puno 2009.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, “MANUAL DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA Y DRENAJE”, Perú 2008.
- German Monsalve Saenz, “HIDROLOGIA EN LA INGENIERIA”, Bogotá-Colombia, Editorial Tercer Mundo, Julio de 1995.
- Jaime Suarez Díaz, “CONTROL DE EROSION EN ZONAS TROPICALES”, Bucaramanga-Colombia, Editorial Universidad Industrial Santander, Noviembre del 2001.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez, “MECANICA DE SUELOS –TOMO III”, EDITORIAL LIMUSA S.A. DE C.V., México 2004.
- Bellido E. & de Montreuil L., “ASPECTOS GENERALES DE LA METALOGENIA DEL PERU”, INGEMMET, Perú 1972.
- Ing. César Aranís García – Rossell, “Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado Método AASHTO - LRFD”, FONDO EDITORIAL DEL CAPITULO DE ESTUDIANTES ACI DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, Primera Edición 2006 – Perú.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, Cuarta edición 2007 – EE.UU.
- Jack C. McCormac, “Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD”, ALFAOMEGA GRUPO EDITOR, Segunda edición 2002 – México.
- William T. Segui, “Diseño de Estructuras de Acero con LRFD”, INTERNACIONAL THOMSON EDITORES, Segunda Edición 2000 – México.
- María Graciela Fratelli, “Diseño de Estructuras Metalicas Estados limites LRFD”
- Raúl A. Morales Lagones, Rubén Sapallanay Valenzuela, “Diseño de Superestructura Puente de Sección Compuesta”, MARIBEL OJEDA NEIRA, Primera Edición 2001 – Perú.

- Braja M. Das, “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, EDAMSA IMPRESIONES, Quinta Edición 2006 – México.
- Carlos Ramiro Vallecilla, “Manual de Puentes en Concreto Reforzado”, EDITORIAL BAUEN, Primera Edición 2006 – Colombia.
- Tesis de la Universidad Nacional del Altiplano para Optar el Título Profesional: “Evaluación Estructural Del Puente Independencia Mediante El Manual De Diseño De Puentes Del M.T.C. 2003” presentado por: Br. Ing. YURI CALLI MAMANI y Br. Ing. GILMAR EDILMIRO ROJAS CAMA
- Ernesto Seminario Manrique “Guía Para El Diseño De Puentes Con Vigas Y Losas”, Piura, 25 de Febrero de 2004 Universidad de Piura.
- Juan Carlos Navarrete Bautista, “Secciones Compuestas de Acero-Concreto (método LRFD), México 2003, Instituto Politécnico Nacional
- Mc Ing. Arturo Rodríguez Serquen, “PUENTES, Con AASTHO-LRFD 2007”, Lima-Perú, Abril del 2012.

