

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA INGENIERIA CIVIL Y DEL
AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA”.

Tesis presentada por el bachiller:
JORGE STEFANNO VALDIVIA REAÑO

Para obtener el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

AREQUIPA- PERÚ
2015

Dedicatoria:

A mi papá Jorge, mi mamá Maritza y mi hermana Vanessa por todo su afecto, comprensión y por ser mi ejemplo cada día.

A mi abuelo Adrian, mi abuela Esther y mi tía Lourdes que me enseñaron tanto, por su apoyo incondicional y por todo su cariño.

A mi novia Andrea que me respaldo y alentó en esta meta, y por el amor que compartimos.



INDICE

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO 1. DESCRIPCIÓN GENERAL	1
1.1. INTRODUCCIÓN	2
1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	2
1.2.1. NOMBRE DEL PROYECTO	2
1.2.2. ANTECEDENTES	2
1.3. UBICACIÓN Y AREA DEL PROYECTO	3
1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	6
1.4.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	6
1.4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	6
1.5. JUSTIFICACIÓN	6
1.6. OBJETIVOS	6
1.6.1. OBJETIVO GENERAL	6
1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
1.7. HIPÓTESIS	7
1.8. MARCO TEÓRICO PARA PUENTES	7
1.8.1. HISTORIA DE LOS PUENTES	7
1.8.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES	9
1.8.3. PARTES DE UN PUENTE	11
1.8.3.1. SUBESTRUCTURA O INFRAESTRUCTURA	11
1.8.3.2. SUPERESTRUCTURA	11
1.8.3.3. ELEMENTOS INTERMEDIOS Y/O AUXILIARES	11
1.8.4. MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES	13
1.8.4.1. PARA LAS FUNDACIONES	13
1.8.4.2. PARA LAS PILAS Y ESTRIBOS	13
1.8.4.3. PARA LA SUPERESTRUCTURA	13
1.8.4.4. PARA LOS ELEMENTOS INTERMEDIOS	14
1.8.5. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES	14
1.8.5.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	14
1.8.5.2. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICOS	14
1.8.5.3. ESTUDIOS DE GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	15
1.8.5.4. ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO	15
1.8.5.5. ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL	15
1.8.5.6. ESTUDIOS DE TRÁFICO	15
1.8.5.7. ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS	15
1.8.5.8. ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESORIOS	15
1.8.5.9. ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO	15
CAPÍTULO 2. ESTUDIOS DE INGENIERÍA	16
2.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	17
2.1.1. TRABAJOS REALIZADOS	17
2.1.2. INFORMACION EXISTENTE	17
2.1.3. PERSONAL Y EQUIPO	17
2.1.3.1. PERSONAL	17

2.1.3.2.	EQUIPO	17
2.1.4.	METODOLOGIA EMPLEADA, ALCANCE DE LOS TRABAJOS, CAMPO	18
2.1.4.1.	TOPOGRAFÍA	18
2.1.4.2.	CONTROL HORIZONTAL GEODÉSICO	18
2.1.4.3.	NIVELACION	18
2.1.5.	TRABAJO DE GABINETE.....	19
2.2.	ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA	37
2.2.1.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	37
2.2.2.	ANTECEDENTES QUE SERÁN TOMADOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	37
2.2.3.	REGISTROS DE PRECIPITACIÓN	37
2.2.4.	ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD Y CONSISTENCIA.....	43
2.2.4.1.	ANÁLISIS GRÁFICO	44
2.2.4.2.	ANÁLISIS DE DOBLE MASA.....	46
2.2.5.	FRECUENCIA Y PROBABILIDAD.....	51
2.2.5.1.	MAGNITUD Y FRECUENCIA DE PRECIPITACIÓN	52
2.2.5.2.	PROBABILIDAD Y PERIODO DE RETORNO	52
2.2.5.3.	PRECIPITACIÓN MÁXIMA	53
2.2.5.4.	DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA DE FRECUENCIAS.....	53
2.2.5.5.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA.....	54
2.2.5.5.1.	DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL.....	54
2.2.5.5.2.	DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III	57
2.2.5.5.3.	DISTRIBUCIÓN GUMBEL	60
2.2.5.6.	TEST DE BONDAD DE AJUSTE	64
2.2.6.	CURVAS DE INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA	70
2.2.7.	GEOMORFOLOGÍA DE LA SUB-CUENCA	81
2.2.8.	DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTE	82
2.2.8.1.	CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO	82
2.2.8.2.	CÁLCULO DE SOCAVACIÓN.....	84
2.2.8.2.1.	SOCAVACIÓN GENERAL	86
2.3.	ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	89
2.3.1.	ESTUDIO GEOLÓGICO	89
2.3.1.1.	GEOLOGÍA DE LA CIUDAD DE AREQUIPA.....	89
2.3.1.2.	GEOMORFOLOGÍA DE LA CIUDAD DE AREQUIPA	90
2.3.1.3.	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LA CIUDAD DE AREQUIPA	91
2.3.1.4.	CONCLUSIONES DEL ÁREA DEL PROYECTO	92
2.3.2.	ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	93
2.3.2.1.	RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	93
2.3.2.2.	EJECUCIÓN DE CALICATAS Y TOMA DE MUESTRAS DISTURBADAS.....	94
2.3.2.2.1.	PERFILES ESTATIGRÁFICOS	96
2.3.2.3.	EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO	101
2.3.2.3.1.	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO.....	102
2.3.2.3.2.	CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO.....	105
2.3.2.3.3.	LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE UN SUELO	105
2.3.2.3.4.	RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD (PROCTOR MODIFICADO)	107
2.3.2.3.5.	ENSAYO DE CORTE DIRECTO (CONSOLIDADO DRENADO)	108
2.3.2.3.6.	ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE.....	113
2.3.2.4.	EVALUACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO	113
2.3.2.5.	CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS	114
2.3.2.6.	CANTERAS Y FUENTES DE AGUA.....	115
2.3.2.6.1.	CANTERAS	115
2.3.2.6.2.	FUENTES DE AGUA.....	116
2.4.	ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO	118
2.4.1.	SISMOLOGÍA REGIONAL.....	118
2.4.1.1.	MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE AREQUIPA	120
2.4.2.	EFFECTOS DE SISMO.....	121
2.4.2.1.	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN	121
2.4.2.1.	CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE PUENTE.....	122
2.4.2.2.	ZONAS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO	122
2.4.2.3.	CONDICIONES LOCALES	123
2.4.2.4.	COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA.....	123
2.4.2.5.	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.....	124
2.4.3.	ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE DISEÑO	125
2.5.	ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL	126
2.5.1.	IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE IMPACTOS.....	126

2.5.1.1.	ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.....	126
2.5.1.1.1.	ÁREA DE INFLUENCIA DIRECTA	126
2.5.1.1.1.	ÁREA DE INFLUENCIA INDIRECTA	127
2.5.2.	CONSIDERACIONES GENERALES DE LA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	127
2.5.3.	OBJETIVOS DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	127
2.5.4.	MARCO LEGAL	128
2.5.4.1.	NORMATIVIDAD GENERAL	128
2.5.4.2.	NORMATIVIDAD ESPECÍFICA.....	130
2.5.5.	IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES.....	131
2.5.5.1.	LISTA DE CHEQUEO.....	131
2.5.5.2.	CONSOLIDACIÓN DE LOS IMPACTOS IDENTIFICADOS.....	133
2.5.6.	EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES.....	134
2.5.6.1.	CRITERIOS DE EVALUACIÓN	135
2.5.6.1.1.	CRITERIOS DEL GRUPO (A).....	136
2.5.6.1.2.	CRITERIOS DEL GRUPO (B).....	137
2.5.6.2.	VALORACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES (MÉTODO RIAM).....	138
2.5.7.	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	141
2.6.	ESTUDIO DE TRÁFICO	142
2.6.1.	ESTACIONES DE AFORO	142
2.6.1.2.	RESULTADOS DE LOS CONTEOS VEHICULARES.....	151
2.6.2.	METODOLOGÍA PARA HALLAR EL PROMEDIO DIARIO ANUAL (IMDA).....	153
2.6.2.1.	OBTENCIÓN DE LOS FACTORES DE CORRECCIÓN	153
2.6.2.2.	DETERMINACIÓN DEL IMDA-SIN PROYECTO	155
2.6.3.	PROYECCIÓN DE TRÁFICO	155
2.6.4.	TRÁFICO GENERADO	157
2.6.5.	CÁLCULO DEL IMDA DE DISEÑO	159
2.7.	ESTUDIO DE TRAZO Y DISEÑO GEOMÉTRICO.....	160
2.7.1.	ESTUDIOS DE TRAZO	160
2.7.2.	DISEÑO GEOMÉTRICO	160
2.7.2.1.	CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS	161
2.7.2.2.	CRITERIOS Y CONTROLES BÁSICOS PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO.....	161
2.7.2.3.	DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	162
CAPÍTULO 3.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	166
3.1.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	167
3.1.1.	DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.....	167
3.1.2.	EVALUACIÓN DE CARGAS.....	167
3.1.2.1.	CARGAS PERMANENTES	167
3.1.2.1.1.	PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS	167
3.1.2.2.	CARGAS VARIABLES.....	168
3.1.2.2.1.	CAMIÓN DE DISEÑO	168
3.1.2.2.2.	TÁNDEM DE DISEÑO.....	168
3.1.2.2.3.	SOBRECARGA DISTRIBUIDA	168
3.1.2.2.4.	MODIFICACIÓN POR NÚMERO DE VÍAS CARGADAS	169
3.1.2.3.	EFFECTOS DINÁMICOS.....	169
3.1.2.4.	CARGAS SOBRE VEREDAS Y BARANDAS.....	170
3.1.2.4.1.	SOBRECARGAS EN VEREDAS.....	170
3.1.2.4.2.	FUERZAS SOBRE BARANDAS.....	170
3.1.2.5.	VARIACIONES DE TEMPERATURA.....	170
3.1.2.6.	CARGAS DE VIENTO.....	171
3.1.2.7.	EFFECTOS DE SISMO	172
3.1.3.	NOTACIÓN DE CARGAS, FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES.....	173
3.1.3.1.	CARGAS Y NOTACIÓN	173
3.1.3.2.	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	173
3.2.	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	174
3.2.1.	ACERO DE REFUERZO	175
3.2.2.	CONCRETO.....	175
3.2.3.	OTROS	176
3.3.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	176

3.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR COMPUTADORA	180
3.4.1. MODELO GEOMÉTRICO	181
3.4.2. COMBINACIONES DE CARGAS Y ENVOLVENTE.....	182
3.4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.....	183
3.4.3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN MULTICELULAR	185
3.4.3.1.1. LOSA SUPERIOR DEL TABLERO.....	185
3.4.3.1.2. VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO.....	186
3.4.3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOSA EN VOLADO	188
3.4.3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE VIGA DIAFRAGMA.....	189
3.5. DISEÑO EN CONCRETO REFORZADO	190
3.5.1. DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR	190
3.5.2. DISEÑO DE LA LOSA INFERIOR	195
3.5.3. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.....	196
3.5.3.1. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR.....	196
3.5.3.2. DISEÑO VIGA PRINCIPAL EXTERIOR.....	202
3.5.4. DISEÑO DE LOSA EN VOLADO.....	207
3.5.5. DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA.....	210
3.6. ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.....	213
3.6.1. BARRERAS DE PUENTE.....	213
3.6.1.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE UNA BARRERA DE PUENTE	214
3.6.1.2. SELECCIÓN DE UNA BARRERA DE PUENTE.....	214
3.6.2. SARDINEL SEPARADOR DE VÍAS	215
3.6.3. VEREDAS PEATONALES	216
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUB-ESTRUCTURA	217
4.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	218
4.1.1. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.....	218
4.1.2. EVALUACIÓN DE CARGAS.....	218
4.1.2.1. CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	218
4.1.2.2. PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y SU RELLENO	218
4.1.2.3. EMPUJE DEL TERRENO MÁS EL EFECTO DE SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO	218
4.1.2.3.1. EMPUJE DE TERRENO.....	219
4.1.2.3.2. SOBRE CARGA VERTICAL.....	219
4.1.2.4. CARGAS DE VIENTO.....	219
4.1.2.5. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACIÓN	219
4.1.2.6. FUERZA DE SÍSMICA.....	220
4.1.3. NOTACIÓN DE CARGAS, FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES.....	220
4.1.3.1. CARGAS Y NOTACIÓN	220
4.1.3.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	220
4.1.3.2.1. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES EN ESTRIBOS.....	221
4.1.3.2.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES EN PILARES.....	222
4.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	223
4.2.1. ACERO DE REFUERZO	223
4.2.2. CONCRETO.....	224
4.2.2.1. CONCRETO CICLOPEO	224
4.2.2.2. CONCRETO $F'C = 280 \text{ Kg/cm}^2$	224
4.2.2.3. CONCRETO $F'C = 350 \text{ Kg/cm}^2$	224
4.2.3. PROPIEDADES DEL TERRENO	225
4.2.3.1. MATERIAL DE RELLENO	225
4.2.3.2. SUELO DE CIMENTACIÓN	225
4.2.4. OTROS	225
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	225
4.3.1. PREDIMENSIONADO DE ESTRIBOS	225
4.3.2. PREDIMENSIONADO DE PILARES	226
4.3.2.1. COLUMNA CIRCULAR.....	227
4.3.2.2. CIMENTACIÓN DE PILARES	227
4.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ESTRIBOS.....	229

4.4.1.	FUERZAS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	229
4.4.2.	FUERZAS POR EL PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y SU RELLENO.....	229
4.4.3.	FUERZAS DE EMPUJE Y SOBRECARGA DEL TERRENO.....	229
4.4.4.	FUERZA DE FRENADO Y ACELERACIÓN.....	231
4.4.5.	FUERZA SÍSMICA DEL TERRENO.....	231
4.4.6.	FUERZA INERCIAL DE ESTRIBOS.....	232
4.4.7.	RESUMEN DE FUERZAS DE ESTRIBOS.....	233
4.4.7.1.	RESUMEN FUERZAS VERTICALES DE ESTRIBOS.....	233
4.4.7.2.	RESUMEN FUERZAS HORIZONTALES DE ESTRIBOS.....	234
4.5.	DISEÑO DE ESTRIBOS POR ESTABILIDAD Y ESFUERZOS.....	234
4.5.1.	CASO I – ESTRIBO CON PUENTE.....	234
4.5.1.1.	CÁLCULO DE LOS ESTADOS LÍMITE Y COMBINACIONES DE CARGA.....	234
4.5.1.2.	CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VUELCO.....	239
4.5.1.3.	CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO EN LA BASE.....	239
4.5.1.4.	CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR PRESIONES EN LA BASE.....	241
4.5.2.	CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE.....	242
4.5.2.1.	CÁLCULO DE LOS ESTADOS LÍMITE Y COMBINACIONES DE CARGA.....	242
4.5.2.2.	CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VUELCO.....	247
4.5.2.3.	CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO EN LA BASE.....	247
4.5.2.4.	CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR PRESIONES EN LA BASE.....	247
4.6.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE PILARES.....	248
4.6.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE COLUMNAS.....	248
4.6.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOSA DE CIMENTACIÓN.....	248
4.7.	DISEÑO DE PILARES EN CONCRETO REFORZADO.....	250
4.7.1.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	250
4.7.2.	DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN.....	255
4.8.	ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.....	258
4.8.1.	APOYOS DE ELASTÓMERO.....	258
4.8.2.	JUNTAS DE DILATACIÓN.....	259
CAPÍTULO 5.	COSTOS Y TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.....	261
5.1.	PLANILLAS DE METRADO.....	262
5.2.	PRESUPUESTO DE OBRA.....	267
5.3.	ANÁLISIS COSTOS UNITARIOS.....	270
5.4.	PROGRAMACIÓN DE LA OBRA.....	283
	CONCLUSIONES.....	285
	RECOMENDACIONES.....	287
	BIBLIOGRAFÍA.....	288
	PLANOS.....	290

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa Político del Perú con la Ubicación de la Región Arequipa.....	4
Figura 2 - Mapa Político de la Provincia de Arequipa con la Ubicación del Proyecto.....	5
Figura 3 - Vista del área de la Quebrada Añashuayco en la Zona del Proyecto.....	5
Figura 4 - Partes de un Puente	12
Figura 5 - Levantamiento Topográfico con Estación Total.....	35
Figura 6 - Levantamiento Topográfico con Prisma Topográfico	36
Figura 7 - Levantamiento Topográfico con Georeferenciación GPS	36
Figura 8 - Vista del área Sub-Cuenca de la Quebrada Añashuayco	82
Figura 9 - Vista Isométrica del Caudal de Diseño en HEC-RAS.....	84
Figura 10 -Perfil de Flujo del Caudal de Diseño en HEC-RAS.....	85
Figura 11 -Sección Transversal del Flujo del Caudal de Diseño en HEC-RAS	85
Figura 12 - Mapa Geológico de la Ciudad de Arequipa.....	90
Figura 13 -Plano Geomorfológico de la Ciudad de Arequipa.....	91
Figura 14 -Plano Geotécnico de la Ciudad de Arequipa.....	92
Figura 15 -Vista Aérea de la Ubicación del Puente Añashuayco.....	94
Figura 16 -Ubicación de Calicatas en la Zona del Proyecto	94
Figura 17 -Corte de Terreno en la Zona del Proyecto.....	95
Figura 18 -Vista de Calicata C-1 en la Zona del Proyecto.....	95
Figura 19 -Canteras en la Zona del Proyecto	115
Figura 20 -Mapa de Zonificación Sísmica de Perú	118
Figura 21 -Mapa Sismotectónico del Perú	119
Figura 22 -Mapa Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Arequipa.....	121
Figura 23 -Mapa Iso-Aceleraciones Para un 10% Excedencia en 50 años.....	122
Figura 24 -Área de Influencia Directa Puente Añashuayco.....	126
Figura 25 - Área de Influencia Indirecta Puente Añashuayco	127
Figura 26 - Escala de Valoración de Impactos Ambientales.....	138
Figura 27 -Ubicación de la Estación de Aforo	142
Figura 28 -Sección Vial Av. Industrial, Cerro Colorado, Arequipa.....	164
Figura 29 -Sección Vial de Diseño - Puente Añashuayco.....	165
Figura 30 - Características del Camión de Diseño.....	169
Figura 31 - Fuerzas de Diseño para Barandas de Puente.....	170
Figura 32 - Sección Transversal del Puente Tipo Cajón Multicelular - Puente Añashuayco.....	178
Figura 33 - Vista de Perfil del Puente Añashuayco	179
Figura 34 - Modelo Geométrico Tablero Tipo Cajón Multicelular - Puente Añashuayco	181
Figura 35 - Modelo Geométrico Losa en Volado - Puente Añashuayco	181
Figura 36 - Modelo Geométrico Viga Diafragma - Puente Añashuayco	182
Figura 37 - Fuerzas y Momentos Internos de una Sección Puente en CSI Bridge.....	184
Figura 38 - Fuerzas y Momentos Internos de un Elemento Área en CSI Bridge.....	184
Figura 39 - Diseño en Concreto Armado - Losa Superior del Tablero de Puente	194
Figura 40 - Diseño en Concreto Armado - Losa Inferior del Tablero de Puente.....	195
Figura 41 - Diseño en Concreto Armado - Viga Interior del Tablero de Puente	201
Figura 42 - Diseño en Concreto Armado - Viga Exterior del Tablero de Puente	207

Figura 43 – Diseño en Concreto Armado – Losa en Volado del Tablero de Puente.....	210
Figura 44 – Diseño en Concreto Armado – Viga Diafragma del Tablero de Puente	213
Figura 45 – Barrera de Puente de Acero Estructural $h=1.30$ m, (Vista Propia)	215
Figura 46 – Sardinell Separador de Vías Para Puente $h=0.20$ m, (Vista Propia).....	215
Figura 47 – Pre-dimensionamiento de Estribos por Gravedad en Concreto Ciclópeo,.....	226
Figura 48 – Pre-dimensionamiento de Columnas para Pilares de Concreto Armado,	227
Figura 49 – Pre-dimensionamiento de Cimentación para Pilares de Concreto Armado,.....	228
Figura 50 – Resumen de Fuerzas del Estribo de Puente,	233
Figura 51 – Factor de Longitud Efectiva “K” en el Plano del Pórtico,	251
Figura 52 – Factor de Longitud Efectiva “K” en el Plano Transversal al Pórtico,.....	251
Figura 53 – Diagrama de Interacción de Columna Circular de Puente para ambos Sentidos,.....	253
Figura 54 – Diseño en Concreto Armado – Columna para Pilares de Puente	254
Figura 55 – Diseño en Concreto Armado – Losa de Cimentación para Pilares de Puente	258
Figura 56 – Apoyo Elastomérico – Puente Añashuayco,	259
Figura 57 – Junta de Dilatación Estribo con Puente Añashuayco,	260



LISTA DE CUADROS

CUADRO 1 – Clasificación de los Puentes.....	10
CUADRO 2 – Coordenadas UTM de la Quebrada del Puente	35
CUADRO 3 – Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) - Estación La Pampilla	38
CUADRO 4 – Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) - Estación Huasacache	39
CUADRO 5 – Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) - Estación S Corpac.....	40
CUADRO 6 – Precipitación Total Mensual (mm) - Estación La Pampilla.....	41
CUADRO 7 – Precipitación Total Mensual (mm) - Estación Huasacache.....	42
CUADRO 8 – Precipitación Total Mensual (mm) - Estación S Corpac	43
CUADRO 9 – Resumen de Precipitaciones Máximas (mm) – 03 Estaciones	44
CUADRO 10 – Análisis de Doble Masa Precipitación Máxima en 24 Hrs – 03 Estaciones	47
CUADRO 11 – Análisis de Doble Masa Precipitación Total Máxima Mensual - 03 Estaciones.....	48
CUADRO 12 –Factor de Corrección de Datos 03 Estaciones - Precipitación Máxima en 24 Hrs.....	49
CUADRO 13 –Factor de Corrección de Datos 03 Estaciones - Precipitación Total Máxima Mensual	49
CUADRO 14 – Análisis de Doble Masa Corregido Precipitación Máxima en 24 Hrs. – 03 Estaciones.....	50
CUADRO 15 – Análisis de Doble Masa Corregido Precipitación Total Máxima Mensual – 03 Estaciones	51
CUADRO 16 – Log Normal para Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. (mm) – 03 Estaciones.....	55
CUADRO 17 – Distribución Log Normal de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla.....	56
CUADRO 18 – Distribución Log Normal de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache	56
CUADRO 19 – Distribución Log Normal de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac	57
CUADRO 20 – Log Pearson Tipo III para Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. (mm) – 03 Estaciones.....	58
CUADRO 21 – Distribución Log Pearson Tipo III de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla.....	59
CUADRO 22 – Distribución Log Pearson Tipo III de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache	59
CUADRO 23 – Distribución Log Pearson Tipo III de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac.....	60
CUADRO 24 – Gumbel de Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. (mm) – 03 Estaciones	61
CUADRO 25 – Distribución Gumbel de Precipitaciones Máximas 24 Hrs.(mm) - Estación La Pampilla.	61
CUADRO 26 – Distribución Gumbel de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache .	62
CUADRO 27 – Distribución Gumbel de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac.....	62
CUADRO 28 – Resumen de Precipitaciones Máximas Probables 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla...	63
CUADRO 29 – Resumen de Precipitaciones Máximas Probables 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache...	63
CUADRO 30 – Resumen de Precipitaciones Máximas Probables 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac	64
CUADRO 31 –Valores para el Cálculo de “ α ” y “ β ”	65
CUADRO 32 – Precipitación Máxima Probable 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla	66
CUADRO 33 – Precipitación Máxima Probable 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache.....	66
CUADRO 34 – Precipitación Máxima Probable 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac.....	67
CUADRO 35 – Prueba de Bondad y Ajuste Kolmogorov Smirnov - Estación La Pampilla	68
CUADRO 36 –Prueba de Bondad y Ajuste Kolmogorov Smirnov - Estación Huasacache	69

CUADRO 37 –Prueba de Bondad y Ajuste Kolmogorov Smirnov - Estación S Corpac.....	70
CUADRO 38 –Precipitación Pluvial Total 24 Hrs (mm) - Estación La Pampilla.....	71
CUADRO 39 –Precipitación Pluvial Total 24 Hrs (mm) - Estación Huasacache.....	72
CUADRO 40 –Precipitación Pluvial Total 24 Hrs (mm) - Estación S Corpac	72
CUADRO 41 – Correlación Lineal Múltiple, Estación La Pampilla.....	74
CUADRO 42 – Correlación Lineal Múltiple, Estación Huasacache	75
CUADRO 43 – Correlación Lineal Múltiple, Estación S Corpac	76
CUADRO 44 – Intensidad Máxima de la Precipitación Estimada (mm/hr) - Estación La Pampilla.....	77
CUADRO 45 – Intensidad Máxima de la Precipitación Estimada (mm/hr) - Estación Huasacache.....	78
CUADRO 46 – Intensidad Máxima de la Precipitación Estimada (mm/hr) - Estación S Corpac	80
CUADRO 47 –Coeficientes de Escorrentía Método Racional.....	83
CUADRO 48 –Análisis Hidrológico de la Cuenca Quebrada de Añashuayco,	83
CUADRO 49 – Análisis Hidráulico de la Sección Longitudinal del Puente,.....	86
CUADRO 50 – Factor de Corrección por Contracción del Cauce “ μ ”.....	87
CUADRO 51 – Análisis de Socavación del Puente.....	88
CUADRO 52 – Calicata C-1, Progresiva 0+15.....	97
CUADRO 53 – Calicata C-2, Progresiva 0+50.....	98
CUADRO 54 – Calicata C-3, Progresiva 0+70.....	99
CUADRO 55 – Calicata C-4, Progresiva 0+100	100
CUADRO 56 – Ensayos de Geotecnia.....	101
CUADRO 57 – Granulometría Estrato 1 – Ladera de la Quebrada,.....	102
CUADRO 58 – Granulometría Estrato 1 – Cause de la Quebrada.....	103
CUADRO 59 – Granulometría del Afirmado – Afirmado Cantera Añashuayco.....	104
CUADRO 60 – Ensayo para Determinar el Contenido Humedad del Suelo.....	105
CUADRO 61 – Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad - Ladera de la Quebrada.....	105
CUADRO 62 – Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad - Lecho de la Quebrada.....	105
CUADRO 63 – Límite Líquido –Afirmado Cantera de Añashuayco,.....	106
CUADRO 64 – Límite Plástico e Índice de Plasticidad – Afirmado Cantera de Añashuayco	106
CUADRO 65 – Determinación de la Densidad Máxima Seca – Afirmado Añashuayco	107
CUADRO 66 – Características de la Muestra – Afirmado Añashuayco.....	108
CUADRO 67 – Aplicación de Carga (4Kg) – Afirmado Añashuayco	108
CUADRO 68 – Aplicación de Carga (8Kg) – Afirmado Añashuayco	109
CUADRO 69 – Aplicación de Carga (12Kg) – Afirmado Añashuayco,	110
CUADRO 70 – Aplicación de Carga (16Kg) – Afirmado Añashuayco	111
CUADRO 71 – Determinación del Ángulo de Rozamiento Interno (ϕ) y la Cohesión Efectiva(c) – Afirmado Añashuayco	112
CUADRO 72 – Ensayo Compresión Simple – Sillar Quebrada Añashuayco.....	113
CUADRO 73 – Corrección del Esfuerzo de Rotura – Sillar Quebrada Añashuayco.....	113
CUADRO 74 –Composición Química del Sillar.....	114
CUADRO 75 –Composición Química del Sillar	114
CUADRO 76 – Composición Química del Sillar,.....	114
CUADRO 77 – Zonas Sísmicas en Puentes	123
CUADRO 78 – Condiciones de Sitio para Puentes.....	123
CUADRO 79 –Factores de Modificación de Respuesta R - Subestructuras	124

CUADRO 80 –Factores de Modificación de Respuesta R - Conexiones	124
CUADRO 81 –Parámetros de Sismo del Proyecto.....	125
CUADRO 82 –Lista de Chequeo de Impactos Ambientales.....	132
CUADRO 83 –Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales Negativos (método RIAM).....	139
CUADRO 84 –Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales Positivos (método RIAM)	140
CUADRO 85 –Aforo Vehicular (Miércoles 21de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	144
CUADRO 86 –Aforo Vehicular (Jueves 22de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	145
CUADRO 87 –Aforo Vehicular (Viernes 23de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	146
CUADRO 88 –Aforo Vehicular (Sábado 24 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	147
CUADRO 89 –Aforo Vehicular (Domingo 25 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	148
CUADRO 90 –Aforo Vehicular (Lunes 26 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	149
CUADRO 91 –Aforo Vehicular (Martes 27 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento	150
CUADRO 92 – Resumen Aforo Vehicular Estación de Aforo Vía de Evitamiento.....	151
CUADRO 93 – Resumen Aforo Vehicular Av. Industrial.....	152
CUADRO 94 – Factores de Corrección Promedio para Vehículos Ligeros (2000-2010).....	154
CUADRO 95 – Factores de Corrección Promedio para Vehículos Pesados (2000-2010)	154
CUADRO 96 – Determinación del IMDA - Sin Proyecto	155
CUADRO 97 – Parque Automotor de Arequipa por Tipos: Años 1989-2008	156
CUADRO 98 –Tasas Promedio de Crecimiento Vehicular Anual en Arequipa	157
CUADRO 99 – Proyección de Tráfico – Sin Proyecto	157
CUADRO 100 – Tráfico Generado – Con Proyecto.....	158
CUADRO 101 - Cálculo del Índice Medio Diario Anual del Proyecto.....	159
CUADRO 102–Clasificación de Vial del Proyecto.....	161
CUADRO 103–Rangos de la Velocidad de Diseño en Función a la Clasificación de la Carretera por Demanda y Orografía.....	161
CUADRO 104–Vehículo de Diseño del Proyecto	161
CUADRO 105–Datos Básicos de los Vehículos de Tipo M utilizados para el Dimensionamiento de Carreteras	162
CUADRO 106– Diseño Sección Transversal del Proyecto	162
CUADRO 107–Ancho Mínimo de Calzada en Tangente	162
CUADRO 108–Ancho de Berma	163
CUADRO 109–Valores del Bombeo de la Calzada.....	163
CUADRO 110 – Factor de Modificación por Número de Vías Cargadas,.....	169
CUADRO 111– Efectos Dinámicos por Carga Móvil en Puentes,	169
CUADRO 112 – Fuerzas de Diseño de barandas de Puentes,	170
CUADRO 113–Rangos de Temperatura (°C),.....	171
CUADRO 114–Temperatura que Definen los Gradientes (°C),.....	171
CUADRO 115–Valores de las Constantes C, Z ₀	172
CUADRO 116–Presiones Básicas para Velocidad del Viento de 100 Km/h,.....	172
CUADRO 117– Factor “n”para los Estados Límite.....	174
CUADRO 118– Estados Límite de Carga Factorizada	174
CUADRO 119– Propiedades Mecánicas del Acero Corrugado Grado 60.....	175

CUADRO 120– Dimensiones y Pesos del Acero Corrugado Grado 60.....	175
CUADRO 121– Predimensionamiento del Puente	177
CUADRO 122–Combinacionesde Carga - Tablero Tipo Cajón Multicelular	182
CUADRO 123 –Combinaciones de Carga – Losa en Volado	183
CUADRO 124 –Combinaciones de Carga – Viga Diafragma.....	183
CUADRO 125 – Fuerzas y Momentos Losa Superior – Tablero Tipo Cajón Multicelular	185
CUADRO 126 – Fuerzas y Momentos Vigas Exteriores (Envolvente) – Tablero Tipo Cajón Multicelular	186
CUADRO 127 – Fuerzas y Momentos Vigas Exteriores (Servicio) – Tablero Tipo Cajón Multicelular ...	186
CUADRO 128 – Fuerzas y Momentos Vigas Interiores (Envolvente) – Tablero Tipo Cajón Multicelular	187
CUADRO 129 – Fuerzas y Momentos Vigas Interiores (Servicio) – Tablero Tipo Cajón Multicelular	188
CUADRO 130 – Fuerzas y Momentos Losa en Volado – Tablero Tipo Cajón Multicelular.....	188
CUADRO 131 – Combinación de CM + CT – Tablero Tipo Cajón Multicelular	189
CUADRO 132 – Fuerzas y Momentos Viga Diafragma (Resistencia) – Tablero Tipo Cajón Multicelular	189
CUADRO 133 – Altura Equivalente de Suelo para Cargas de Tráfico Vehicular	219
CUADRO 134 – Estados Límite de Carga Factorizada para Estribos	222
CUADRO 135 – Factor “n” para los Estados Límite.....	222
CUADRO 136 – Estados Límite de Carga Factorizada para Pilares.....	223
CUADRO 137– Propiedades Mecánicas del Acero Corrugado Grado 60.....	223
CUADRO 138 – Dimensiones y Pesos del Acero Corrugado Grado 60	224
CUADRO 139 – Propiedades Mecánicas del Afirmado	225
CUADRO 140 – Propiedades Mecánicas del Sillar	225
CUADRO 141 – Pre-dimensionamiento del Estribo de Gravedad,	226
CUADRO 142 – Fuerzas para Estribo de Puente	229
CUADRO 143 – Resumen Fuerzas Verticales del Estribo de Puente	233
CUADRO 144 – Resumen Fuerzas Horizontales del Estribo de Puente	234
CUADRO 145 – Combinaciones de Cargas Verticales - Estribo con Puente	235
CUADRO 146 – Combinaciones de Momentos Estabilizadores - Estribo con Puente	236
CUADRO 147 – Combinaciones de Cargas Horizontales - Estribo con Puente	237
CUADRO 148 – Combinaciones de Momentos de Vuelco - Estribo con Puente.....	238
CUADRO 149 – Chequeo de Estabilidad por Vuelco - Estribo con Puente.....	239
CUADRO 150 – Factores de resistencia en Cimientos Superficiales, Estado Límite de Resistencia	240
CUADRO 151–Ángulo de Fricción entre la Superficie de Contacto de Materiales Distintos.....	240
CUADRO 152 – Chequeo de Estabilidad por Deslizamiento - Estribo con Puente	241
CUADRO 153 – Chequeo de Estabilidad por Presiones en la Base - Estribo con Puente	242
CUADRO 154 – Combinaciones de Cargas Verticales - Estribo sin Puente	243
CUADRO 155 – Combinaciones de Momentos Estabilizadores - Estribo sin Puente	244
CUADRO 156 – Combinaciones de Cargas Horizontales - Estribo sin Puente	245
CUADRO 157 – Combinaciones de Momentos de Vuelco - Estribo sin Puente	246
CUADRO 158 – Chequeo de Estabilidad por Vuelco - Estribo sin Puente.....	247
CUADRO 159 – Chequeo de Estabilidad por Deslizamiento - Estribo sin Puente	247
CUADRO 160 – Chequeo de Estabilidad por Presiones en la Base - Estribo sin Puente	248
CUADRO 161 – Fuerzas y Momentos - Pilares de Puente	248

CUADRO 162 – Fuerzas y Momentos - Columna-Cimentación de Puente	249
CUADRO 163 – Fuerzas y Momentos - Losa de Cimentación de Puente.....	249



LISTA DE GRÁFICAS

GRÁFICA 1 - Hidrograma de Precipitaciones Máximas Estación La Pampilla.....	45
GRÁFICA 2 - Hidrograma de Precipitaciones Máximas Estación Huasacache.....	45
GRÁFICA 3 - Hidrograma de Precipitaciones Máximas Estación S Corpac	46
GRÁFICA 4 -Diagrama de Doble Masa Precipitación Máxima en 24 Hrs - 03 Estaciones	47
GRÁFICA 5 - Diagrama de Doble Masa Precipitación Total Máxima Mensual - 03 Estaciones	48
GRÁFICA 6 - Diagrama de Doble Masa Corregido Precipitación Máxima en 24 Hrs. - 03 Estaciones	50
GRÁFICA 7 - Diagrama de Doble Masa Corregido Precipitación Total Máxima Mensual - 03 Estaciones	51
GRÁFICA 8 - Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación la Pampilla (TR= 2 a 20 años)	77
GRÁFICA 9 - Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación la Pampilla (TR= 25 a 100 años)	78
GRÁFICA 10 - Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación Huasacache (TR= 2 a 20 años).....	79
GRÁFICA 11 - Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación Huasacache (TR= 25 a 100 años) .	79
GRÁFICA 12 - Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación S Corpac (TR= 2 a 20 años)	80
GRÁFICA 13 - Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación S Corpac (TR= 25 a 100 años)	81
GRÁFICA 14 - Curva Granulométrica Estrato 1 - Ladera de la Quebrada	102
GRÁFICA 15 - Curva Granulométrica Estrato 1 - Cause de la Quebrada.....	103
GRÁFICA 16 - Curva Granulométrica Afirmado - Cantera Añashuayco.....	104
GRÁFICA 17 - Curva de Determinación del Límite Líquido - Afirmado Cantera de Añashuayco.....	106
GRÁFICA 18 - Curva de Densidad Máxima - Afirmado Añashuayco.....	107
GRÁFICA 19 - Curva Esfuerzo Deformación - Afirmado Añashuayco	112
GRÁFICA 20 - Envoltente de Resistencia - Afirmado Añashuayco	112
GRÁFICA 21 - Espectro Aceleración-Tiempo del Proyecto	125
GRÁFICA 22 - Número de Vehículos Diarios-Av. Industrial.....	152
GRÁFICA 23 - Combinación de CM + CT - Tablero Tipo Cajón Multicelular	189

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 2.1 – Precipitación Corregida	49
Ecuación 2.2 - Probabilidad de Ocurrencia.....	53
Ecuación 2.3 - Periodo de Retorno	53
Ecuación 2.4 - Riego Admisible de Falla	53
Ecuación 2.5 – Magnitud de Evento Hidrológico	54
Ecuación 2.6 – Función de Probabilidad – Log Normal ($0 < p \leq 0.5$)	54
Ecuación 2.7 – Factor de Frecuencia – Log Normal ($0 < p \leq 0.5$)	54
Ecuación 2.8 – Función de Probabilidad – Log Normal ($p > 0.5$)	55
Ecuación 2.9 – Factor de Frecuencia – Log Normal ($p > 0.5$)	55
Ecuación 2.10 - Función de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($0 < p \leq 0.5$)	57
Ecuación 2.11 – Factor de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($0 < p \leq 0.5$)	57
Ecuación 2.12 - Factor de Frecuencia – Log Pearson Tipo III ($0 < p \leq 0.5$)	57
Ecuación 2.13 - Función de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($p > 0.5$).....	57
Ecuación 2.14 – Factor de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($p > 0.5$)	57
Ecuación 2.15 - Factor de Frecuencia – Log Pearson Tipo III ($p > 0.5$)	58
Ecuaciones 2.12 – Factores de Dispersión - Gumbel.....	60
Ecuación 2.13 – Función de Probabilidad - Gumbel.....	60
Ecuación 2.14 – Distribución de Gumbel.....	60
Ecuaciones 2.15 – Factores de Dispersión – Kolmogorov Smirnov.....	64
Ecuación 2.16 - Función de Probabilidad – Kolmogorov Smirnov	65
Ecuación 2.17- Distribución Teórica - Kolmogorov Smirnov.....	65
Ecuación 2.18- Precipitación Pluvial Total	71
Ecuación 2.19 – Intensidad Máxima de Precipitación Pluvial.....	73
Ecuación 2.20 - Caudal de Diseño.....	82
Ecuación 2.21 - Tiempo de Concentración de Diseño	83
Ecuación 2.22 - Socavación General	86
Ecuación 2.23 – Coeficiente de Distribución de Gasto	87
Ecuación 2.24 - Coeficiente de Frecuencia.....	87
Ecuación 2.25 – Coeficiente por Peso Específico del Agua	88
Ecuación 2.26 – Exponente por Diámetro de Partículas.....	88
Ecuación 2.22 – Carga Admisible en Rocas.....	114
Ecuación 2.22 – Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (a)	123
Ecuación 2.23– Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (b)	123
Ecuación 2.24 – Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (c)	124
Ecuaciones 2.23 - Criterios de Evaluación de Impactos Ambientales	135
Ecuaciones 2.27 y 2.28 - Índice Medio Diario Anual y Semanal	153
Ecuación 2.29 - Factor de Corrección Mensual (IMD)	153
Ecuación 2.30 – Trafico Proyectado	155
Ecuación 3.1 – Diseño por Factores de Carga y Resistencia.....	167
Ecuación 3.2 – Velocidad de Viento a la Altura Z.....	171
Ecuación 3.3 – Presión del Viento a la Altura Z.....	172

Ecuación 3.4 – Diseño por Factores de Carga y Resistencia.....	173
Ecuación 3.5 – Factor de Importacia Operacinal.....	174
Ecuación 4.1 – Diseño por Factores de Carga y Resistencia.....	218
Ecuación 4.2 – Carga Última por Factores de Carga y Resistencia.....	220
Ecuación 4.3 - Factor de Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa.....	222
Ecuación 4.4 – Resistencia al Deslizamiento Factorizada	239
Ecuación 4.5 – Resistencia de Presión del Terreno Factorizada.....	241



RESUMEN

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.

Esta tesis fue elaborada con estudios realizados en situ, como lo fueron, estudios de topografía, hidrología, geotecnia, tránsito e impacto ambiental.

Se tomaron datos que fueron utilizados en la elaboración propia de cuadros y tablas que permitieron analizar las problemáticas y soluciones de este proyecto; “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA”, las cuales sirvieron para plantear una solución que fue estudiada en cada capítulo de esta tesis.

Se utiliza las normas vigentes para el desarrollo de cada capítulo.

El 1er Capítulo, es una descripción general y conceptos del proyecto. Su situación actual como sus antecedentes de la zona de estudio.

El 2do Capítulo, contiene todos los estudios realizados para la ingeniería básica en el diseño de puentes y carreteras así como la solución geométrica más adecuada.

El 3er y 4to Capítulo, están referidos al análisis y diseño estructural de la superestructura y subestructura lo que permite salvar el obstáculo que significa la quebrada Añashuayco. Dando continuidad a la vía.

El 5to Capítulo, esta referido a la factibilidad y tiempo de este proyecto para su realización al final de este estudio.

Los estudiantes de nuestro programa profesional encontraran en este material una ayuda complementaria para el estudio de proyectos de parecida magnitud.

ABSTRACT

A bridge is a work that is built to save an obstacle thereby continuing a path. Usually support a road, a road or a railroad, but can also transport pipelines and power distribution lines.

This thesis is derived from studies in situ, as were studies of topography, hydrology, geotechnical, traffic and environmental impact.

Data that were used in the actual preparation of charts and tables that allowed analyzing the problems and solutions of this project were taken; "AÑASHUAYCO STRUCTURAL DESIGN OF BRIDGE IN AV. INDUSTRIAL DISTRICT OF CERRO COLORADO, AREQUIPA, "which served to propose a solution was studied in each chapter of this thesis.

The regulations for the development of each chapter is used.

The 1st chapter is an overview and concepts of the project. Their current situation and their history of the study area.

The 2nd Chapter, contains the studies for the basic engineering design of bridges and roads as well as the most appropriate geometric solution.

The 3rd and 4th Chapter, are referred to the structural analysis and design of the superstructure and substructure allowing the obstacle which means Añashuayco broken. Continuing the route.

The 5th Chapter, is referred to the feasibility and timing of this project to its completion at the end of this study.

Students of our professional program found in this material additional aid for the study of projects of similar magnitude.magnitud.



CAPÍTULO 1. DESCRIPCIÓN GENERAL

1.1. INTRODUCCIÓN

Actualmente en las asociaciones de vivienda colindantes a la quebrada Añashuayco (Por el lado Este conformado por los AA.HH. Santa María, APTASA, La Alborada, Zamácola, Río Seco, Víctor Andrés Belaunde y el Parque Industrial de Río Seco, y el lado Oeste constituido por los AA.HH. PeruArbo Zona I, II y III y Asociación Urbanizadora José Luis Bustamante y Rivero) ubicadas en el Distrito de Cerro Colorado, Arequipa, sus pobladores se tienen que trasladar a través de la torrentera con el riesgo permanente, exponiéndose a asaltos, accidentes peatonales, riesgos de contraer alguna enfermedad por la basura acumulada y animales muertos que se desechan en la torrentera, lo cual, deviene a que los costos de traslado peatonal y vehicular se eleven, y hasta en ocasiones los transportistas se nieguen a trasladar a los pobladores a sus domicilios por falta de adecuadas condiciones de tránsito. Además para trasladarse en vehículo, se hacen maniobras sobre una vía improvisada que descende a la quebrada, siendo un camino difícil por lo que los vehículos particulares incrementan sus costos de operación vehicular mermando su economía familiar.

A dicha problemática se agrega que la Av. Industrial, la cual es la única vía que interconecta las asociaciones de vivienda de la quebrada Añashuayco, no tiene continuidad a causa de dicha quebrada, por lo que no se tiene fluidez vehicular y peatonal desde el lado este, donde se ubica la Av. Aviación, hacia el lado oeste, donde está ubicada la autopista Arequipa-La Joya, lo cual, dificulta la transitabilidad vial y peatonal en dichas localidades y en general en la ciudad de Arequipa.

Mediante la construcción de un puente en la Quebrada de Añashuayco puede ser satisfecha la necesidad de brindar adecuadas condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal en la Av. Industrial del Distrito de Cerro Colorado. La estructura del puente franquearía el cauce de la Quebrada, lo cual beneficiará específicamente a la población aledaña, permitiendo mejorar sus condiciones de vida, mediante el mejor desenvolvimiento de sus actividades diarias de los vecinos y el transporte público urbano y privado, la transitabilidad peatonal y el desarrollo físico y mental de los pobladores, en especial de la población vulnerable, mejorando la fluidez vehicular por ser una salida rápida hacia la autopista Arequipa-La Joya.

1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

1.2.1. NOMBRE DEL PROYECTO

“Diseño Estructural del Puente Añashuayco en la Av. Industrial del Distrito de Cerro Colorado, Arequipa”.

1.2.2. ANTECEDENTES

La Avenida Industrial es una vía local que forma parte del Eje Longitudinal Principal Agrícola de la Ciudad, sin embargo no tiene continuidad a causa del accidente geográfico que la Quebrada Añashuayco representa, por el lado Este del comunica con la Vía de Evitamiento y la Av.

Aviación, y por el lado Oeste del comunica con la Autopista Arequipa-La Joya (Yura). Su recorrido presenta por el lado Este del proyecto una infraestructura vial se encuentra asfaltada en sus principales avenidas, mientras que por el lado Oeste del proyecto las vías se encuentran sin asfalto, es decir en estado natural lo cual provoca el polvo y levantamiento de tierra por el pasar de los vehículos con lo que ocasiona malestar y enfermedades a los vecinos de la zona lo que provoca un peligro para la salud de los niños y ancianos que son los más propensos a adquirir enfermedades dérmicas, diarreicas y respiratorias.

Los pobladores de la Asociación Urbanizadora "Peruano Argentino Boliviano" (PERUARBO) Zonas I, II y III, APTASA y Parque Industrial, Asociación Urbanizadora José Luis Bustamante y Rivero, se tienen que trasladar entre estos asentamientos a través de la torrentera, con el riesgo permanente al que se ven sometidos sus pobladores exponiéndose a asaltos, accidentes peatonales, riesgos de contraer alguna enfermedad por la basura acumulada y animales muertos que se desechan en la torrentera, lo cual, deviene a que los costos de traslado peatonal y vehicular se eleven, y hasta en ocasiones los transportistas se nieguen a trasladar a los pobladores a sus domicilios por falta de adecuadas condiciones de tránsito, específicamente por la falta de construcción del puente Añashuayco.

1.3. UBICACIÓN Y AREA DEL PROYECTO

El Proyecto está destinado a atravesar a desnivel un accidente geográfico como lo es la Quebrada de Añashuayco, dando continuidad a la Av. Industrial.

Cubre en la Av. Industrial, el área comprendida en la Quebrada Añashuayco entre la Asociación Urbanizadora "Peruano Argentino Boliviano" (PERUARBO) Zonas I, II y III, Asociación Urbanizadora José Luis Bustamante y Rivero y APTASA, Parque Industrial.

UBICACIÓN POLÍTICA

- REGIÓN: Arequipa
- PROVINCIA: Arequipa
- DISTRITO: Cerro Colorado



Figura 1 - Mapa Político del Perú con la Ubicación de la Región Arequipa
(Fuente: Wikipedia Inc.)

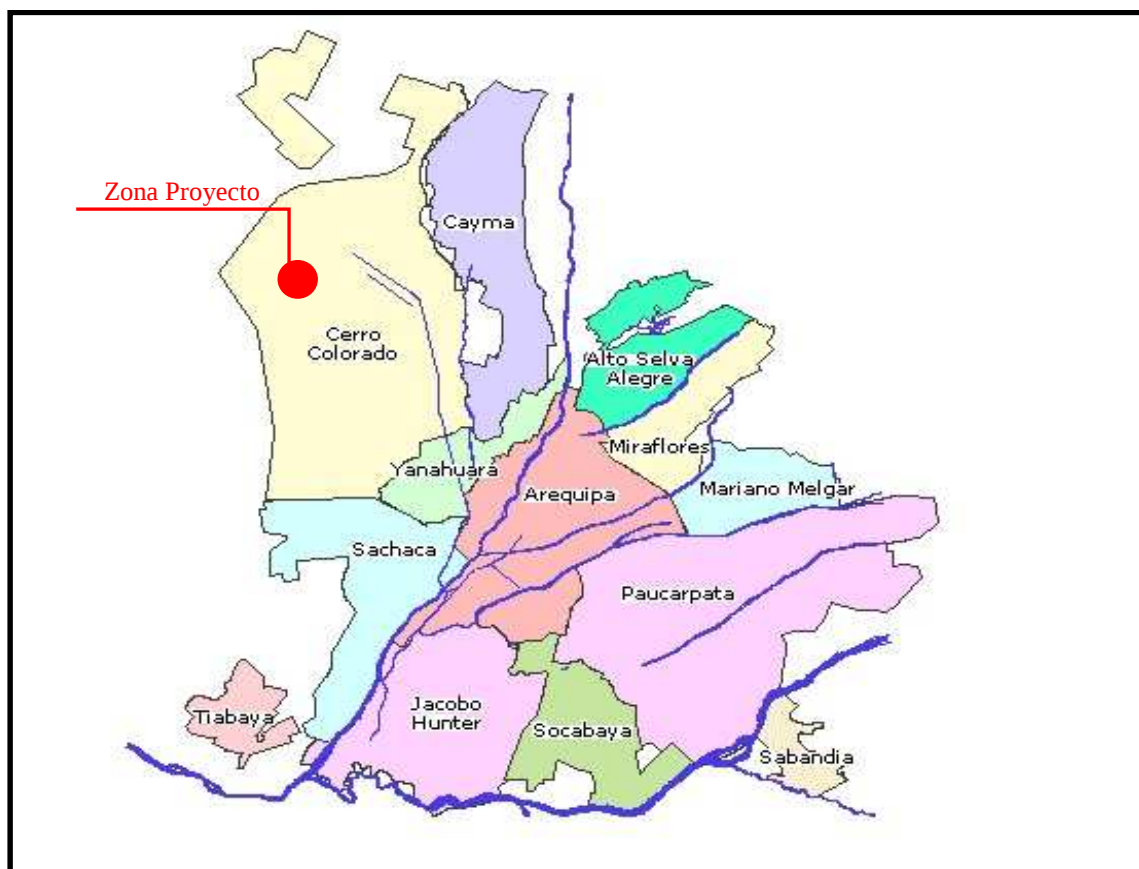


Figura 2 - Mapa Político de la Provincia de Arequipa con la Ubicación del Proyecto
(Fuente: Google Inc.)

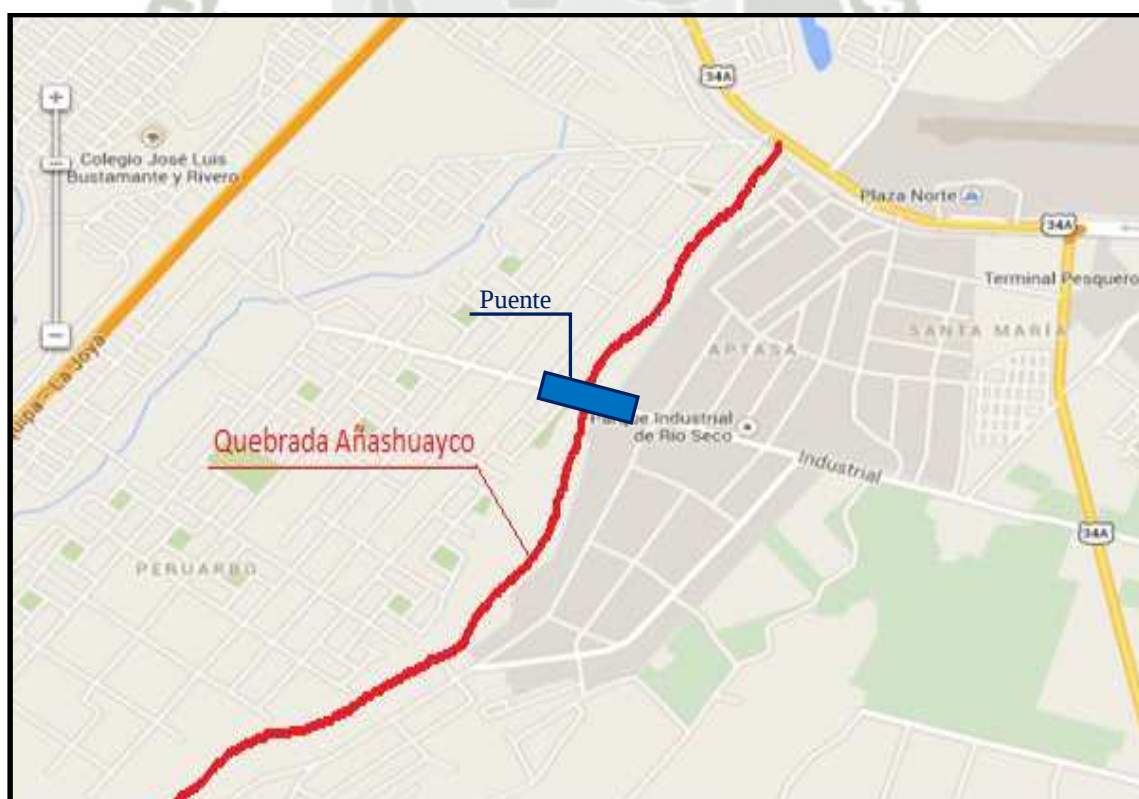


Figura 3 - Vista del área de la Quebrada Añashuayco en la Zona del Proyecto
(Fuente Google Inc.)

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.4.1.IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La inexistencia de un puente vial que permita un mejoramiento en la calidad de vida de los pobladores y un tránsito fluido, adecuado y modernización en la Av. Industrial entre el AA.HH. Peruarbo y el Parque Industrial de Cerro Colorado, y que a su vez servirá de nexo entre la Av. Aviación y la Vía de Evitamiento con la Autopista Arequipa-La Joya (Yura).

1.4.2.DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La necesidad de un puente en la quebrada Añashuayco que interconecte el AA.HH. Peruarbo y el Parque Industrial de Cerro Colorado, que deviene en un deficiente desenvolvimiento en las actividades diarias de los vecinos, del transporte público urbano y privado, de la transitabilidad peatonal y el desarrollo físico y mental de los pobladores, en especial de la población vulnerable. Esto debido a que sus pobladores se tienen que trasladar a través de la torrentera con el riesgo permanente, exponiéndose a asaltos, accidentes peatonales, riesgos de contraer alguna enfermedad por la basura acumulada y animales muertos que se desechan en la torrentera, lo cual, deviene a que los costos de traslado peatonal y vehicular se eleven, y hasta en ocasiones los transportistas se nieguen a trasladar a los pobladores a sus domicilios por falta de adecuadas condiciones de tránsito. Además para trasladarse en vehículo, se hacen maniobras sobre una vía improvisada que desciende a la quebrada, siendo un camino difícil por lo que los vehículos particulares incrementan sus costos de operación vehicular mermando su economía familiar.

1.5. JUSTIFICACIÓN

El diseño estructural del puente vehicular beneficiará a la población que transita por la zona de AA.HH. Peruarbo y el Parque Industrial del Distrito de Cerro Colorado, y en general a la población de la Ciudad de Arequipa. El puente proporcionará una nueva opción de vía de comunicación al franquear la Quebrada Añashuayco, dando así continuidad a la Av. Industrial de Cerro Colorado.

El puente facilitará el acceso, beneficiará a la población tanto en economía como en la mejora de la calidad de vida y reducción de tiempo al momento de trasladarse de un lugar a otro. Es uno de los principales mecanismos que fortalecen el desarrollo económico, social y cultural de las Poblaciones aledañas a la Quebrada Añashuayco.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1.OBJETIVO GENERAL

Elaboración de un Diseño Estructural (Puente en la Quebrada Añashuayco) que permita

mejorar la calidad de vida la Población que transita por la zona de AA.HH. Peruarbo y el Parque Industrial de Cerro Colorado, Arequipa.

1.6.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Brindar adecuadas condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal en el cruce de la Av. Industrial con la Quebrada Añashuayco, de la Asociación Urbanizadora Peruarbo– Distrito de Cerro Colorado-Arequipa.
- Análisis y estudio de tráfico y densidad.
- Desarrollar y plantear una alternativa acorde al problema existente de transito en la quebrada.
- Diseño estructural del puente.
- Costo y tiempo del proyecto.
- Ahorro de tiempo de los usuarios de vehículos.
- Ahorro en tiempo de circulación de los peatones.
- Ahorro de costos de operación vehicular.
- Facilitar el tránsito de los peatones y su acceso a las instalaciones colindantes proporcionando además seguridad.
- Conseguir una mayor calidad de vida en la zona, mejorando su estética, suprimiendo ruidos y humos e incrementando la convivencia.
- Incentivar la visita de turistas, a través del mejoramiento de la infraestructura vial.
- Mejorar la imagen de los asentamientos humanos directamente involucrados.

1.7. HIPÓTESIS

Es Probable que con el estudio y desarrollo de un Puente en la Av. Industrial, entre la zona de AA.HH. Peruarbo y el Parque Industrial de Cerro Colorado (Quebrada de Añashuayco), sea posible atravesar a desnivel un accidente geográfico por el cual no es viable el transito en la dirección de su eje, y se logre una mejora en la fluidez vehicular así como también en la calidad de vida de la población de las zonas aledañas.

1.8. MARCO TEÓRICO PARA PUENTES

1.8.1.HISTORIA DE LOS PUENTES

La construcción de puentes aparece como una de las actividades más antiguas del hombre. Lamentablemente no existen restos de las primeras obras, pero es posible imaginarlas observando los diversos puentes primitivos que se han descubierto en zonas total o casi totalmente aisladas. Tales obras servían al hombre primitivo para salvar obstáculos como ríos o barrancos, y estaban constituidas principalmente por: madera, piedra y lianas.

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, etc.

El arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria. Puede decirse que nace cuando un buen día se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol de forma que, al caer, enlazara las dos riberas de una corriente sobre la que deseaba establecer un vado. La idea era que a la caída casual de un árbol este le proporcionara un puente fortuito.

A medida fue pasando el tiempo surgieron los puentes colgantes (pasarelas colgantes), es aquí donde el hombre empieza a poner a prueba su ingenio, para poder construir una obra en donde no podía usar más material que el brindado por la naturaleza. Constituidos principalmente por lianas o bambú, trenzado, las pasarelas colgantes se fijaban en ambos lados de la brecha a salvar, bien a rocas, o a troncos de árboles.

Transcurría el tiempo y los puentes fueron teniendo mejoras y es así como surgen los puentes en voladizo. Estos puentes eran usados cuando los claros a salvar superaban la longitud de los troncos disponibles. Se construían empotrando troncos en las paredes de los márgenes de la brecha, de esta manera era posible salvar la distancia entre los extremos de los voladizos con un solo tronco.

Dentro de las mejoras a medida crece la evolución de la construcción de puente va unida a la necesidad en los tiempos en que Roma dominaba la mayor parte del mundo conocido. A medida que sus legiones conquistaban nuevos países, iban levantando en su camino puentes de madera más o menos permanentes; cuando construyeron sus calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada. La red de comunicaciones del Imperio Romano llegó a sumar 90,000 Km., de excelentes carreteras.

Un ejemplo de esto es el Puente de Alcántara, construido sobre el Río Tajo, cerca de Portugal. La mayoría de los puentes anteriores habrían sido barridos por la fuerte corriente. Los romanos también usaban cemento, que reducía la variación de la fuerza que tenía la piedra natural. Un tipo de cemento, llamado pozzolana, consistía de agua, lima, arena y roca volcánica. Los puentes de ladrillo y mortero fueron construidos después de la era romana, ya que la tecnología del cemento se perdió y más tarde fue redescubierta.

Los puentes de cuerdas, un tipo sencillo de puentes suspendidos, fueron usados por la civilización Inca en los Andes de Sudamérica, justo antes de la colonización europea en el siglo XVI.

A la caída del Imperio sufrió el arte de construir puentes un grave retroceso, que duró más de seis siglos. Si los romanos tendieron puentes para salvar obstáculos a su expansión, el hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra las invasiones. El puente era, por lo tanto, un punto débil en el sistema defensivo feudal. Por tal motivo muchos puentes fueron desmantelados y los pocos construidos estaban defendidos por fortificaciones.

Durante el Siglo XVIII hubo muchas innovaciones en el diseño de puentes con vigas por parte de Hans Ulrico, Johannes Grubenmann, y otros. El primer libro de ingeniería para la construcción de puentes fue escrito por Hubert Gautier en 1716.

A fines de la baja Edad Media renació la actividad constructiva, principalmente merced a la labor de los Hermanos del Puente, rama benedictina. El progreso continuó ininterrumpidamente hasta comienzos del siglo XIX. Con la Revolución Industrial, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para puentes más grandes, pero el hierro no tenía la fuerza elástica para soportar grandes cargas. Con la llegada del acero, que tiene un límite elástico, fueron construidos puentes más largos, muchos utilizando las ideas de Gustave Eiffel.

A partir de 1840 se presencia un desarrollo muy rápido y amplio de la construcción de puentes ligada esencialmente a la realización de nuevas líneas de ferrocarril. Otra causa que produjo la construcción de muchos puentes fue la intensa actividad económica generada por la revolución industrial, la cual produjo un aumento del tráfico por carretera. La construcción de puentes en esta época se vio beneficiada por las mejoras en las pastas de mortero con la invención del cemento Pórtland.¹

1.8.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Hay diferentes tipos de puentes y se pueden clasificar según sus características:

¹Chinchilla López. A., Mejía Bautista. F., Ramírez Caballero. V. Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO. Recuperado el 12 de octubre del 2014, de http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019116/019116_Cap2.pdf

CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES					
SEGÚN SU LONGITUD	SEGÚN LA UTILIDAD	SEGÚN LOS MATERIALES	SEGÚN LA UBICACIÓN DEL TABLERO	SEGÚN LA FORMA DE LA ESTRUCTURA	SEGÚN SUS CONDICIONES ESTÁTICAS
Puentes Mayores (Luz de vano mayores a 50 metros)	Puentes Peatonales	<u>Puentes de Cuerdas, Lianas y Otros</u>	<u>Estructura por Debajo del Tablero (Tablero Superior)</u>	Puentes Fijos	Puentes Rectos (Ángulo de Esviaje de 90°)
	Puentes Vehiculares	<u>Puentes de Madera</u>	- Puentes de Arco - Puentes de Armadura de Arco	- Puentes <u>Losa</u> - Puentes <u>Losa Maciza</u> - Puentes <u>Losa Aligerada</u>	
	Puentes Ferroviarios	<u>Puentes de Mampostería</u> - Puentes de Mampostería de Piedra - Puentes de Mampostería de Ladrillo	- Puentes de Armadura de Paso Superior <u>Estructura por Encima del Tablero (Tablero Inferior)</u>	- Puentes <u>Viga</u> - Puentes de <u>Viga Rectangular</u> - Puentes de <u>Viga T</u> - Puentes de <u>Viga I</u>	Puentes Esviados o Esviados
	Puentes Aeroportuarios	<u>Puentes de Concreto</u> - Puentes de Reforzados - Puentes de Pre-Esforzados - Puentes de Prefabricado	- Puentes Colgantes - Puentes de Alirantados	- Puentes de <u>Viga con Sección Variable</u> - Puentes de <u>Viga Cajón</u> - Puentes de <u>Viga Compuesta de Alma Llena</u>	
Puentes Menores (Luz de vano entre 10 y a 50 metros)	Puentes Canal o Acueductos	<u>Puentes Metálicos</u> - Puentes de Fundición - Puentes de Hierro Forjado	- Puentes de Armadura de Paso Inferior - Puentes de Arco	- Puentes de <u>Armaduras</u> - Puentes <u>Armadura Sencilla</u> - Puentes <u>Cantilever - Gerber</u> - Puentes <u>Arco</u> - Puentes <u>Alirantados</u>	Puentes Curvos
	Puentes para Oleoductos	- Puentes de Acero - Puentes de Aleación de Aluminio (Titanio)	<u>Estructura por Coincidente con el Tablero (Tablero Intermedio)</u>	- Puentes <u>Colgantes</u>	
	Puentes Grúa	<u>Puentes Mixtos</u>	- Puentes de <u>Viga</u> - Puentes de <u>Losa</u>	Puentes Móviles <u>Puentes Basculares</u> <u>Puentes Giratorios</u> <u>Puentes Deslizantes</u> <u>Puentes Elevación Vertical</u> <u>Puentes Transbordadores</u>	Puentes Definitivos
Alcantarilla (Luz de vano menores a 10 metros)	Puentes Mixtos	<u>Puentes de Materiales Compuestos</u>	- Estructura con Varios Tableros	<u>Puentes en Celosía Tipo Armadura</u>	
				<u>Puentes Alirantado</u> <u>Puentes Colgantes</u>	Puentes Temporales

CUADRO 1 – Clasificación de los Puentes
(Fuente: Fuentes, L. Sueros, W. (2013). Diseño Geométrico y Diseño Estructural de Intercambio Vial. Arequipa: Universidad Católica de Santa María)

1.8.3. PARTES DE UN PUENTE

Se compone de las siguientes partes principales: (Ver figura 1.4):

1.8.3.1. SUBESTRUCTURA O INFRAESTRUCTURA

Compuesta por estribos y pilares:

- Estribos, son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.
- Pilares, son los apoyos intermedios, es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno.

1.8.3.2. SUPERESTRUCTURA

Compuesta de tablero y estructura portante:

El tablero, está formado por la losa que descansa sobre las vigas principales en forma directa ó a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente las cargas.

Estructura portante o estructura principal, es el elemento resistente principal del puente, en un puente colgante sería el cable, en un puente en arco sería el anillo que forma el arco, etc.

También son parte de esta las vigas, diafragmas, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura, en el caso de puentes para ferrocarriles se tuviera las rieles y los durmientes.

1.8.3.3. ELEMENTOS INTERMEDIOS Y/O AUXILIARES

Que son los elementos que sirven de unión entre los nombrados anteriormente, varían con la clase de puente, siendo los principales: dispositivos de apoyo, péndola, rotulas, vigas de rigidez, etc. y que en cada caso particular podría existir o no.

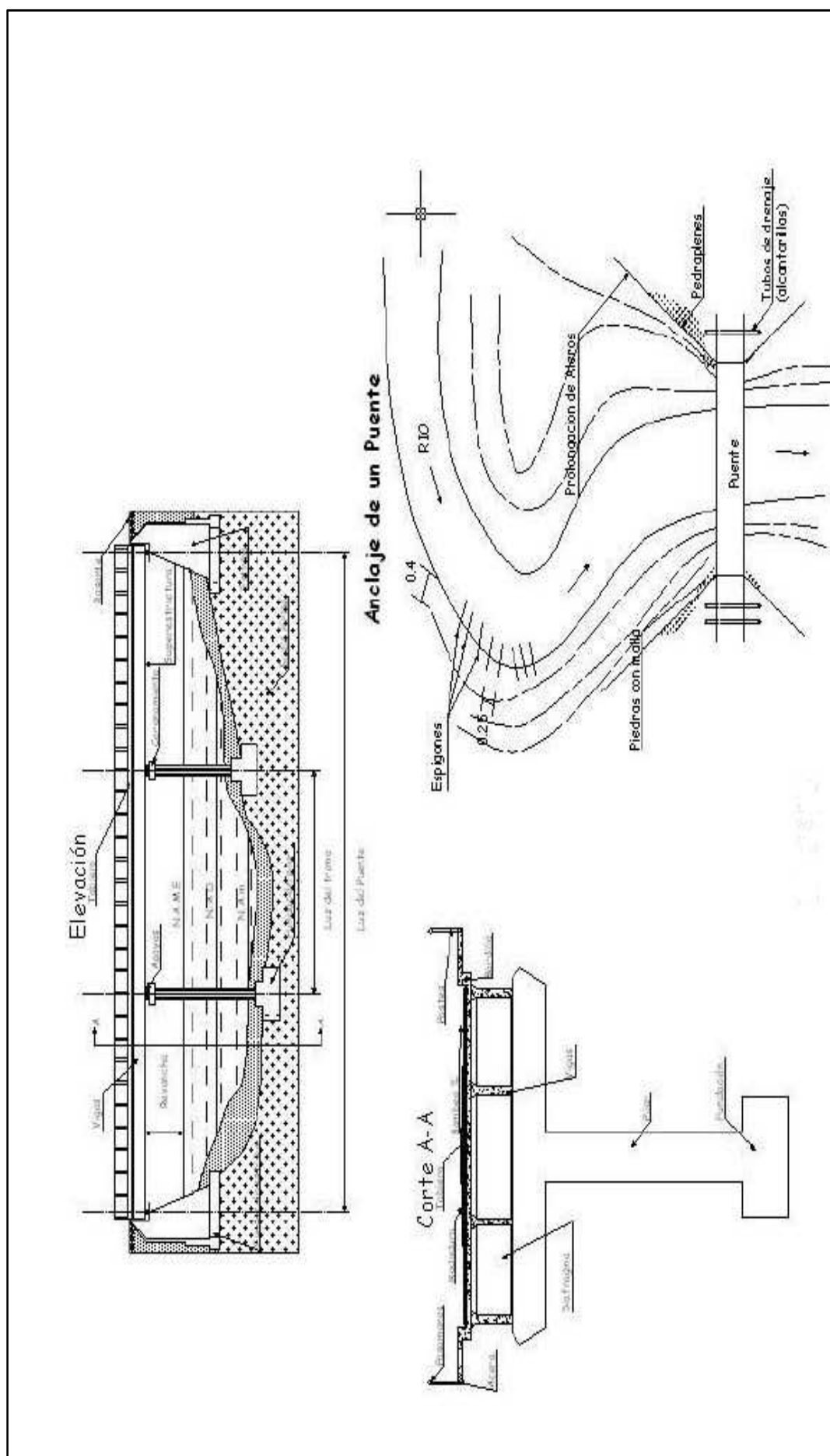


Figura 4 - Partes de un Puente
(Fuente: Apoyo Didáctico en la Enseñanza-Aprendizaje de Puentes, Universidad Mayor de San Simón)

1.8.4.MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

1.8.4.1. PARA LAS FUNDACIONES

Se pueden emplear:

- Hormigón Simple
- Hormigón Armado
- Hormigón Ciclópeo
- Mampostería de piedra
- Mampostería de ladrillo

Es muy común que estos elementos sean ejecutados sobre pilotes debido a los grandes pesos que estos soportan y teniendo en cuenta que no siempre las condiciones del terreno serán las más óptimas.

1.8.4.2. PARA LAS PILAS Y ESTRIBOS

Se pueden emplear:

- Hormigón Ciclópeo.
- Mampostería de Piedra.
- Mampostería de Ladrillo.

Estos tres primeros pueden ser usados en casos en los cuales las alturas no sean grandes, de no ser así se podrán usar:

- Hormigón Armado.
- Estructuras Metálicas.

En caso de tener obras temporales estas se podrán construir con madera y / o placas metálicas.

1.8.4.3. PARA LA SUPERESTRUCTURA

Se pueden emplear:

- Hormigón Armado.
- Hormigón Pretensado o Postensado.
- Acero
- Madera

También se puede usar las combinaciones de estos y otros materiales.

1.8.4.4. PARA LOS ELEMENTOS INTERMEDIOS

Se pueden emplear:

- Cartón asfáltico
- Plomo
- Acero
- Neopreno
- Neoflónriales.²

1.8.5. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES

1.8.5.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como la información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.

1.8.5.2. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRAÚLICOS

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias
- Previsiones para la construcción del puente.

² Claros Chuquimia, R. Meruvia Cabrera, P. (2004). Apoyo Didáctico en la Enseñanza-Aprendizaje de Puentes. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón

1.8.5.3. ESTUDIOS DE GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

1.8.5.4. ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

1.8.5.5. ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

1.8.5.6. ESTUDIOS DE TRÁFICO

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

1.8.5.7. ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

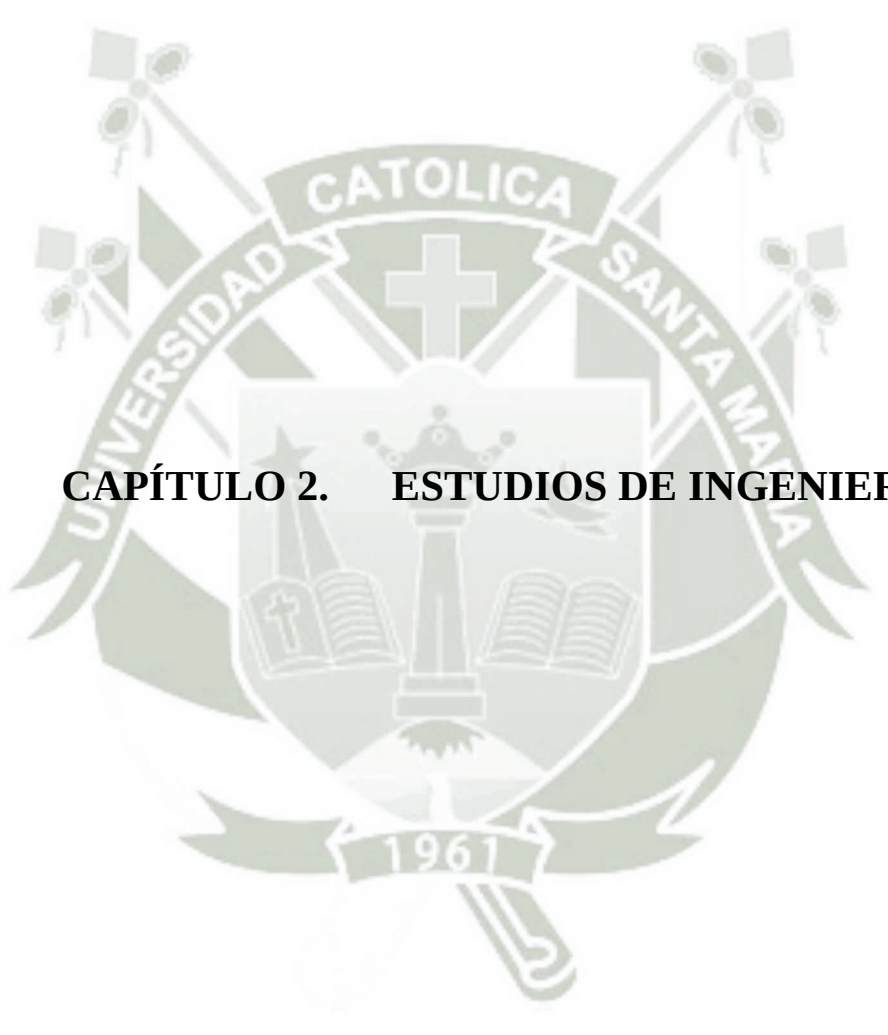
1.8.5.8. ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESORIOS

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

1.8.5.9. ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente.³

³ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles



CAPÍTULO 2. ESTUDIOS DE INGENIERÍA

2.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.1.1. TRABAJOS REALIZADOS

Para iniciar el levantamiento topográfico, antes de proceder a las mediciones se realizó un reconocimiento previo de la zona de estudio, identificando, señalando y marcando las características más resaltantes de la configuración del terreno a levantar, que nos ayuden a confeccionar un croquis que dé la idea general sobre la magnitud del trabajo a emprender.

Los trabajos desarrollados incluyen el levantamiento topográfico del eje de la quebrada, detalles complementarios y todas las estructuras existentes. Se ha ubicado BMS pintados en rocas fijas existentes que se encuentran debidamente monumentados y rotulados geo-referenciados con apoyo del sistema GPS. La geo-referenciación se realizó por el método estático y se logró precisión corrigiendo las coordenadas de la estación fija en base a un punto de control con coordenadas conocidas.

2.1.2. INFORMACION EXISTENTE

Se empleó las cartas nacionales del Instituto Geográfico Nacional a escala 1/100,000, planos Geológicos digitales de la carta nacional del INGEMMET 1/100,000 y mapas del software Google Earth.

2.1.3. PERSONAL Y EQUIPO

2.1.3.1. PERSONAL

Para el desarrollo de las actividades de campo, se conformó una brigada de topografía, que tuvo a su cargo el levantamiento topográfico del área en estudio y detalles adyacentes:

- 01 Topógrafo
- 02 Ayudantes de Topografía
- 01 Cadista

2.1.3.2. EQUIPO

- 01 Estación Total
- 01 GPS
- 02 Prismas Topográficos
- 02 Jalones Topográficos
- 03 Radios de Comunicación
- 01 Computadora Portátil
- 01 Wincha Metálica de 50 m

2.1.4.METODOLOGIA EMPLEADA, ALCANCE DE LOS TRABAJOS, CAMPO

2.1.4.1. TOPOGRAFÍA

Se realizó un levantamiento topográfico detallado por borde y el eje de la quebrada en mención complementada con el levantamiento de detalles (calzadas, muros, límite de propiedad, entre otros).

En este proceso se incluyeron todas las características e inflexiones del área de levantamiento topográfico, postes, cercos, buzones, viviendas, etc.

El levantamiento de la franja topográfica se realizó por el sistema de radiación y se ha considerado los siguientes puntos:

- Eje de la quebrada actual.
- Bordes de caminos.
- Borde superior e inferior de cortes y terraplenes.
- Puntos representativos del terreno en el área comprometida con el proyecto.

2.1.4.2. CONTROL HORIZONTAL GEODÉSICO

La georeferenciación se realizó con un GPS, el DATUM usado es el WGS 84 que mediante el modo estático y en post proceso se colocaron los BMs, monumentados al inicio y al final del proyecto.

2.1.4.3. NIVELACION

La nivelación se realizó ubicando la Estación Total en el primer BM e ingresando manualmente la lectura en coordenadas UTM de ese punto con el empleo del GPS, luego se ingresó la lectura de un segundo punto o vista atrás con GPS, el cual, se verificó efectuando una lectura en el Prisma Topográfico con el objeto de corregir el error en las coordenadas y fijar el punto de inicio del levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico se ejecutó por el sistema radial tomando puntos en radios alrededor del punto de estación, así mismo se ubicó en el terreno 3 BMs para lograr abarcar una mayor área en el levantamiento.

2.1.4.4. SECCIONES TRANSVERSALES

Se realizó el levantamiento de puntos a cada 20 metros en tangente, con la finalidad de conocer la sección del perfil longitudinal a lo largo del eje del trazo de la Av. Industrial y su configuración topográfica.

2.1.5. TRABAJO DE GABINETE

Se descarga la información del colector de datos de la Estación Total por medio de un USB, obteniendo un listado de los puntos en coordenadas UTM obtenidos en el levantamiento:

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
1	8191199.000	223164.000	2483.061	RELLE
3	8191190.233	223172.571	2481.992	PERIMET
4	8191255.575	223107.272	2483.565	RELLE
5	8191199.227	223166.816	2482.643	RELLE
6	8191201.483	223170.727	2482.527	RELLE
7	8191200.631	223184.000	2482.853	RELLE
8	8191202.447	223178.457	2483.451	RELLE
9	8191204.959	223188.172	2482.884	RELLE
10	8191200.708	223179.860	2482.736	RELLE
11	8191184.950	223182.048	2482.464	PERIMET
12	8191187.778	223184.185	2482.921	POSTE
13	8191186.092	223182.756	2482.567	POSTE
14	8191176.650	223198.543	2482.617	PERIMET
15	8191195.239	223188.348	2482.805	TROCHA
16	8191191.731	223191.068	2482.841	TROCHA
17	8191187.956	223194.314	2482.811	TROCHA
18	8191181.879	223203.202	2482.704	TROCHA
19	8191202.426	223197.477	2482.526	TROCHA
20	8191198.059	223197.040	2482.670	TROCHA
21	8191192.257	223200.702	2482.705	TROCHA
22	8191187.744	223207.615	2482.677	TROCHA
23	8191202.676	223206.018	2482.986	RELLE
24	8191194.168	223212.265	2482.983	RELLE
25	8191206.969	223207.544	2483.092	PIE
26	8191201.165	223215.416	2483.094	PIE
27	8191208.476	223207.195	2484.046	HOMBRO
28	8191202.788	223216.524	2484.287	HOMBRO
29	8191210.252	223207.154	2484.582	PERIMET
30	8191204.552	223217.831	2484.630	PERIMET
31	8191198.105	223224.410	2484.697	ENTRAD
32	8191194.165	223234.342	2484.273	ENTRAD
33	8191195.807	223234.145	2484.540	PERIMET
34	8191192.250	223240.937	2484.351	PERIMET
35	8191192.251	223240.935	2484.352	TROCHA
36	8191193.340	223235.916	2484.238	TROCHA
37	8191188.401	223235.717	2483.598	TROCHA
38	8191187.168	223240.732	2483.355	TROCHA
39	8191179.300	223243.725	2482.473	TROCHA
40	8191178.717	223238.600	2482.735	TROCHA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
41	8191189.372	223250.659	2483.730	PERIMET
42	8191185.823	223249.809	2482.287	RELLE
43	8191185.678	223226.282	2482.890	RELLE
44	8191176.822	223246.709	2482.279	RELLE
45	8191169.344	223246.762	2482.189	TROCHA
46	8191174.347	223217.561	2482.486	TROCHA
47	8191162.905	223240.725	2482.170	TROCHA
48	8191171.309	223216.030	2482.434	RELLE
49	8191159.193	223238.771	2482.200	RELLE
50	8191168.738	223214.240	2482.415	PERIMET
51	8191167.709	223219.494	2482.487	POSTE
52	8191163.804	223238.022	2482.223	TROCHA
53	8191157.635	223250.450	2482.060	TROCHA
54	8191171.084	223241.820	2482.243	TROCHA
55	8191165.395	223254.356	2482.074	TROCHA
56	8191178.462	223245.538	2482.252	RELLE
57	8191172.364	223258.486	2482.007	RELLE
58	8191185.913	223251.246	2482.371	PIE
59	8191180.725	223262.948	2482.612	PIE
60	8191189.191	223251.911	2483.757	PIE
61	8191182.153	223264.026	2483.128	PIE
62	8191174.345	223281.064	2482.550	HOMBRO
63	8191167.513	223294.693	2482.615	HOMBRO
64	8191172.813	223280.245	2482.027	PIE
65	8191165.931	223293.576	2482.160	PIE
66	8191168.068	223276.436	2481.779	RELLE
67	8191161.151	223290.779	2481.909	RELLE
68	8191158.679	223270.557	2481.837	TROCHA
69	8191150.584	223286.761	2481.612	TROCHA
70	8191151.057	223265.599	2481.835	TROCHA
71	8191141.842	223283.407	2481.558	TROCHA
72	8191141.835	223283.421	2481.556	TROCHA
73	8191133.102	223300.370	2481.353	TROCHA
74	8191133.185	223300.391	2481.359	TROCHA
75	8191140.223	223303.461	2481.314	TROCHA
76	8191128.334	223325.923	2480.999	TROCHA
77	8191144.657	223305.747	2481.752	RELLE
78	8191135.218	223333.337	2481.671	TROCHA
79	8191147.024	223307.263	2481.931	PIE
80	8191143.231	223334.378	2482.215	TROCHA
81	8191149.876	223333.528	2482.748	PERIMET
82	8191149.344	223308.990	2482.096	POSTE
83	8191150.660	223306.452	2482.093	POSTE
84	8191159.142	223311.719	2483.459	POSTE

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
85	8191160.621	223312.444	2483.457	PERIMET
86	8191264.402	223194.789	2465.617	PIE
87	8191260.160	223185.710	2465.095	PIE
90	8191241.664	223165.824	2465.124	PIE
91	8191205.010	223189.508	2482.548	TROCHA
92	8191204.440	223197.801	2482.479	TROCHA
93	8191207.399	223190.489	2482.294	TROCHA
94	8191208.207	223197.714	2481.968	TROCHA
95	8191212.897	223197.760	2481.292	TROCHA
96	8191218.694	223195.301	2480.672	TROCHA
97	8191216.416	223199.068	2480.698	TROCHA
98	8191227.089	223200.309	2479.301	TROCHA
99	8191223.684	223204.503	2479.403	TROCHA
100	8191232.346	223204.288	2478.458	TROCHA
101	8191228.593	223209.174	2478.502	TROCHA
102	8191237.270	223208.322	2477.722	TROCHA
103	8191233.323	223213.383	2477.617	TROCHA
104	8191246.168	223218.103	2476.536	TROCHA
105	8191241.811	223221.083	2476.559	TROCHA
106	8191253.041	223226.579	2475.744	TROCHA
107	8191248.615	223230.088	2476.038	TROCHA
108	8191258.437	223232.489	2474.766	TROCHA
109	8191254.316	223236.854	2475.166	TROCHA
110	8191263.858	223236.523	2473.951	TROCHA
111	8191261.153	223241.496	2474.044	TROCHA
112	8191270.025	223239.437	2473.147	TROCHA
113	8191267.619	223244.578	2473.374	TROCHA
114	8191275.183	223240.367	2472.707	TROCHA
115	8191274.309	223246.453	2472.843	TROCHA
116	8191281.988	223239.416	2472.117	TROCHA
117	8191282.826	223245.856	2472.411	TROCHA
118	8191300.892	223231.832	2471.262	TROCHA
119	8191303.569	223238.690	2471.249	TROCHA
120	8191314.856	223227.516	2470.067	TROCHA
121	8191317.036	223233.713	2470.067	TROCHA
122	8191320.711	223225.891	2469.474	TROCHA
123	8191324.813	223230.190	2469.191	TROCHA
124	8191324.973	223219.809	2469.069	TROCHA
125	8191331.035	223221.930	2468.973	TROCHA
126	8191325.891	223212.904	2469.271	TROCHA
127	8191332.818	223212.916	2468.976	TROCHA
128	8191322.541	223207.526	2469.775	TROCHA
129	8191331.197	223207.254	2469.324	TROCHA
130	8191318.621	223202.673	2470.119	TROCHA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
131	8191324.260	223198.571	2470.238	TROCHA
132	8191312.577	223199.110	2470.590	TROCHA
133	8191316.368	223194.109	2470.595	TROCHA
134	8191306.325	223196.330	2471.185	TROCHA
135	8191309.212	223191.000	2471.066	TROCHA
136	8191300.516	223194.183	2471.797	TROCHA
137	8191302.651	223188.875	2471.704	TROCHA
138	8191291.449	223190.977	2472.735	TROCHA
139	8191294.005	223185.440	2472.421	TROCHA
140	8191283.750	223185.867	2473.286	TROCHA
141	8191288.118	223181.838	2472.917	TROCHA
142	8191280.101	223183.106	2473.561	TROCHA
143	8191285.471	223179.209	2473.337	TROCHA
144	8191275.471	223176.802	2473.930	TROCHA
145	8191281.545	223174.369	2473.698	TROCHA
146	8191270.025	223167.876	2474.684	TROCHA
147	8191276.156	223164.485	2474.831	TROCHA
148	8191266.371	223162.146	2475.152	TROCHA
149	8191273.265	223158.394	2475.421	TROCHA
150	8191262.925	223154.298	2475.803	TROCHA
151	8191268.965	223151.140	2475.873	TROCHA
152	8191258.341	223145.015	2476.467	TROCHA
153	8191263.628	223142.022	2476.472	TROCHA
154	8191253.461	223134.957	2477.209	TROCHA
155	8191258.316	223132.018	2477.213	TROCHA
156	8191249.087	223126.680	2477.999	TROCHA
157	8191253.399	223123.955	2478.221	TROCHA
158	8191245.357	223119.930	2478.840	TROCHA
159	8191249.396	223116.273	2479.044	TROCHA
160	8191240.631	223109.887	2479.764	TROCHA
161	8191247.536	223107.225	2479.865	TROCHA
162	8191239.585	223103.013	2480.182	TROCHA
163	8191246.375	223101.536	2480.253	TROCHA
164	8191240.159	223095.610	2480.681	TROCHA
165	8191247.115	223097.213	2480.700	TROCHA
166	8191242.021	223090.187	2481.106	TROCHA
167	8191248.706	223093.324	2481.201	TROCHA
168	8191246.962	223083.709	2481.881	TROCHA
169	8191253.614	223087.841	2482.152	TROCHA
170	8191244.837	223076.288	2482.453	TROCHA
171	8191251.225	223067.522	2483.276	TROCHA
172	8191240.683	223059.048	2483.447	TROCHA
173	8191235.910	223063.949	2483.319	TROCHA
174	8191224.254	223052.999	2483.353	TROCHA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
175	8191227.741	223049.196	2483.447	TROCHA
176	8191215.735	223037.619	2483.206	TROCHA
177	8191216.091	223037.802	2483.234	TROCHA
178	8191213.234	223040.976	2483.191	TROCHA
179	8191265.232	223087.026	2484.149	TROCHA
180	8191271.306	223081.911	2484.452	TROCHA
181	8191278.791	223084.861	2484.683	TROCHA
182	8191274.198	223090.241	2484.580	TROCHA
183	8191286.097	223103.726	2485.057	TROCHA
184	8191292.244	223099.775	2485.213	TROCHA
185	8191301.312	223109.424	2486.137	TROCHA
186	8191296.403	223114.623	2485.927	TROCHA
187	8191230.625	223091.486	2481.079	RELLE
188	8191254.813	223109.004	2483.055	RELLE
189	8191255.026	223104.815	2483.481	PERIMET
190	8191255.117	223104.666	2483.478	PERIMET
191	8191257.641	223106.019	2483.559	PERIMET
192	8191257.708	223105.903	2483.539	PERIMET
193	8191263.534	223101.908	2484.745	POSTE
194	8191240.100	223081.681	2481.942	POSTE
195	8191238.582	223078.430	2482.127	POSTE
196	8191254.825	223108.755	2483.136	HOMBRO
197	8191235.540	223099.252	2480.566	HOMBRO
198	8191249.414	223102.578	2480.426	HOMBRO
199	8191238.314	223107.062	2480.229	HOMBRO
200	8191249.314	223110.802	2479.842	HOMBRO
201	8191240.812	223114.875	2479.544	HOMBRO
202	8191249.427	223116.157	2479.058	HOMBRO
203	8191245.455	223122.383	2478.629	HOMBRO
204	8191252.415	223119.596	2478.521	HOMBRO
205	8191252.346	223135.366	2477.269	HOMBRO
206	8191253.921	223124.808	2478.101	HOMBRO
207	8191259.606	223125.868	2478.225	PIE
208	8191267.402	223127.771	2477.302	PIE
209	8191254.112	223144.972	2476.874	HOMBRO
210	8191266.699	223139.512	2476.672	HOMBRO
211	8191256.660	223153.194	2476.258	HOMBRO
212	8191269.779	223146.083	2476.225	HOMBRO
213	8191273.198	223150.604	2476.011	HOMBRO
214	8191262.641	223163.153	2475.884	HOMBRO
215	8191275.231	223155.124	2475.713	HOMBRO
216	8191269.077	223172.538	2475.658	HOMBRO
217	8191282.018	223167.366	2474.593	HOMBRO
218	8191275.054	223181.451	2474.438	HOMBRO

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
219	8191285.688	223175.633	2473.426	HOMBRO
220	8191284.457	223191.084	2473.815	HOMBRO
221	8191294.362	223182.664	2472.608	HOMBRO
222	8191293.212	223193.014	2472.778	HOMBRO
223	8191301.621	223188.458	2471.858	HOMBRO
224	8191301.548	223195.484	2471.699	HOMBRO
225	8191313.385	223192.085	2470.861	HOMBRO
226	8191310.560	223199.683	2470.699	HOMBRO
227	8191320.776	223195.831	2470.497	HOMBRO
228	8191319.575	223207.388	2470.602	HOMBRO
229	8191326.015	223200.295	2470.036	HOMBRO
230	8191333.339	223206.954	2469.413	HOMBRO
231	8191334.985	223214.850	2469.145	HOMBRO
232	8191322.185	223216.862	2469.227	HOMBRO
233	8191330.791	223226.992	2469.188	HOMBRO
234	8191314.573	223224.764	2470.047	HOMBRO
235	8191326.207	223231.599	2469.414	HOMBRO
236	8191301.008	223229.786	2471.440	HOMBRO
237	8191311.412	223235.786	2470.829	HOMBRO
238	8191302.277	223239.261	2471.366	HOMBRO
239	8191285.205	223236.048	2472.255	HOMBRO
240	8191286.051	223245.266	2472.167	HOMBRO
241	8191272.818	223238.732	2473.317	HOMBRO
242	8191278.154	223246.984	2472.675	HOMBRO
243	8191266.955	223237.207	2473.834	HOMBRO
244	8191265.725	223243.590	2473.705	HOMBRO
245	8191259.009	223232.228	2474.901	HOMBRO
246	8191257.257	223239.184	2474.571	HOMBRO
247	8191252.449	223224.870	2475.642	HOMBRO
248	8191247.638	223229.165	2476.010	HOMBRO
249	8191246.076	223216.432	2476.947	HOMBRO
250	8191242.081	223221.440	2476.541	HOMBRO
251	8191239.073	223208.298	2477.969	HOMBRO
252	8191235.963	223216.920	2477.188	HOMBRO
253	8191230.861	223202.784	2478.553	HOMBRO
254	8191227.064	223208.200	2478.798	HOMBRO
255	8191222.567	223196.693	2480.322	HOMBRO
256	8191218.355	223200.121	2480.508	HOMBRO
257	8191212.567	223199.812	2482.693	HOMBRO
258	8191215.553	223200.583	2482.499	HOMBRO
259	8191209.198	223191.168	2482.029	HOMBRO
260	8191213.975	223203.248	2483.186	HOMBRO
261	8191378.131	223257.253	2470.313	QUEBRA
262	8191384.697	223244.784	2468.940	QUEBRA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
263	8191372.788	223253.225	2470.612	QUEBRA
264	8191376.845	223239.571	2468.976	QUEBRA
265	8191362.697	223245.672	2468.951	QUEBRA
266	8191368.902	223234.772	2469.223	QUEBRA
267	8191355.610	223242.961	2469.137	QUEBRA
268	8191361.673	223232.201	2469.403	QUEBRA
269	8191355.911	223228.197	2469.145	QUEBRA
270	8191348.885	223237.255	2468.872	QUEBRA
271	8191349.429	223231.465	2468.581	QUEBRA
272	8191345.512	223234.654	2468.774	QUEBRA
273	8191342.566	223232.536	2468.614	QUEBRA
274	8191345.186	223228.898	2468.633	QUEBRA
275	8191339.053	223229.879	2468.571	QUEBRA
276	8191341.426	223226.274	2468.617	QUEBRA
277	8191335.622	223228.681	2469.047	QUEBRA
278	8191337.947	223223.489	2468.931	QUEBRA
279	8191311.905	223219.352	2466.155	QUEBRA
280	8191313.054	223213.700	2465.913	QUEBRA
281	8191304.822	223221.824	2466.233	QUEBRA
282	8191304.741	223209.832	2465.828	QUEBRA
283	8191299.058	223224.706	2465.997	QUEBRA
284	8191295.517	223206.528	2465.606	QUEBRA
285	8191286.212	223220.682	2465.652	QUEBRA
286	8191284.462	223204.701	2465.334	QUEBRA
287	8191274.090	223216.025	2465.463	QUEBRA
288	8191281.764	223208.243	2465.383	QUEBRA
289	8191267.915	223219.935	2465.654	QUEBRA
290	8191263.951	223214.594	2465.661	QUEBRA
291	8191272.305	223206.389	2464.367	QUEBRA
292	8191272.360	223206.385	2464.397	QUEBRA
293	8191272.915	223205.736	2464.438	QUEBRA
294	8191268.930	223203.728	2464.231	QUEBRA
295	8191270.141	223202.935	2464.349	QUEBRA
296	8191266.590	223202.010	2464.310	QUEBRA
297	8191267.990	223200.753	2464.319	QUEBRA
298	8191262.807	223199.246	2464.208	QUEBRA
299	8191263.662	223198.130	2464.156	QUEBRA
300	8191258.839	223195.486	2464.175	QUEBRA
301	8191261.411	223195.201	2464.418	QUEBRA
302	8191256.807	223193.200	2464.185	QUEBRA
303	8191256.832	223193.123	2464.190	QUEBRA
304	8191258.793	223191.566	2464.334	QUEBRA
305	8191255.018	223190.960	2464.434	QUEBRA
306	8191258.090	223187.280	2463.989	QUEBRA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
307	8191255.887	223183.950	2463.463	QUEBRA
308	8191254.234	223181.209	2463.601	QUEBRA
309	8191257.586	223182.298	2462.662	QUEBRA
310	8191252.214	223177.012	2463.184	QUEBRA
311	8191254.345	223175.433	2462.826	QUEBRA
312	8191248.599	223176.755	2463.139	QUEBRA
313	8191248.049	223172.603	2462.642	QUEBRA
314	8191195.734	223162.243	2482.937	PERIMET
315	8191241.773	223173.562	2462.335	QUEBRA
316	8191242.684	223171.916	2462.640	QUEBRA
317	8191239.802	223169.410	2462.633	QUEBRA
319	8191237.999	223164.743	2462.276	QUEBRA
320	8191233.588	223165.007	2463.263	QUEBRA
321	8191236.141	223153.763	2462.173	QUEBRA
322	8191231.470	223150.917	2462.835	QUEBRA
323	8191233.983	223146.347	2462.848	QUEBRA
324	8191226.976	223147.644	2462.363	QUEBRA
325	8191226.203	223144.167	2461.805	QUEBRA
326	8191218.383	223144.380	2461.768	QUEBRA
327	8191222.170	223141.945	2461.725	QUEBRA
328	8191218.005	223141.769	2461.749	QUEBRA
329	8191211.094	223135.866	2462.238	QUEBRA
330	8191215.037	223138.677	2462.111	QUEBRA
331	8191208.646	223131.084	2461.515	QUEBRA
332	8191213.543	223131.038	2461.792	QUEBRA
333	8191206.141	223128.199	2461.688	QUEBRA
334	8191209.089	223124.687	2461.040	QUEBRA
335	8191200.686	223121.028	2461.447	QUEBRA
336	8191208.522	223118.794	2461.101	QUEBRA
337	8191200.809	223115.020	2461.048	QUEBRA
338	8191203.064	223113.218	2460.790	QUEBRA
339	8191197.191	223110.182	2460.927	QUEBRA
340	8191198.230	223106.952	2460.442	QUEBRA
341	8191191.173	223106.446	2460.642	QUEBRA
342	8191190.721	223100.506	2460.147	QUEBRA
343	8191185.201	223101.597	2460.633	QUEBRA
344	8191187.195	223098.454	2460.115	QUEBRA
345	8191179.286	223094.281	2459.963	QUEBRA
346	8191217.737	223146.843	2463.783	PIE
347	8191217.732	223146.861	2463.795	PIE
348	8191218.077	223145.052	2463.790	PIE
349	8191220.208	223151.191	2463.945	PIE
350	8191224.292	223147.626	2464.215	PIE
351	8191224.071	223158.822	2464.291	PIE

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
352	8191229.504	223151.177	2464.333	PIE
353	8191225.793	223168.687	2464.799	PIE
354	8191231.688	223155.969	2464.381	PIE
355	8191229.819	223174.900	2466.019	PIE
357	8191233.925	223179.234	2466.965	PIE
358	8191238.504	223181.415	2466.910	PIE
359	8191231.896	223166.222	2465.538	PIE
360	8191245.339	223186.079	2466.097	PIE
361	8191236.040	223172.428	2466.552	PIE
362	8191247.331	223192.927	2465.789	PIE
363	8191242.377	223175.797	2466.615	PIE
364	8191253.489	223199.996	2465.286	PIE
365	8191251.399	223180.337	2466.619	PIE
366	8191260.285	223204.944	2465.514	PIE
367	8191252.130	223187.660	2465.373	PIE
368	8191255.100	223191.745	2464.968	PIE
369	8191262.979	223208.384	2465.927	PIE
370	8191261.069	223198.330	2464.611	PIE
371	8191269.446	223208.203	2465.145	PIE
372	8191264.682	223200.628	2464.705	PIE
373	8191219.179	223175.002	2470.514	TUBE
374	8191219.974	223173.404	2470.360	TUBE
375	8191222.845	223174.889	2470.337	TUBE
376	8191222.090	223176.420	2470.496	TUBE
377	8191220.080	223176.672	2470.907	TUBE
378	8191220.091	223176.746	2470.906	TUBE
379	8191221.379	223174.275	2470.933	TUBE
380	8191237.683	223130.672	2471.095	TUBE
381	8191239.208	223131.451	2471.016	TUBE
382	8191240.027	223129.939	2471.871	TUBE
383	8191238.485	223129.140	2471.437	TUBE
384	8191240.654	223130.203	2471.987	TUBE
385	8191239.798	223131.879	2471.028	TUBE
386	8191241.400	223132.603	2471.285	TUBE
387	8191242.200	223131.024	2472.214	TUBE
389	8191235.784	223142.395	2470.535	TUBE
390	8191235.201	223143.751	2470.340	TUBE
391	8191238.058	223145.254	2470.348	TUBE
393	8191238.718	223143.888	2470.594	TUBE
394	8191268.116	223197.736	2465.814	HOMBRO
395	8191263.433	223194.450	2465.226	HOMBRO
396	8191261.152	223187.265	2466.568	HOMBRO
397	8191257.693	223179.774	2467.068	HOMBRO
398	8191255.580	223176.517	2466.844	HOMBRO

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
399	8191252.233	223173.088	2466.587	HOMBRO
400	8191247.418	223170.448	2466.703	HOMBRO
401	8191243.584	223164.077	2466.600	HOMBRO
402	8191237.484	223155.182	2465.854	HOMBRO
403	8191237.390	223145.295	2464.779	HOMBRO
404	8191237.784	223145.612	2464.832	HOMBRO
405	8191235.406	223143.995	2464.506	HOMBRO
406	8191232.015	223145.035	2464.737	HOMBRO
407	8191228.925	223143.347	2466.004	HOMBRO
408	8191225.534	223141.648	2465.306	HOMBRO
409	8191223.452	223140.494	2463.860	HOMBRO
410	8191215.684	223128.640	2463.266	HOMBRO
411	8191209.362	223124.843	2462.892	HOMBRO
412	8191210.918	223118.963	2464.562	HOMBRO
413	8191207.190	223112.685	2466.150	HOMBRO
414	8191201.199	223107.750	2463.976	HOMBRO
415	8191195.216	223102.329	2463.933	HOMBRO
416	8191188.144	223098.746	2462.480	HOMBRO
417	8191180.059	223093.541	2461.280	HOMBRO
418	8191169.044	223083.470	2461.713	HOMBRO
419	8191170.672	223084.889	2461.894	HOMBRO
420	8191153.626	223068.998	2461.158	HOMBRO
421	8191151.110	223054.751	2461.028	HOMBRO
422	8191147.877	223046.863	2461.326	HOMBRO
423	8191144.072	223038.237	2463.288	RELLE
424	8191150.733	223040.025	2463.913	RELLE
425	8191153.360	223042.311	2463.493	RELLE
426	8191169.854	223074.697	2465.909	RELLE
427	8191183.708	223087.998	2466.190	RELLE
428	8191191.925	223092.368	2467.493	RELLE
429	8191191.032	223083.437	2470.606	RELLE
430	8191182.664	223065.758	2473.096	RELLE
431	8191182.681	223065.795	2473.098	RELLE
432	8191196.839	223078.296	2474.667	RELLE
433	8191199.663	223092.731	2471.059	RELLE
434	8191204.494	223101.366	2471.008	RELLE
435	8191212.669	223107.723	2472.073	RELLE
436	8191219.195	223116.047	2470.904	RELLE
437	8191216.174	223096.041	2476.066	RELLE
438	8191221.553	223110.772	2474.608	RELLE
439	8191226.766	223119.796	2472.724	RELLE
440	8191234.196	223123.092	2473.340	RELLE
441	8191232.966	223115.268	2475.545	RELLE
442	8191229.447	223097.821	2478.586	RELLE

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
443	8191225.678	223100.271	2476.406	RELLE
444	8191244.487	223129.607	2474.920	RELLE
445	8191249.185	223137.070	2474.940	RELLE
446	8191247.088	223146.692	2471.946	RELLE
447	8191249.028	223158.213	2469.847	RELLE
448	8191260.351	223176.781	2471.036	RELLE
449	8191273.817	223189.542	2470.659	RELLE
450	8191221.866	223185.136	2474.473	RELLE
451	8191223.590	223186.728	2475.318	RELLE
452	8191359.958	223180.715	2486.700	HOMBRO
453	8191353.965	223174.981	2485.070	HOMBRO
454	8191317.249	223167.291	2484.127	HOMBRO
455	8191311.611	223164.610	2484.752	HOMBRO
456	8191307.805	223163.217	2484.562	HOMBRO
457	8191301.960	223156.284	2484.645	HOMBRO
458	8191294.317	223150.056	2484.496	HOMBRO
459	8191285.623	223136.385	2483.371	HOMBRO
460	8191268.021	223127.623	2482.716	HOMBRO
461	8191254.730	223119.598	2481.362	HOMBRO
462	8191253.496	223115.521	2481.073	HOMBRO
463	8191225.816	223089.984	2480.761	HOMBRO
464	8191220.689	223083.551	2480.934	HOMBRO
465	8191213.545	223077.981	2480.459	HOMBRO
466	8191208.654	223074.355	2480.201	HOMBRO
467	8191200.903	223056.705	2479.317	HOMBRO
468	8191190.413	223038.153	2477.934	HOMBRO
469	8191177.769	223030.673	2477.076	HOMBRO
470	8191167.152	223019.795	2476.593	HOMBRO
471	8191158.486	223015.767	2476.279	HOMBRO
472	8191145.209	223009.252	2476.663	HOMBRO
473	8191132.686	222999.649	2470.921	PIE
474	8191153.872	223013.762	2471.970	PIE
475	8191164.256	223018.699	2473.180	PIE
476	8191171.894	223027.810	2472.430	PIE
477	8191179.444	223032.454	2474.514	PIE
478	8191191.117	223039.703	2474.919	PIE
479	8191200.447	223057.098	2475.098	PIE
480	8191208.206	223074.976	2475.480	PIE
481	8191218.023	223083.756	2476.509	PIE
482	8191225.625	223090.396	2477.992	PIE
483	8191261.219	223128.127	2477.756	PIE
484	8191266.228	223127.606	2477.781	PIE
485	8191279.233	223134.769	2478.234	PIE
486	8191290.494	223147.701	2477.937	PIE

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
487	8191294.973	223151.653	2477.800	PIE
488	8191305.370	223159.663	2478.737	PIE
489	8191323.245	223169.437	2480.917	PIE
490	8191293.186	223168.126	2479.537	RELLE
491	8191284.640	223164.163	2478.108	RELLE
492	8191292.881	223176.856	2477.295	RELLE
493	8191294.406	223174.592	2479.660	RELLE
494	8191300.228	223172.334	2480.374	RELLE
495	8191293.108	223165.528	2479.125	RELLE
496	8191288.795	223161.257	2478.891	RELLE
497	8191307.011	223165.788	2480.079	RELLE
498	8191285.970	223161.390	2478.790	RELLE
499	8191288.374	223158.567	2479.233	RELLE
500	8191296.574	223154.573	2478.743	RELLE
501	8191298.773	223155.065	2479.724	RELLE
502	8191282.909	223149.053	2477.302	RELLE
503	8191276.499	223147.830	2476.536	RELLE
504	8191272.427	223146.427	2476.400	RELLE
505	8191273.643	223134.917	2477.734	RELLE
506	8191267.037	223133.247	2477.361	RELLE
507	8191214.142	223061.125	2481.791	RELLE
508	8191210.503	223057.042	2481.693	RELLE
509	8191204.606	223049.613	2480.514	RELLE
510	8191201.686	223048.582	2480.483	RELLE
511	8191229.589	223099.964	2478.154	RELLE
512	8191231.712	223095.492	2479.555	RELLE
513	8191235.619	223087.324	2481.401	RELLE
514	8191224.604	223110.137	2476.286	RELLE
515	8191224.604	223110.136	2476.286	RELLE
516	8191224.604	223110.136	2476.274	RELLE
517	8191185.909	223184.199	2483.968	RELLE
518	8191198.999	223163.987	2483.004	RELLE
519	8191165.759	223090.858	2459.994	QUEBRA
520	8191166.605	223089.367	2459.737	QUEBRA
521	8191163.193	223086.343	2459.735	QUEBRA
522	8191161.463	223087.166	2459.493	QUEBRA
523	8191160.742	223080.643	2459.548	QUEBRA
524	8191154.358	223083.198	2459.222	QUEBRA
525	8191155.995	223077.978	2459.267	QUEBRA
526	8191151.590	223076.537	2459.066	QUEBRA
527	8191154.948	223072.903	2459.031	QUEBRA
528	8191148.194	223068.445	2458.862	QUEBRA
529	8191145.283	223068.564	2458.737	QUEBRA
530	8191147.752	223059.227	2458.449	QUEBRA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
531	8191141.384	223066.816	2458.700	QUEBRA
532	8191143.091	223051.441	2458.554	QUEBRA
533	8191137.692	223065.278	2458.668	QUEBRA
534	8191137.533	223041.372	2458.204	QUEBRA
535	8191128.857	223056.041	2457.811	QUEBRA
536	8191124.775	223036.611	2457.441	QUEBRA
537	8191118.325	223045.962	2457.180	QUEBRA
538	8191117.720	223035.555	2457.133	QUEBRA
539	8191101.306	223032.203	2456.446	QUEBRA
540	8191110.493	223034.137	2456.710	QUEBRA
541	8191105.067	223029.639	2456.651	QUEBRA
542	8191093.237	223027.761	2456.117	QUEBRA
543	8191095.184	223023.242	2456.304	QUEBRA
544	8191083.594	223022.661	2455.905	QUEBRA
545	8191084.842	223019.396	2455.741	QUEBRA
546	8191084.237	223023.226	2455.955	PIE
547	8191079.808	223031.794	2456.326	PIE
548	8191086.903	223024.523	2456.343	PIE
549	8191086.714	223037.265	2456.414	PIE
550	8191090.907	223026.819	2456.620	PIE
551	8191096.660	223041.958	2456.545	PIE
552	8191095.102	223029.460	2456.499	PIE
553	8191104.774	223047.547	2457.671	PIE
554	8191099.774	223032.012	2456.970	PIE
555	8191115.850	223044.703	2457.539	PIE
556	8191103.827	223034.623	2457.897	PIE
557	8191106.308	223036.582	2457.829	PIE
558	8191141.407	223074.717	2461.543	HOMBRO
559	8191128.061	223060.206	2460.679	HOMBRO
560	8191109.742	223050.240	2460.735	HOMBRO
561	8191145.807	223078.238	2460.322	HOMBRO
562	8191156.081	223087.715	2461.670	HOMBRO
563	8191170.582	223099.591	2464.009	HOMBRO
564	8191181.616	223106.230	2463.631	HOMBRO
565	8191191.676	223114.429	2463.437	HOMBRO
566	8191199.027	223118.867	2463.012	HOMBRO
567	8191200.784	223127.845	2463.979	HOMBRO
568	8191205.841	223133.820	2463.736	HOMBRO
569	8191213.624	223140.901	2462.633	HOMBRO
570	8191219.455	223154.621	2466.567	HOMBRO
571	8191243.992	223187.744	2466.786	HOMBRO
572	8191246.357	223201.357	2469.386	RELLE
573	8191243.520	223201.015	2470.336	RELLE
574	8191229.927	223185.703	2472.120	RELLE

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
575	8191220.022	223187.401	2476.109	RELLE
576	8191212.359	223185.256	2477.249	RELLE
577	8191217.603	223179.033	2472.263	RELLE
578	8191204.216	223168.184	2480.530	RELLE
579	8191209.833	223152.238	2471.347	RELLE
580	8191193.130	223144.183	2476.562	RELLE
581	8191201.667	223133.523	2465.787	RELLE
582	8191176.755	223128.556	2475.893	RELLE
583	8191189.754	223119.796	2466.740	RELLE
584	8191178.504	223108.729	2466.558	RELLE
585	8191148.396	223107.813	2476.216	RELLE
586	8191149.481	223091.826	2466.808	RELLE
587	8191129.868	223098.051	2478.415	RELLE
588	8191123.389	223066.024	2464.197	RELLE
589	8191118.699	223072.122	2469.330	RELLE
590	8191125.577	223102.000	2481.557	PERIMET
591	8191163.448	223132.407	2482.138	PERIMET
592	8191193.666	223160.304	2482.730	PERIMET
593	8191255.574	223107.272	2483.515	PERIMET
594	8191255.575	223107.272	2483.515	PERIMET
595	8191278.485	223079.517	2484.677	PERIMET
596	8191287.561	223062.637	2484.949	PERIMET
597	8191267.686	223074.705	2484.287	RELLE
598	8191275.901	223057.756	2484.903	RELLE
599	8191263.737	223072.711	2483.868	TROCHA
600	8191274.083	223056.784	2484.834	TROCHA
601	8191256.368	223068.894	2483.411	TROCHA
602	8191265.499	223051.927	2484.409	TROCHA
603	8191254.423	223067.401	2483.306	RELLE
604	8191263.183	223050.675	2484.394	RELLE
605	8191251.017	223065.362	2484.058	RELLE
606	8191249.103	223064.281	2484.059	PERIMET
607	8191258.854	223047.962	2484.667	PERIMET
608	8191250.941	223063.744	2484.141	PERIMET
609	8191265.819	223034.202	2485.051	PERIMET
610	8191273.263	223019.618	2485.045	PERIMET
611	8191269.550	223036.312	2484.903	RELLE
612	8191269.554	223036.289	2484.904	RELLE
613	8191276.377	223021.454	2485.024	RELLE
614	8191273.082	223038.839	2484.941	TROCHA
615	8191280.853	223025.034	2485.092	TROCHA
616	8191279.505	223043.145	2485.099	TROCHA
617	8191287.568	223031.487	2485.324	TROCHA
618	8191283.839	223046.673	2485.311	RELLE

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
619	8191290.927	223035.037	2485.467	RELLE
620	8191289.209	223050.264	2485.422	RELLE
621	8191296.345	223040.211	2485.763	RELLE
622	8191293.168	223052.270	2485.987	PERIMET
623	8191297.001	223041.178	2486.124	PERIMET
624	8191298.302	223042.642	2486.138	PERIMET
625	8191298.851	223035.379	2485.932	TROCHA
626	8191307.244	223020.831	2485.935	TROCHA
627	8191301.822	223037.222	2486.125	TROCHA
628	8191310.012	223024.822	2486.181	TROCHA
629	8191291.964	223029.579	2485.458	TROCHA
630	8191303.644	223009.345	2485.501	TROCHA
631	8191282.609	223021.864	2485.112	TROCHA
632	8191297.630	222994.657	2485.122	TROCHA
633	8191275.288	223009.869	2484.744	TROCHA
634	8191283.822	222995.511	2484.830	TROCHA
635	8191290.083	223007.779	2485.156	BUZ
636	8191291.975	223015.810	2485.133	BUZ
637	8191285.629	223016.328	2485.164	BUZ
638	8191287.374	222991.228	2485.027	PERIMET
639	8191296.015	222974.208	2484.941	PERIMET
640	8191292.428	222993.550	2484.924	TROCHA
641	8191300.842	222976.524	2484.946	TROCHA
642	8191298.382	222997.208	2485.174	TROCHA
643	8191305.871	222978.979	2485.010	TROCHA
644	8191304.537	223000.687	2485.404	TROCHA
645	8191312.669	222984.907	2485.378	TROCHA
646	8191309.695	223003.766	2485.679	RELLE
647	8191317.719	222988.627	2485.497	RELLE
648	8191315.332	223007.130	2485.921	PERIMET
649	8191322.987	222991.697	2485.758	PERIMET
650	8191332.723	222972.178	2485.248	PERIMET
651	8191338.981	222959.426	2484.891	PERIMET
652	8191326.134	222969.302	2485.094	RELLE
653	8191332.674	222956.501	2484.694	RELLE
654	8191321.707	222967.520	2485.020	TROCHA
655	8191329.112	222954.030	2484.537	TROCHA
656	8191312.468	222964.836	2484.812	TROCHA
657	8191318.087	222948.789	2484.420	TROCHA
658	8191306.408	222961.986	2484.952	RELLE
659	8191314.023	222946.666	2484.265	RELLE
660	8191302.719	222960.450	2484.923	PERIMET
661	8191310.557	222944.724	2484.360	PERIMET
662	8191317.839	222929.995	2483.591	PERIMET

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
663	8191325.201	222915.057	2483.437	PERIMET
664	8191321.263	222932.255	2483.537	RELLE
665	8191328.486	222916.929	2483.366	RELLE
666	8191324.876	222934.169	2483.517	TROCHA
667	8191331.869	222919.161	2483.459	TROCHA
668	8191336.986	222940.114	2483.831	TROCHA
669	8191340.187	222932.097	2483.881	TROCHA
670	8191342.428	222943.173	2484.015	RELLE
671	8191345.968	222937.020	2484.143	RELLE
672	8191346.545	222943.083	2483.905	PERIMET
673	8191348.814	222939.751	2483.875	PERIMET
674	8191327.737	222915.516	2482.402	POSTE
675	8191347.707	222936.750	2483.781	POSTE
676	8191308.068	222955.141	2484.800	POSTE
677	8191334.340	222963.761	2485.248	POSTE
678	8191318.635	222995.234	2485.753	POSTE
679	8191295.902	222974.917	2484.931	POSTE
680	8191318.256	223000.073	2485.847	POSTE
681	8191310.349	223011.925	2485.924	POSTE
682	8191311.727	223019.333	2486.177	POSTE
683	8191276.618	223018.705	2485.184	POSTE
684	8191298.038	223041.149	2486.204	POSTE
685	8191264.301	223042.952	2484.973	POSTE
686	8191289.791	223053.402	2485.817	POSTE
687	8191244.831	223061.160	2483.985	POSTE
688	8191279.029	223075.199	2484.799	POSTE
689	8191280.008	223083.180	2484.786	POSTE
690	8191251.168	223075.343	2483.115	BUZ
691	8191274.795	223084.196	2484.573	BUZ
692	8191263.578	223101.951	2484.756	POSTE
693	8191263.576	223101.952	2484.761	POSTE
694	8191259.783	223114.313	2484.433	HOMBRO
695	8191258.760	223116.774	2483.957	HOMBRO
696	8191257.032	223119.870	2483.784	HOMBRO
697	8191258.288	223122.092	2483.823	HOMBRO
698	8191261.448	223124.312	2484.084	HOMBRO
699	8191265.618	223127.005	2484.179	HOMBRO
700	8191268.390	223126.469	2484.408	HOMBRO
701	8191241.479	223240.726	2485.154	HOMBRO
702	8191260.686	223252.785	2480.135	HOMBRO
703	8191255.515	223260.887	2488.286	PIE
704	8191310.131	223166.298	2480.917	PIE
705	8191126.663	223297.751	2481.353	TROCHA
706	8191144.591	223262.164	2481.835	TROCHA

PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA (Z)	DESCRIPCIÓN
714	8191291.952	223000.445	2485.122	TROCHA
715	8191304.499	223160.115	2480.917	PIE
716	8191297.747	223271.356	2488.286	PIE
717	8191338.855	223279.865	2488.286	PIE
3000	8191199.000	223164.000	2483.000	BM-1
4000	8191185.920	223184.214	2482.998	BM-2
5000	8191255.573	223107.271	2476.285	BM-3

CUADRO 2 – Coordenadas UTM de la Quebrada del Puente
(Elaboración Propia)

La información recopilada se procesa en el software AutoCAD Civil 3d. A fin de elaborar los planos correspondientes, donde la planta topografía, el perfil longitudinal y las secciones transversales se diagramaron en escala 1:500, para la planta, para el perfil longitudinal y para las secciones transversales en escala Horizontal 1:500 y Escala vertical 1:50 (Ver Planos en Anexo 1).

Así mismo se ha procedido con la siguiente secuencia de trabajo:

- Cálculo de coordenadas UTM.
- Dibujo del plano clave en planta.
- Dibujo de los planos de planta y perfiles longitudinales.
- Dibujo de planos de secciones transversales.

Para el análisis de los planos topográficos se utilizó como referencia las cotas de los buzones de alcantarillado existentes y se verificó que se tiene el mismo nivel de rasante en el pavimento existente a los extremos del puente con una cota de 2483.00 m.s.n.m. Por lo tanto se llegó a la conclusión que el puente tendrá una longitud horizontal de 90 m y un gálibo vertical de 21 m respecto del punto más bajo de la quebrada.



Figura 5 - Levantamiento Topográfico con Estación Total
(Vista Propia)



**Figura 6 - Levantamiento Topográfico con Prisma Topográfico
(Vista Propia)**



**Figura 7 - Levantamiento Topográfico con Georeferenciación GPS
(Vista Propia)**

2.2. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

2.2.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio de hidrología del área del proyecto, tiene como principal objetivo calcular los volúmenes probables de avenidas en m^3/s que se presentarán en la época de lluvias para los diferentes periodos de retorno propuestos, que servirán para diseñar las obras de protección en el curso de las Torrenteras localizadas en la zona del proyecto Quebrada Añashuayco.

2.2.2. ANTECEDENTES QUE SERÁN TOMADOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO

Luego de los trabajos preliminares tales como: Reconocimiento del ámbito del proyecto, recolección de información pluviométrica, cartográfica y trabajos de topografía se procedió a digitalizar la información en el sistema CAD para poder determinar los parámetros de la Sub Cuenca Quebrada Añashuayco.

2.2.3. REGISTROS DE PRECIPITACIÓN

Aunque la información pluviométrica constituye el parámetro “más aleatorio”, los datos registrados históricamente; constituyen sin duda la fuente ideal o más óptima para un análisis estadístico de las variables hidrológicas.

Para el presente estudio de drenaje del Distrito de Cerro Colorado se usará la serie de precipitaciones máximas de 24 horas y la serie de precipitaciones totales mensuales. Los registros se tomaron en tres estaciones relativamente próximas ubicadas en la ciudad de Arequipa, y no exceden una distancia de 50 km. La altitud de las estaciones es similar, con una diferencia de menos de 300 m.

Los registros para cada estación se muestran en los cuadros siguientes.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1993	13.50	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.10	0.00	1.80	0.00	0.00	13.50
1994	13.60	10.30	11.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.60
1995	28.00	0.00	21.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	28.00
1996	12.10	8.90	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.10
1997	11.20	33.40	23.20	0.00	0.00	0.00	0.00	12.40	2.50	0.00	0.00	6.60	33.40
1998	7.80	1.90	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	7.80
1999	3.00	12.30	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.50	12.30
2000	20.20	9.20	23.70	0.30	0.90	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	23.70
2001	4.90	14.50	30.00	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	s/d	0.60	0.00	0.00	30.00
2002	3.20	15.40	15.00	0.00	0.90	0.70	4.40	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	15.40
2003	5.50	0.80	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50
2004	8.40	8.10	0.40	0.00	0.00	0.40	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	8.40
2005	4.40	5.20	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	4.40	5.20
2006	5.70	14.90	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.90
2007	7.50	7.90	0.00	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	7.90
2008	25.50	5.40	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.30	25.50
2009	3.90	8.40	4.60	0.60	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.40
2010	0.80	4.70	0.50	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	4.70
2011	13.40	14.20	1.00	3.10	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	14.20
2012	21.80	35.30	13.30	18.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	s/d	s/d	s/d	35.30
Promedio	10.72	10.65	8.23	1.40	0.10	0.09	0.44	0.81	0.17	0.14	0.02	1.39	15.99
Desv. Est.	7.84	9.38	9.74	4.10	0.28	0.23	1.28	2.82	0.59	0.43	0.07	1.99	9.77
Máx.	28.00	35.30	30.00	18.40	0.90	0.70	4.40	12.40	2.50	1.80	0.30	6.60	35.30
Mín.	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.70
n	20	20	20	20	20	20	20	20	19	19	19	19	20

CUADRO 3 – Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) - Estación La Pampilla
(Fuente: SENAMHI)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1993	14.00	8.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.50	0.00	0.00	14.00
1994	11.80	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	11.80
1995	19.60	0.00	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.60
1996	8.30	4.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.30
1997	7.00	25.50	33.30	0.00	0.00	0.00	0.00	9.20	1.50	0.00	0.00	5.50	33.30
1998	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	15.00
1999	2.40	8.80	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	8.80
2000	7.40	9.50	11.10	0.00	0.60	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.10
2001	4.10	8.40	8.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.40
2002	2.20	6.70	9.00	0.30	0.00	0.00	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	9.00
2003	6.50	0.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.50
2004	4.10	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	5.50
2005	5.60	3.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.30	5.60
2006	5.30	9.60	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.60
2007	8.10	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.10
2008	22.50	3.30	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	2.30	22.50
2009	3.30	7.00	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00
2010	0.40	3.50	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50
2011	6.00	48.80	0.80	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.50	48.80
2012	24.30	29.70	17.30	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.70
Promedio	8.90	9.76	5.25	0.76	0.03	0.01	0.42	0.68	0.09	0.04	0.00	1.12	14.31
Desv. Est.	6.84	11.86	8.22	2.43	0.13	0.04	1.28	2.20	0.34	0.13	0.00	1.90	11.41
Máx.	24.30	48.80	33.30	10.30	0.60	0.20	4.20	9.20	1.50	0.50	0.00	6.50	48.80
Mín.	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50
n	20	20	20	20	20	20	20	20	20	19	19	19	20

CUADRO 4 – Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) - Estación Huasacache
(Fuente: SENAMHI)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1993	12.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	12.00
1994	9.80	10.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	10.60
1995	8.10	0.00	34.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.00
1996	2.50	8.10	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.10
1997	16.50	12.10	37.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	8.90	0.00	0.00	37.60
1998	6.10	9.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	9.80
1999	3.10	10.90	8.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	59.90	59.90
2000	8.90	13.00	9.90	0.30	3.10	0.50	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	3.10	13.00
2001	7.90	15.00	22.10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	22.10
2002	7.10	29.00	15.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	29.00
2003	2.00	1.00	3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.10
2004	7.90	9.90	1.00	0.00	0.00	0.00	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	5.10	9.90
2005	4.10	2.00	5.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	3.10	5.10
2006	4.10	9.90	8.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.90
2007	4.10	3.10	9.90	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	9.90
2008	23.10	6.10	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.80	23.10
2009	6.10	25.90	9.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.90
2010	2.00	6.10	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.10
2011	7.10	23.90	16.00	8.90	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.10	23.90
2012	23.90	17.00	7.90	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.90
Promedio	8.32	10.73	9.66	1.34	0.16	0.05	0.31	0.24	0.14	0.50	0.00	4.16	18.85
Desv. Est.	6.29	8.24	10.84	3.78	0.69	0.15	1.00	1.00	0.47	1.98	0.00	13.25	13.93
Máx.	23.90	29.00	37.60	15.00	3.10	0.50	4.10	4.50	2.00	8.90	0.00	59.90	59.90
Mín.	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.10
n	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

CUADRO 5 – Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) - Estación S Corpac
(Fuente: SENAMHI)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1993	44.30	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.10	0.00	1.80	0.00	0.00	44.30
1994	39.30	33.70	11.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.30
1995	33.40	0.00	62.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	62.80
1996	23.10	20.40	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.10
1997	31.90	57.50	46.30	0.00	0.00	0.00	0.00	12.40	4.50	0.00	0.00	6.60	57.50
1998	35.40	1.90	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.40	35.40
1999	4.50	68.10	s/d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	3.10	68.10
2000	84.70	19.60	48.90	0.30	0.90	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	84.70
2001	12.40	95.50	71.60	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	95.50
2002	8.80	49.50	29.70	0.80	0.00	0.60	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	49.50
2003	10.80	1.80	4.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80
2004	23.50	22.20	0.40	0.00	0.00	0.00	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	23.50
2005	6.60	9.20	6.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	9.60	9.60
2006	17.00	34.60	33.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	34.60
2007	10.70	27.90	0.00	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	27.90
2008	106.40	23.70	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.30	106.40
2009	4.90	35.60	13.40	1.40	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.60
2010	1.90	12.10	1.20	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	12.10
2011	39.70	74.40	1.00	5.30	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.10	74.40
2012	98.20	153.80	31.30	19.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	s/d	S/d	153.80
Promedio	31.88	37.18	19.28	1.63	0.06	0.07	0.61	0.81	0.28	0.16	0.02	2.53	52.45
Desv. Est.	30.96	38.07	23.51	4.35	0.20	0.20	1.78	2.82	1.02	0.42	0.07	4.38	36.69
Máx.	106.40	153.80	71.60	19.30	0.90	0.70	6.00	12.40	4.50	1.80	0.30	17.10	153.80
Mín.	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.60
n	20	20	19	20	20	20	20	20	20	20	19	19	20

CUADRO 6 – Precipitación Total Mensual (mm) - Estación La Pampilla
(Fuente: SENAMHI)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1993	21.30	8.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.50	0.00	0.00	21.30
1994	17.60	27.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	27.60
1995	32.40	0.00	35.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.90
1996	10.20	9.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.20
1997	19.70	45.40	58.40	0.00	0.00	0.00	0.00	9.20	2.90	0.00	0.00	5.50	58.40
1998	26.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	26.50
1999	4.00	41.90	19.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.60	41.90
2000	42.30	14.70	33.00	0.00	0.60	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.30
2001	7.00	41.60	25.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.60
2002	3.40	29.00	21.70	0.30	0.00	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	29.00
2003	8.70	0.40	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.70
2004	10.50	15.70	0.00	0.00	0.00	0.00	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	15.70
2005	6.70	6.70	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	2.50	6.70
2006	14.10	21.50	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.50
2007	10.00	13.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Trazas	0.00	13.00
2008	86.50	13.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	2.30	86.50
2009	5.20	22.70	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.70
2010	0.60	6.40	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40
2011	20.70	88.80	1.20	5.30	0.00	Trazas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.20	88.80
2012	94.80	148.00	41.20	13.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	148.00
Promedio	22.11	27.76	12.89	0.98	0.03	0.01	0.49	0.68	0.16	0.04	0.00	1.44	37.64
Desv. Est.	25.70	35.22	17.49	3.18	0.13	0.05	1.50	2.20	0.65	0.13	0.00	2.57	35.05
Máx.	94.80	148.00	58.40	13.50	0.60	0.20	5.10	9.20	2.90	0.50	0.00	10.20	148.00
Mín.	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40
n	20	20	20	20	20	19	20	20	20	19	18	19	20

CUADRO 7 – Precipitación Total Mensual (mm) - Estación Huasacache
(Fuente: SENAMHI)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1993	37.60	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	37.60
1994	46.50	39.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	46.50
1995	18.60	0.00	112.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	112.00
1996	6.40	21.40	5.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.40
1997	321.20	393.75	237.80	7.80	0.00	17.20	0.00	8.73	15.79	0.60	16.30	82.77	393.75
1998	25.61	15.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.02	25.61
1999	5.09	45.21	16.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	60.70	60.70
2000	55.49	32.61	26.42	0.25	3.05	0.51	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	4.06	55.49
2001	16.00	55.37	56.91	1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51	0.00	0.00	56.91
2002	8.38	80.01	23.12	2.04	0.00	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.03	80.01
2003	2.79	1.27	3.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81
2004	30.21	28.96	1.02	0.00	0.00	0.00	5.84	0.00	0.00	0.00	0.00	6.61	30.21
2005	4.06	4.06	6.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.52	0.00	0.00	6.35	6.35
2006	10.90	25.39	23.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.39
2007	5.08	6.09	9.91	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51	9.91
2008	81.77	26.42	1.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.76	81.77
2009	6.61	62.49	17.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	62.49
2010	3.05	10.16	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.16
2011	33.28	68.32	16.00	10.41	0.00	0.00	2.28	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	68.32
2012	71.87	89.91	11.42	16.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	s/d	s/d	s/d	89.91
Promedio	39.52	50.43	28.40	1.95	0.15	0.91	0.41	0.67	0.87	0.08	0.86	9.44	63.91
Desv. Est.	70.36	85.22	55.77	4.33	0.68	3.84	1.38	2.15	3.53	0.18	3.74	22.51	83.39
Máx.	321.20	393.75	237.80	16.01	3.05	17.20	5.84	8.73	15.79	0.60	16.30	82.77	393.75
Mín.	2.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81
n	20	20	20	20	20	20	20	20	20	19	19	19	20

CUADRO 8 – Precipitación Total Mensual (mm) - Estación S Corpac
(Fuente: SENAMHI)

2.2.4. ANALISIS DE HOMOGENEIDAD Y CONSISTENCIA

Es el método utilizado para verificar la homogeneidad de los datos de las estaciones pluviométricas, que permitan identificar, evaluar y eliminar los posibles errores sistemáticos que ha podido ocurrir, sea por causas naturales u ocasionadas por la intervención de la mano del hombre.

Si no se identifica, elimina, ni se ajusta la inconsistencia y no homogeneidad al compararla con una muestra histórica, un error significativo puede introducirse en todos los análisis futuros que se realicen, obteniendo “resultados altamente sesgados”⁴.

⁴ Cahuana, A., Yugar, W. (2009). Material de Apoyo Didáctico para la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura de Hidrología CIV-233. Cochabamba: Agustín and Weimar.

2.2.4.1. ANALISIS GRÁFICO

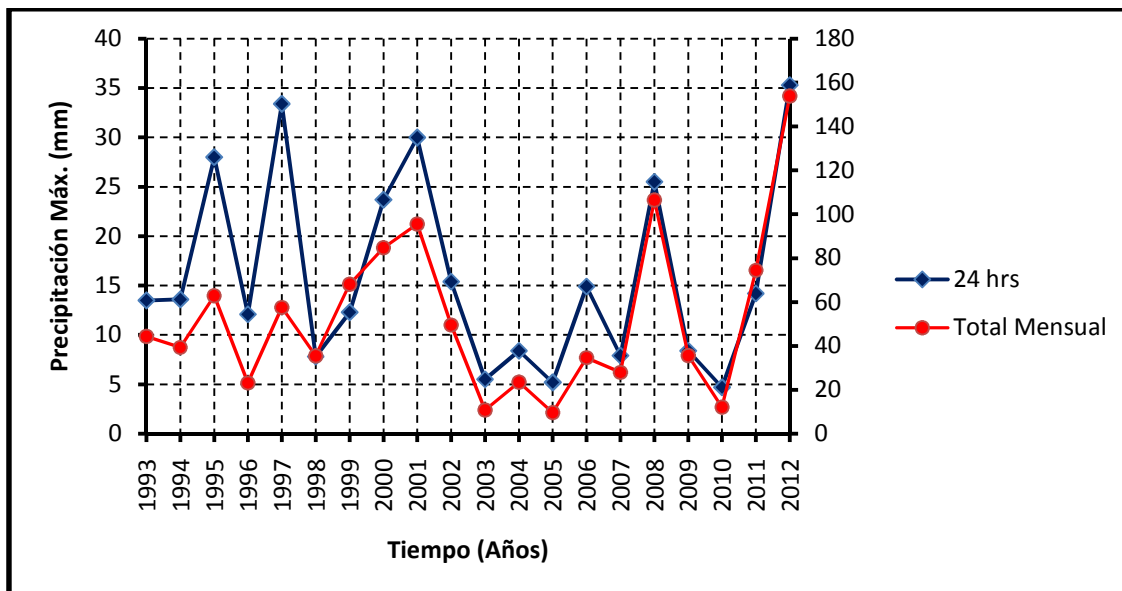
Este análisis se realiza en forma visual, graficándose los datos de precipitación con la finalidad de detectar posibles saltos y/o tendencias y determinar el periodo en el cual la información es dudosa.⁵

AÑO	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC	
	24hrs	Mensual	24hrs	Mensual	24hrs	Mensual
1993	13.50	44.30	14.00	21.30	12.00	37.60
1994	13.60	39.30	11.80	27.60	10.60	46.50
1995	28.00	62.80	19.60	35.90	34.00	112.00
1996	12.10	23.10	8.30	10.20	8.10	21.40
1997	33.40	57.50	33.30	58.40	37.60	393.75
1998	7.80	35.40	15.00	26.50	9.80	25.61
1999	12.30	68.10	8.80	41.90	59.90	60.70
2000	23.70	84.70	11.10	42.30	13.00	55.49
2001	30.00	95.50	8.40	41.60	22.10	56.91
2002	15.40	49.50	9.00	29.00	29.00	80.01
2003	5.50	10.80	6.50	8.70	3.10	3.81
2004	8.40	23.50	5.50	15.70	9.90	30.21
2005	5.20	9.60	5.60	6.70	5.10	6.35
2006	14.90	34.60	9.60	21.50	9.90	25.39
2007	7.90	27.90	8.10	13.00	9.90	9.91
2008	25.50	106.40	22.50	86.50	23.10	81.77
2009	8.40	35.60	7.00	22.70	25.90	62.49
2010	4.70	12.10	3.50	6.40	6.10	10.16
2011	14.20	74.40	48.80	88.80	23.90	68.32
2012	35.30	153.80	29.70	148.00	23.90	89.91
Promedio	15.99	52.45	14.31	37.64	18.85	63.91
Desv. Est.	9.77	36.69	11.41	35.05	13.93	83.39
Máx.	35.30	153.80	48.80	148.00	59.90	393.75
Mín.	4.70	9.60	3.50	6.40	3.10	3.81
n	20	20	20	20	20	20

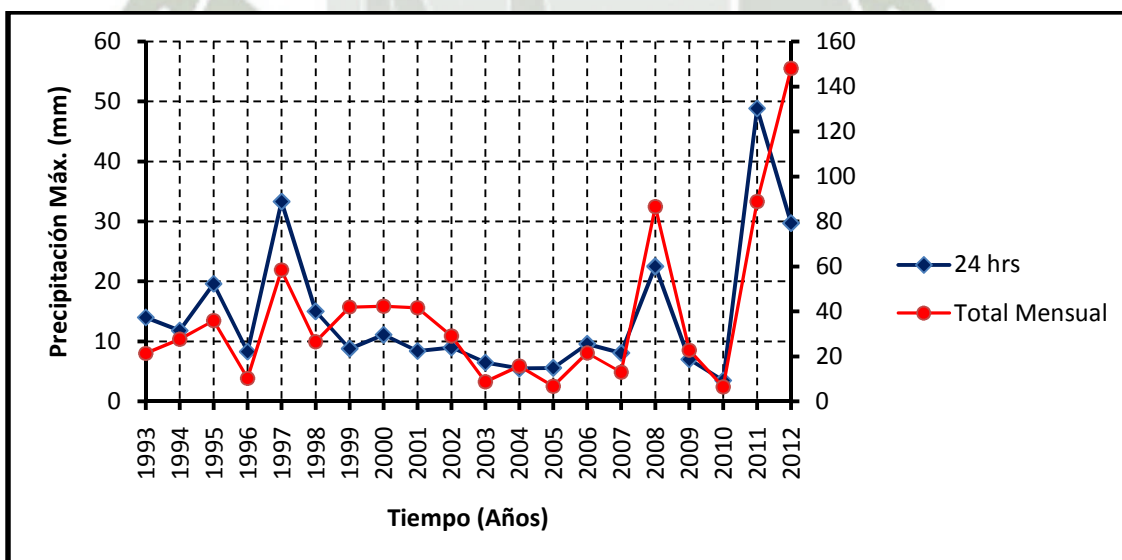
CUADRO 9 – Resumen de Precipitaciones Máximas (mm) – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

Luego de elaborar el Cuadro 9 se elabora una grafica con la precipitaciones máximas en las ordenadas, y los años en que aconteció cada precipitación en las abscisas, esto con la finalidad de superponer la gráfica de precipitación máxima en 24 hrs con la grafica de precipitación total máxima mensual, para cada estación, y poder detectar inconsistencias mediante un análisis visual.

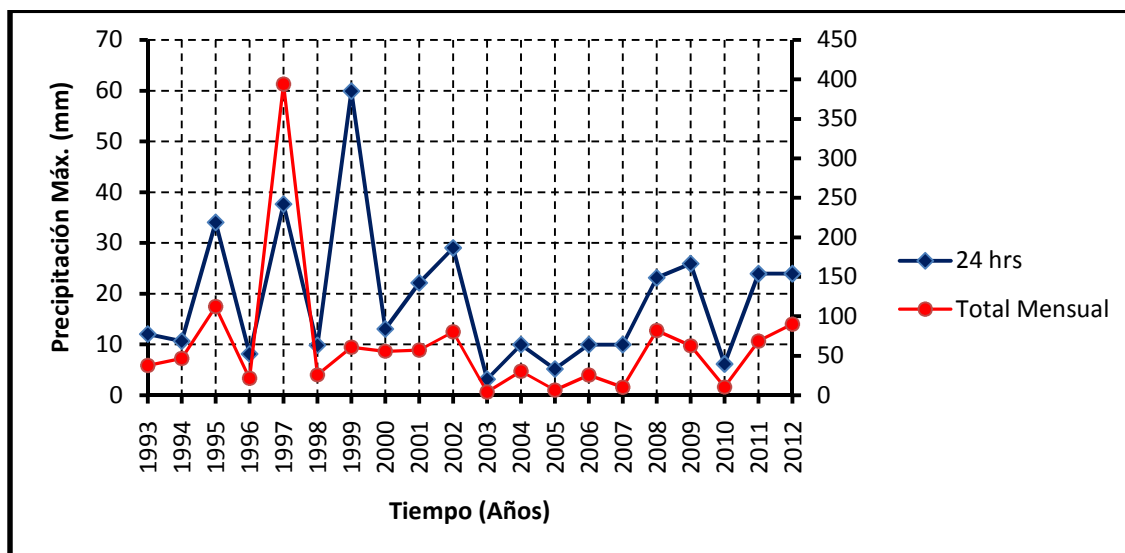
⁵ Tapia, W. (2013). Hidrología Superficial. Recuperado el 20 de Noviembre del 2014, de <http://es.slideshare.net/williamedwintapiaruiz/analisis-de-consistencia>



GRÁFICA 1 – Hidrograma de Precipitaciones Máximas Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 2 – Hidrograma de Precipitaciones Máximas Estación Huasacache
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 3 – Hidrograma de Precipitaciones Máximas Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

En estos Hidrogramas se aprecia los saltos de los años secos y los años húmedos.

2.2.4.2. ANALISIS DE DOBLE MASA

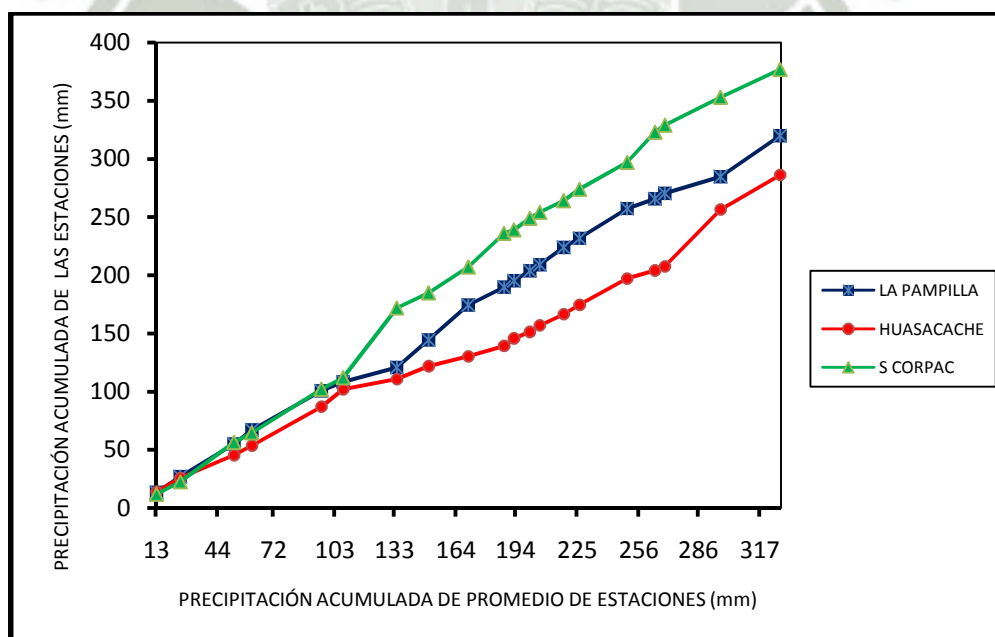
La inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencias (los datos pueden ser incrementados o reducidos sistemáticamente).

La Curva Doble Masa verifica la consistencia del registro de una estación y se construye llevando en las ordenadas la precipitación anual acumulada de cada estación y en las abscisas los valores acumulados de la precipitación anual promedio de las mismas estaciones (en los gráficos obtenidos se define el o los quiebres que pueden ser significativos para su posterior análisis estadístico).⁶

⁶ Chereque, W. (2003). Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. Lima:CONCYTEC

AÑO	ESTACIONES						PROMEDIO	
	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC			
	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)
1993	13.50	13.50	14.00	14.00	12.00	12.00	13.17	13.17
1994	13.60	27.10	11.80	25.80	10.60	22.60	12.00	25.17
1995	28.00	55.10	19.60	45.40	34.00	56.60	27.20	52.37
1996	12.10	67.20	8.30	53.70	8.10	64.70	9.50	61.87
1997	33.40	100.60	33.30	87.00	37.60	102.30	34.77	96.63
1998	7.80	108.40	15.00	102.00	9.80	112.10	10.87	107.50
1999	12.30	120.70	8.80	110.80	59.90	172.00	27.00	134.50
2000	23.70	144.40	11.10	121.90	13.00	185.00	15.93	150.43
2001	30.00	174.40	8.40	130.30	22.10	207.10	20.17	170.60
2002	15.40	189.80	9.00	139.30	29.00	236.10	17.80	188.40
2003	5.50	195.30	6.50	145.80	3.10	239.20	5.03	193.43
2004	8.40	203.70	5.50	151.30	9.90	249.10	7.93	201.37
2005	5.20	208.90	5.60	156.90	5.10	254.20	5.30	206.67
2006	14.90	223.80	9.60	166.50	9.90	264.10	11.47	218.13
2007	7.90	231.70	8.10	174.60	9.90	274.00	8.63	226.77
2008	25.50	257.20	22.50	197.10	23.10	297.10	23.70	250.47
2009	8.40	265.60	7.00	204.10	25.90	323.00	13.77	264.23
2010	4.70	270.30	3.50	207.60	6.10	329.10	4.77	269.00
2011	14.20	284.50	48.80	256.40	23.90	353.00	28.97	297.97
2012	35.30	319.80	29.70	286.10	23.90	376.90	29.63	327.60

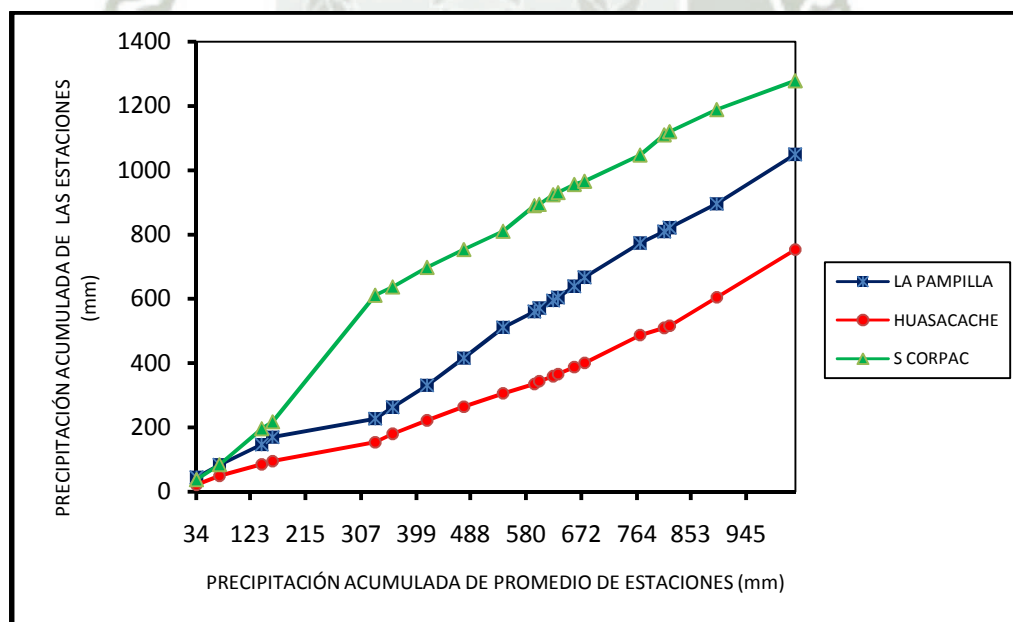
CUADRO 10 – Análisis de Doble Masa Precipitación Máxima en 24 Hrs – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 4 –Diagrama de Doble Masa Precipitación Máxima en 24 Hrs – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

AÑO	ESTACIONES						PROMEDIO	
	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC			
	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)
1993	44.30	44.30	21.30	21.30	37.60	37.60	34.40	34.40
1994	39.30	83.60	27.60	48.90	46.50	84.10	37.80	72.20
1995	62.80	146.40	35.90	84.80	112.00	196.10	70.23	142.43
1996	23.10	169.50	10.20	95.00	21.40	217.50	18.23	160.67
1997	57.50	227.00	58.40	153.40	393.75	611.25	169.88	330.55
1998	35.40	262.40	26.50	179.90	25.61	636.86	29.17	359.72
1999	68.10	330.50	41.90	221.80	60.70	697.56	56.90	416.62
2000	84.70	415.20	42.30	264.10	55.49	753.05	60.83	477.45
2001	95.50	510.70	41.60	305.70	56.91	809.96	64.67	542.12
2002	49.50	560.20	29.00	334.70	80.01	889.97	52.84	594.96
2003	10.80	571.00	8.70	343.40	3.81	893.78	7.77	602.73
2004	23.50	594.50	15.70	359.10	30.21	923.99	23.14	625.86
2005	9.60	604.10	6.70	365.80	6.35	930.34	7.55	633.41
2006	34.60	638.70	21.50	387.30	25.39	955.73	27.16	660.58
2007	27.90	666.60	13.00	400.30	9.91	965.64	16.94	677.51
2008	106.40	773.00	86.50	486.80	81.77	1047.41	91.56	769.07
2009	35.60	808.60	22.70	509.50	62.49	1109.90	40.26	809.33
2010	12.10	820.70	6.40	515.90	10.16	1120.06	9.55	818.89
2011	74.40	895.10	88.80	604.70	68.32	1188.38	77.17	896.06
2012	153.80	1048.90	148.00	752.70	89.91	1278.29	130.57	1026.63

CUADRO 11 – Análisis de Doble Masa Precipitación Total Máxima Mensual - 03 Estaciones
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 5 – Diagrama de Doble Masa Precipitación Total Máxima Mensual – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

Se observa quiebres en las gráficas, lo cual, se le atribuye a las inconsistencias en las estaciones de estudio. Por lo tanto es necesario ajustar los valores del período más lejano para reducirlos a las condiciones de ubicación, exposición, etc. imperantes en el período más reciente. Esto se realiza multiplicando cada precipitación del período más lejano por la razón de

las pendientes m_2/m_1 :

$$pc = \frac{m_2}{m_1} \times p$$

Ecuación 2.1 – Precipitación Corregida

(Fuente: Chereque, W. (2003). Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. Lima:CONCYTEC)

Donde:

p = precipitación observada

pc = precipitación corregida

m_2 = pendiente del periodo más reciente

m_1 = pendiente del periodo cuando se observó p

ESTACIONES	PENDIENTES		FACTOR
	m_1	m_2	m_2/m_1
Pampilla	0.884	1.031	1.167
Huasacache	0.757	1.340	1.770
S Corpac	1.319	1.061	0.805

CUADRO 12 –Factor de Corrección de Datos 03 Estaciones - Precipitación Máxima en 24 Hrs
(Elaboración Propia)

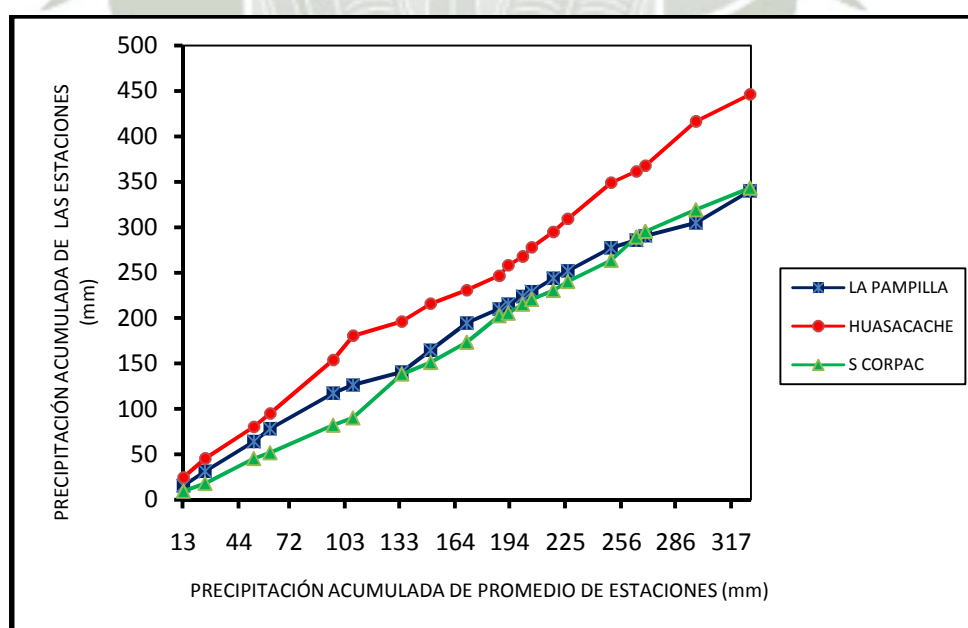
ESTACIONES	PENDIENTES		FACTOR
	m_1	m_2	m_2/m_1
Pampilla	0.617	1.181	1.914
Huasacache	0.446	0.861	1.930
S Corpac	1.937	0.958	0.495

CUADRO 13 –Factor de Corrección de Datos 03 Estaciones - Precipitación Total Máxima Mensual
(Elaboración Propia)

Al ajustar los datos de precipitación del periodo más lejano (anterior al cambio de pendiente), para cada estación se obtiene:

AÑO	ESTACIONES						PROMEDIO	
	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC			
	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)
1993	15.75	15.75	24.78	24.78	9.66	9.66	13.17	13.17
1994	15.87	31.63	20.89	45.67	8.53	18.19	12.00	25.17
1995	32.68	64.30	34.70	80.37	27.36	45.54	27.20	52.37
1996	14.12	78.42	14.69	95.06	6.52	52.06	9.50	61.87
1997	38.98	117.40	58.95	154.01	30.26	82.32	34.77	96.63
1998	9.10	126.50	26.55	180.56	7.89	90.20	10.87	107.50
1999	14.35	140.86	15.58	196.14	48.20	138.40	27.00	134.50
2000	23.70	164.56	19.65	215.79	13.00	151.40	15.93	150.43
2001	30.00	194.56	14.87	230.66	22.10	173.50	20.17	170.60
2002	15.40	209.96	15.93	246.59	29.00	202.50	17.80	188.40
2003	5.50	215.46	11.51	258.10	3.10	205.60	5.03	193.43
2004	8.40	223.86	9.74	267.83	9.90	215.50	7.93	201.37
2005	5.20	229.06	9.91	277.75	5.10	220.60	5.30	206.67
2006	14.90	243.96	16.99	294.74	9.90	230.50	11.47	218.13
2007	7.90	251.86	14.34	309.08	9.90	240.40	8.63	226.77
2008	25.50	277.36	39.83	348.91	23.10	263.50	23.70	250.47
2009	8.40	285.76	12.39	361.30	25.90	289.40	13.77	264.23
2010	4.70	290.46	6.20	367.49	6.10	295.50	4.77	269.00
2011	14.20	304.66	48.80	416.29	23.90	319.40	28.97	297.97
2012	35.30	339.96	29.70	445.99	23.90	343.30	29.63	327.60

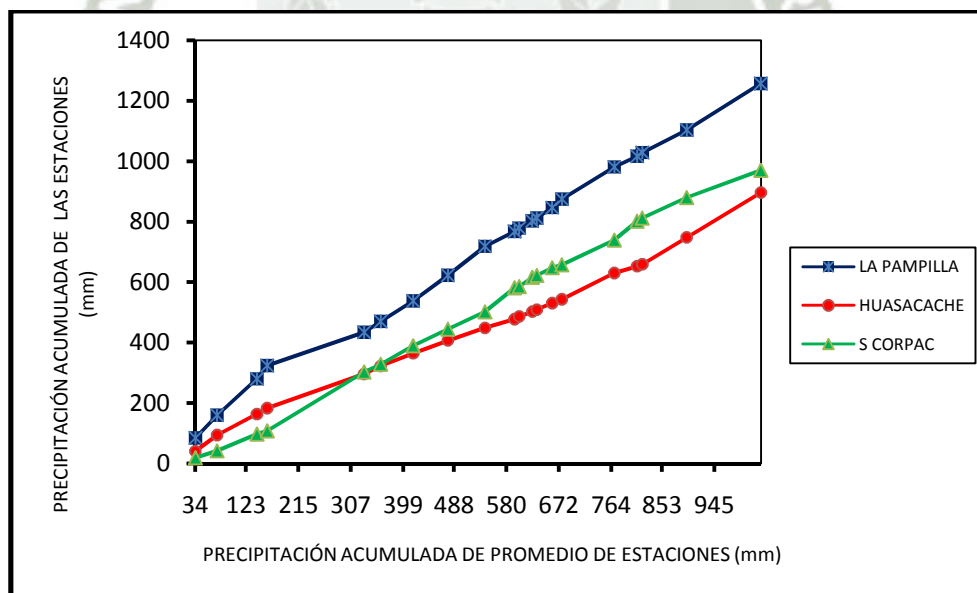
CUADRO 14 – Análisis de Doble Masa Corregido Precipitación Máxima en 24 Hrs. – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 6 – Diagrama de Doble Masa Corregido Precipitación Máxima en 24 Hrs. – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

AÑO	ESTACIONES						PROMEDIO	
	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC			
	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)	PP (mm)	PPacumul (mm)
1993	84.79	84.79	41.11	41.11	18.60	18.60	34.40	34.40
1994	75.22	160.01	53.27	94.38	23.00	41.61	37.80	72.20
1995	120.20	280.20	69.29	163.68	55.41	97.01	70.23	142.43
1996	44.21	324.42	19.69	183.37	10.59	107.60	18.23	160.67
1997	110.05	434.47	112.72	296.09	194.80	302.40	169.88	330.55
1998	35.40	469.87	26.50	322.59	25.61	328.01	29.17	359.72
1999	68.10	537.97	41.90	364.49	60.70	388.71	56.90	416.62
2000	84.70	622.67	42.30	406.79	55.49	444.20	60.83	477.45
2001	95.50	718.17	41.60	448.39	56.91	501.11	64.67	542.12
2002	49.50	767.67	29.00	477.39	80.01	581.12	52.84	594.96
2003	10.80	778.47	8.70	486.09	3.81	584.93	7.77	602.73
2004	23.50	801.97	15.70	501.79	30.21	615.14	23.14	625.86
2005	9.60	811.57	6.70	508.49	6.35	621.49	7.55	633.41
2006	34.60	846.17	21.50	529.99	25.39	646.88	27.16	660.58
2007	27.90	874.07	13.00	542.99	9.91	656.79	16.94	677.51
2008	106.40	980.47	86.50	629.49	81.77	738.56	91.56	769.07
2009	35.60	1016.07	22.70	652.19	62.49	801.05	40.26	809.33
2010	12.10	1028.17	6.40	658.59	10.16	811.21	9.55	818.89
2011	74.40	1102.57	88.80	747.39	68.32	879.53	77.17	896.06
2012	153.80	1256.37	148.00	895.39	89.91	969.44	130.57	1026.63

CUADRO 15 – Análisis de Doble Masa Corregido Precipitación Total Máxima Mensual – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 7 – Diagrama de Doble Masa Corregido Precipitación Total Máxima Mensual – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

2.2.5.FRECUENCIA Y PROBABILIDAD

La mayor parte de los sistemas hidrológicos son intrínsecamente aleatorios, porque su mayor entrada es la precipitación, un fenómeno altamente variable e impredecible. Por consiguiente, el análisis estadístico cumple un papel importante en el análisis hidrológico.

2.2.5.1. MAGNITUD Y FRECUENCIA DE PRECIPITACIÓN

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su Frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del I Análisis de Frecuencia de información hidrológica, es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de Distribuciones de Probabilidad.

La información hidrológica empleada debe seleccionarse cuidadosamente de tal manera que satisfaga las suposiciones de independencia y de distribución idéntica. En la práctica, usualmente esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable que está siendo analizada (por ejemplo, la precipitación máximo anual, caudal máximo anual) con la expectativa de que observaciones sucesivas de esta variable de un año a otro sean independientes.

En general los criterios habituales se basan en el concepto de lluvias de diseño asociada a recurrencia del evento. Este criterio lleva implícito el concepto con el cual se presupone un tiempo promedio en que la zona de estudio no sufrirá inundaciones. Puede afirmarse que para recurrencias bajas, la superación de la correspondiente a la del proyecto es relativamente bastante frecuente. Por ello para eventos con recurrencias mayores a la del diseño existe una superación de la capacidad de la red. En el caso de cuencas pequeñas el problema es relativamente proporcional a la magnitud del excedente (lluvia caída - lluvia de diseño) y el impacto puede considerarse proporcionalmente repartido en toda la cuenca afectada. En caso de cuencas grandes, en la zona aguas abajo se produce la superposición de efectos (excedente propio + excedente de zonas aguas arriba), mientras mayor sea la recurrencia del evento respecto a la del proyecto, mayor será el impacto sobre la cuenca baja. En nuestro país no se han definido estudios que justifiquen una determinada frecuencia de diseño, y los valores adoptados en general se consideran a partir de experiencias previas y estudios internacionales.

2.2.5.2. PROBABILIDAD Y PERIODO DE RETORNO

El Periodo de Retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada.

La selección del periodo de retorno de la avenida de diseño de un río depende directamente del riesgo que se considere aceptable. El Periodo de Retorno para un evento X_t se define como el intervalo de recurrencia promedio durante el cual dicho evento es igualado o superado, es decir $X > X_t$, como se trata de un promedio, está sujeto a variaciones que pueden ser analizadas desde un punto de vista estadístico. Sin embargo es necesario revisar ciertos conceptos básicos. Ocurrencia se define como el evento en el cual un determinado caudal es igualado o excedido. Si "T" es el Periodo de Retorno, la Probabilidad de Ocurrencia "P" es:

$$P = \frac{1}{T}$$

Ecuación 2.2 - Probabilidad de Ocurrencia

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

Usualmente, cuando se tienen “n” datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un valor de “T” a cada dato registrado en una lista de mayor a menor con un número de orden “m”:

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

Ecuación 2.3 - Periodo de Retorno

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. MéxicoD.F.:LIMUSA)

Las obras de infraestructura se diseñan para que duren un periodo de “n” años después de su construcción. El riesgo admisible de falla (R) puede evaluarse a partir de una fórmula que relaciona el peligro de ocurrencia de una obra que ha sido diseñada para que falle en un periodo de retorno de T años, P (X = Xt al menos una vez en “n” años):⁷

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

Ecuación 2.4 - Riesgo Admisible de Falla

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. MéxicoD.F.:LIMUSA)

Para el cálculo del periodo de retorno y el riesgo admisible de falla se tomo como referencia el “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”, en dicho manual se recomienda tomar para el diseño de puentes un riesgo admisible de falla (R) de 22% y un periodo de retorno (T) de 500 años.⁸

2.2.5.3. PRECIPITACIÓN MÁXIMA

Se define la Precipitación Máxima Probable, como la cantidad física de agua precipitable, bajo condiciones atmosféricas determinadas, cuya superación tiene una probabilidad muy baja de ocurrencia. Este criterio se utiliza para la verificación de seguridad en grandes obras donde la falla de las mismas involucra grandes riesgos de pérdidas humanas. No obstante puede emplearse en obras de menor cuantía con un factor de minoración de la Precipitación Máxima Probable (P.M.P.) Para el análisis de las precipitaciones máximas se han utilizado los registros históricos máximos de 24 horas de 20 años (1993-2012).

2.2.5.4. DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA DE FRECUENCIAS

En la estadística existen decenas de funciones de distribución de probabilidad teórica; y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular, por lo tanto es

⁷ Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. MéxicoD.F.:LIMUSA

⁸ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

necesario escoger uno de esos modelos, el que se adapte mejor al problema bajo análisis.

Para el análisis de las precipitaciones máximas de la Quebrada de Añashuayco se han utilizado los registros históricos máximos de 24 horas de 20 años (1993-2012), para ello se ajustaron a 3 Distribuciones de Probabilidades las cuales son:

- Distribución Log Normal.
- Distribución Log Pearson Tipo III.
- Distribución Gumbel.

2.2.5.5. ANALISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA

Para calcular las magnitudes de eventos extremos se requiere invertir una función de probabilidad, es decir, dado un valor de “T” o “[F(Xt) = T/(T-1)]”, el correspondiente valor de “Xt” puede determinarse.

La magnitud “Xt” de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media “μ” más una desviación “ΔXt” de la variable con respecto a la media.

$$Xt = \mu + \Delta Xt$$

Esta desviación con respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estandar “σ” y el factor de frecuencia “Kt”, es decir, “(ΔXt=Kt*σ)”. La desviación estandar “ΔXt” y el factor de frecuencia “Kt” son funciones del periodo de retorno y del tipo de distribución de probabilidad en el análisis. Por consiguiente, la ecuación 1.5 puede expresarse como:⁹

$$Xt = \mu + Kt * \sigma$$

Ecuación 2.5 – Magnitud de Evento Hidrológico

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

2.2.5.5.1. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL

El factor de frecuencia “Kt” se expresa como:

- para (0 < p ≤ 0.5):

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^2$$

Ecuación 2.6 – Función de Probabilidad – Log Normal (0<p≤0.5)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

$$Kt = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

Ecuación 2.7 – Factor de Frecuencia – Log Normal (0<p≤0.5)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

⁹ Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill

- para ($p > 0.5$):

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{(1-p)^2} \right) \right]^2$$

Ecuación 2.8 – Función de Probabilidad – Log Normal ($p > 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

$$Kt = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

Ecuación 2.9 – Factor de Frecuencia – Log Normal ($p > 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

Se procedió a tomar las precipitaciones máximas en 24 Hrs. Del periodo de registro para N=20 años, para las 03 Estaciones.

m	Probabilidad	TR (años)	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC	
			$X_i(\text{mm})$	$Y_i = \text{Log} * X_i$	$X_i(\text{mm})$	$Y_i = \text{Log} * X_i$	$X_i(\text{mm})$	$Y_i = \text{Log} * X_i$
1	0.048	21.000	15.75	1.1974	24.78	1.3942	9.66	0.9848
2	0.095	10.500	15.87	1.2006	20.89	1.3199	8.53	0.9309
3	0.143	7.000	32.68	1.5142	34.70	1.5403	27.36	1.4371
4	0.190	5.250	14.12	1.1499	14.69	1.1671	6.52	0.8141
5	0.238	4.200	38.98	1.5908	58.95	1.7705	30.26	1.4808
6	0.286	3.500	9.10	0.9592	26.55	1.4241	7.89	0.8968
7	0.333	3.000	14.35	1.1570	15.58	1.1925	48.20	1.6830
8	0.381	2.625	23.70	1.3747	19.65	1.2933	13.00	1.1139
9	0.429	2.333	30.00	1.4771	14.87	1.1723	22.10	1.3444
10	0.476	2.100	15.40	1.1875	15.93	1.2023	29.00	1.4624
11	0.524	1.909	5.50	0.7404	11.51	1.0609	3.10	0.4914
12	0.571	1.750	8.40	0.9243	9.74	0.9884	9.90	0.9956
13	0.619	1.615	5.20	0.7160	9.91	0.9962	5.10	0.7076
14	0.667	1.500	14.90	1.1732	16.99	1.2303	9.90	0.9956
15	0.714	1.400	7.90	0.8976	14.34	1.1565	9.90	0.9956
16	0.762	1.313	25.50	1.4065	39.83	1.6002	23.10	1.3636
17	0.810	1.235	8.40	0.9243	12.39	1.0931	25.90	1.4133
18	0.857	1.167	4.70	0.6721	6.20	0.7921	6.10	0.7853
19	0.905	1.105	14.20	1.1523	48.80	1.6884	23.90	1.3784
20	0.952	1.050	35.30	1.5478	29.70	1.4728	23.90	1.3784
			Media	1.15	Media	1.28	Media	1.13
			Desv. Est.	0.28	Desv. Est.	0.25	Desv. Est.	0.32
			Coef. Asimetría	-0.10	Coef. Asimetría	0.26	Coef. Asimetría	-0.18
			N	20	N	20	N	20

CUADRO 16 – Log Normal para Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. (mm) – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

Luego se calcula la precipitación máxima 24Hrs para diferentes periodos de retorno, para cada Estación.

TR (años)	Probabilidad 1/TR	LA PAMPILLA			
		w	Kt	Yi	Xi (mm)
2	0.5000	1.18	0.00	1.1481	14.07
5	0.2000	1.79	0.84	1.3847	24.25
10	0.1000	2.15	1.28	1.5085	32.25
15	0.0667	2.33	1.50	1.5703	37.18
20	0.0500	2.45	1.65	1.6107	40.80
25	0.0400	2.54	1.75	1.6405	43.70
50	0.0200	2.80	2.05	1.7257	53.17
75	0.0133	2.94	2.22	1.7714	59.07
100	0.0100	3.03	2.33	1.8023	63.43
200	0.0050	3.26	2.58	1.8724	74.55
500	0.0020	3.53	2.88	1.9574	90.66
1000	0.0010	3.72	3.09	2.0170	104.00
2000	0.0005	3.90	3.29	2.0733	118.40
5000	0.0002	4.13	3.54	2.1435	139.15
10000	0.0001	4.29	3.72	2.1938	156.23

CUADRO 17 – Distribución Log Normal de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

TR (años)	Probabilidad 1/TR	HUASACACHE			
		w	Kt	Yi	Xi (mm)
2	0.5000	1.18	0.00	1.2778	18.96
5	0.2000	1.79	0.84	1.4886	30.80
10	0.1000	2.15	1.28	1.5989	39.71
15	0.0667	2.33	1.50	1.6539	45.07
20	0.0500	2.45	1.65	1.6899	48.97
25	0.0400	2.54	1.75	1.7165	52.06
50	0.0200	2.80	2.05	1.7924	62.00
75	0.0133	2.94	2.22	1.8332	68.10
100	0.0100	3.03	2.33	1.8607	72.56
200	0.0050	3.26	2.58	1.9232	83.79
500	0.0020	3.53	2.88	1.9989	99.75
1000	0.0010	3.72	3.09	2.0520	112.73
2000	0.0005	3.90	3.29	2.1022	126.54
5000	0.0002	4.13	3.54	2.1647	146.12
10000	0.0001	4.29	3.72	2.2095	162.01

CUADRO 18 – Distribución Log Normal de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

TR (años)	Probabilidad 1/TR	S CORPAC			
		w	Kt	Yi	Xi (mm)
2	0.5000	1.18	0.00	1.1327	13.57
5	0.2000	1.79	0.84	1.3996	25.10
10	0.1000	2.15	1.28	1.5393	34.62
15	0.0667	2.33	1.50	1.6090	40.64
20	0.0500	2.45	1.65	1.6546	45.14
25	0.0400	2.54	1.75	1.6882	48.77
50	0.0200	2.80	2.05	1.7843	60.86
75	0.0133	2.94	2.22	1.8359	68.54
100	0.0100	3.03	2.33	1.8708	74.27
200	0.0050	3.26	2.58	1.9499	89.11
500	0.0020	3.53	2.88	2.0458	111.13
1000	0.0010	3.72	3.09	2.1131	129.75
2000	0.0005	3.90	3.29	2.1766	150.18
5000	0.0002	4.13	3.54	2.2558	180.20
10000	0.0001	4.29	3.72	2.3125	205.36

CUADRO 19 – Distribución Log Normal de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

2.2.5.5.2. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

El factor de frecuencia “Kt” se expresa como:

- El para ($0 < p \leq 0.5$):

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^2$$

Ecuación 2.10 - Función de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($0 < p \leq 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

Ecuación 2.11 – Factor de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($0 < p \leq 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

$$Kt = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5, \text{ donde } k = Cs/6$$

Ecuación 2.12 - Factor de Frecuencia – Log Pearson Tipo III ($0 < p \leq 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

- para ($p > 0.5$):

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{(1-p)^2} \right) \right]^2$$

Ecuación 2.13 - Función de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($p > 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

Ecuación 2.14 – Factor de Probabilidad – Log Pearson Tipo III ($p > 0.5$)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

$$Kt = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5, \text{ donde } k = Cs/6$$

Ecuación 2.15 - Factor de Frecuencia – Log Pearson Tipo III (p>0.5)

(Fuente: Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill)

Se procedió a tomar las precipitaciones máximas en 24 Hrs. Del periodo de registro para N=20 años, para las 03 Estaciones.

m	Probabilidad	TR (años)	LA PAMPILLA		HUASACACHE		S CORPAC	
			Xi(mm)	Yi = Log * Xi	Xi(mm)	Yi = Log * Xi	Xi(mm)	Yi = Log * Xi
1	0.048	21.000	15.75	1.1974	24.78	1.3942	9.66	0.9848
2	0.095	10.500	15.87	1.2006	20.89	1.3199	8.53	0.9309
3	0.143	7.000	32.68	1.5142	34.70	1.5403	27.36	1.4371
4	0.190	5.250	14.12	1.1499	14.69	1.1671	6.52	0.8141
5	0.238	4.200	38.98	1.5908	58.95	1.7705	30.26	1.4808
6	0.286	3.500	9.10	0.9592	26.55	1.4241	7.89	0.8968
7	0.333	3.000	14.35	1.1570	15.58	1.1925	48.20	1.6830
8	0.381	2.625	23.70	1.3747	19.65	1.2933	13.00	1.1139
9	0.429	2.333	30.00	1.4771	14.87	1.1723	22.10	1.3444
10	0.476	2.100	15.40	1.1875	15.93	1.2023	29.00	1.4624
11	0.524	1.909	5.50	0.7404	11.51	1.0609	3.10	0.4914
12	0.571	1.750	8.40	0.9243	9.74	0.9884	9.90	0.9956
13	0.619	1.615	5.20	0.7160	9.91	0.9962	5.10	0.7076
14	0.667	1.500	14.90	1.1732	16.99	1.2303	9.90	0.9956
15	0.714	1.400	7.90	0.8976	14.34	1.1565	9.90	0.9956
16	0.762	1.313	25.50	1.4065	39.83	1.6002	23.10	1.3636
17	0.810	1.235	8.40	0.9243	12.39	1.0931	25.90	1.4133
18	0.857	1.167	4.70	0.6721	6.20	0.7921	6.10	0.7853
19	0.905	1.105	14.20	1.1523	48.80	1.6884	23.90	1.3784
20	0.952	1.050	35.30	1.5478	29.70	1.4728	23.90	1.3784
			Media	1.15	Media	1.28	Media	1.13
			Desv. Est.	0.28	Desv. Est.	0.25	Desv. Est.	0.32
			Coef. Asimetría	-0.10	Coef. Asimetría	0.26	Coef. Asimetría	-0.18
			N	20	N	20	N	20

CUADRO 20 – Log Pearson Tipo III para Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. (mm) – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

Luego se calcula la precipitación máxima 24Hrs para diferentes periodos de retorno, para cada Estación.

TR (años)	Probabilidad 1/TR	LA PAMPILLA				
		w	z	Kt	Yi	Xi (mm)
2	0.5000	1.18	0.00	0.02	1.1527	14.21
5	0.2000	1.79	0.84	0.85	1.3859	24.32
10	0.1000	2.15	1.28	1.27	1.5054	32.02
15	0.0667	2.33	1.50	1.48	1.5644	36.68
20	0.0500	2.45	1.65	1.62	1.6028	40.07
25	0.0400	2.54	1.75	1.72	1.6309	42.75
50	0.0200	2.80	2.05	2.00	1.7110	51.40
75	0.0133	2.94	2.22	2.15	1.7536	56.70
100	0.0100	3.03	2.33	2.26	1.7822	60.57
200	0.0050	3.26	2.58	2.49	1.8469	70.29
500	0.0020	3.53	2.88	2.76	1.9245	84.04
1000	0.0010	3.72	3.09	2.95	1.9785	95.16
2000	0.0005	3.90	3.29	3.13	2.0291	106.93
5000	0.0002	4.13	3.54	3.36	2.0917	123.50
10000	0.0001	4.29	3.72	3.51	2.1362	136.84
		k =Cs/6		-0.02		

CUADRO 21 – Distribución Log Pearson Tipo III de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

TR (años)	Probabilidad 1/TR	HUASACACHE				
		w	z	Kt	Yi	Xi (mm)
2	0.5000	1.18	0.00	-0.04	1.2670	18.49
5	0.2000	1.79	0.84	0.83	1.4847	30.53
10	0.1000	2.15	1.28	1.31	1.6050	40.27
15	0.0667	2.33	1.50	1.55	1.6666	46.41
20	0.0500	2.45	1.65	1.72	1.7075	50.99
25	0.0400	2.54	1.75	1.84	1.7380	54.70
50	0.0200	2.80	2.05	2.19	1.8266	67.08
75	0.0133	2.94	2.22	2.38	1.8750	74.99
100	0.0100	3.03	2.33	2.52	1.9081	80.93
200	0.0050	3.26	2.58	2.82	1.9843	96.44
500	0.0020	3.53	2.88	3.20	2.0785	119.82
1000	0.0010	3.72	3.09	3.47	2.1460	139.96
2000	0.0005	3.90	3.29	3.72	2.2107	162.45
5000	0.0002	4.13	3.54	4.05	2.2927	196.21
10000	0.0001	4.29	3.72	4.29	2.3525	225.15
		k =Cs/6		0.04		

CUADRO 22 – Distribución Log Pearson Tipo III de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

TR (años)	Probabilidad 1/TR	S CORPAC				
		w	z	Kt	Yi	Xi (mm)
2	0.5000	1.18	0.00	0.03	1.1424	13.88
5	0.2000	1.79	0.84	0.85	1.4020	25.23
10	0.1000	2.15	1.28	1.26	1.5325	34.08
15	0.0667	2.33	1.50	1.46	1.5962	39.46
20	0.0500	2.45	1.65	1.59	1.6375	43.40
25	0.0400	2.54	1.75	1.69	1.6676	46.51
50	0.0200	2.80	2.05	1.95	1.7527	56.58
75	0.0133	2.94	2.22	2.10	1.7976	62.75
100	0.0100	3.03	2.33	2.19	1.8278	67.26
200	0.0050	3.26	2.58	2.40	1.8953	78.58
500	0.0020	3.53	2.88	2.66	1.9757	94.55
1000	0.0010	3.72	3.09	2.83	2.0310	107.41
2000	0.0005	3.90	3.29	2.99	2.0826	120.96
5000	0.0002	4.13	3.54	3.19	2.1459	139.94
10000	0.0001	4.29	3.72	3.33	2.1906	155.11
		k = Cs/6		-0.03		

CUADRO 23 – Distribución Log Pearson Tipo III de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

2.2.5.5.3. DISTRIBUCIÓN GUMBEL

El factor de frecuencia “Kt” se expresa como:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S, \quad \beta = \mu - 0.45 S$$

Ecuaciones 2.12 – Factores de Dispersión - Gumbel

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

$$Yi = -\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)$$

Ecuación 2.13 – Función de Probabilidad - Gumbel

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

$$Xi = \beta + Yi * \alpha$$

Ecuación 2.14 – Distribución de Gumbel

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

Donde:

μ = Media Aritmética

S = Desviación Estándar

T = Periodo de Retorno

Yi = Precipitación Máxima en Función de Xi

Xi = Precipitación Máxima 24 Hrs (mm)

Se procedió a tomar las precipitaciones máximas en 24 Hrs. Del periodo de registro para N=20 años, para las 03 Estaciones

m	Probabilidad	TR (años)	LA PAMPILLA	HUASACACHE	S CORPAC
			Xi(mm)	Xi(mm)	Xi(mm)
1	0.048	21.000	15.75	24.78	9.66
2	0.095	10.500	15.87	20.89	8.53
3	0.143	7.000	32.68	34.70	27.36
4	0.190	5.250	14.12	14.69	6.52
5	0.238	4.200	38.98	58.95	30.26
6	0.286	3.500	9.10	26.55	7.89
7	0.333	3.000	14.35	15.58	48.20
8	0.381	2.625	23.70	19.65	13.00
9	0.429	2.333	30.00	14.87	22.10
10	0.476	2.100	15.40	15.93	29.00
11	0.524	1.909	5.50	11.51	3.10
12	0.571	1.750	8.40	9.74	9.90
13	0.619	1.615	5.20	9.91	5.10
14	0.667	1.500	14.90	16.99	9.90
15	0.714	1.400	7.90	14.34	9.90
16	0.762	1.313	25.50	39.83	23.10
17	0.810	1.235	8.40	12.39	25.90
18	0.857	1.167	4.70	6.20	6.10
19	0.905	1.105	14.20	48.80	23.90
20	0.952	1.050	35.30	29.70	23.90
Media			17.00	22.30	17.17
Desv. Est.			10.51	13.90	11.65
Alfa			8.19	10.84	9.08
Beta			12.27	16.05	11.92
N			20	20	20

CUADRO 24 – Gumbel de Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. (mm) – 03 Estaciones
(Elaboración Propia)

Luego se calcula la precipitación máxima 24Hrs para diferentes periodos de retorno, para cada Estación.

Item	TR (años)	Probabilidad $P=1-1/TR$	LA PAMPILLA	
			$Y_i = -LN(-LN(P))$	$X_i = Beta + Y \times Alfa$
1	2	0.500	0.367	15.27
2	5	0.800	1.500	24.56
3	10	0.900	2.250	30.71
4	15	0.933	2.674	34.18
5	20	0.950	2.970	36.61
6	25	0.960	3.199	38.48
7	50	0.980	3.902	44.24
8	75	0.987	4.311	47.59
9	100	0.990	4.600	49.96
10	200	0.995	5.296	55.66
11	500	0.998	6.214	63.19
12	1000	0.999	6.907	68.87
13	2000	1.000	7.601	74.55
14	5000	1.000	8.517	82.06
15	10000	1.000	9.210	87.74

CUADRO 25 – Distribución Gumbel de Precipitaciones Máximas 24 Hrs.(mm) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

Item	TR (años)	Probabilidad $P=1-1/TR$	HUASACACHE	
			$Y_i = -\ln(-\ln(P))$	$X_i = \text{Beta} + Y \times \text{Alfa}$
1	2	0.500	0.367	20.02
2	5	0.800	1.500	32.30
3	10	0.900	2.250	40.43
4	15	0.933	2.674	45.02
5	20	0.950	2.970	48.23
6	25	0.960	3.199	50.71
7	50	0.980	3.902	58.33
8	75	0.987	4.311	62.76
9	100	0.990	4.600	65.89
10	200	0.995	5.296	73.43
11	500	0.998	6.214	83.38
12	1000	0.999	6.907	90.89
13	2000	1.000	7.601	98.41
14	5000	1.000	8.517	108.34
15	10000	1.000	9.210	115.85

CUADRO 26 – Distribución Gumbel de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

Item	TR (años)	Probabilidad $P=1-1/TR$	S CORPAC	
			$Y_i = -\ln(-\ln(P))$	$X_i = \text{Beta} + Y \times \text{Alfa}$
1	2	0.500	0.367	15.25
2	5	0.800	1.500	25.54
3	10	0.900	2.250	32.36
4	15	0.933	2.674	36.20
5	20	0.950	2.970	38.90
6	25	0.960	3.199	40.97
7	50	0.980	3.902	47.36
8	75	0.987	4.311	51.07
9	100	0.990	4.600	53.70
10	200	0.995	5.296	60.01
11	500	0.998	6.214	68.35
12	1000	0.999	6.907	74.65
13	2000	1.000	7.601	80.94
14	5000	1.000	8.517	89.26
15	10000	1.000	9.210	95.56

CUADRO 27 – Distribución Gumbel de Precipitaciones Máximas 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

En resumen las precipitaciones máximas probables para diferentes periodos de retorno para las 03 Estaciones son:

ESTACIÓN LA PAMPILLA				
Item	TR (años)	LOG NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL
1	2	14.07	14.21	15.27
2	5	24.25	24.32	24.56
3	10	32.25	32.02	30.71
4	15	37.18	36.68	34.18
5	20	40.80	40.07	36.61
6	25	43.70	42.75	38.48
7	50	53.17	51.40	44.24
8	75	59.07	56.70	47.59
9	100	63.43	60.57	49.96
10	200	74.55	70.29	55.66
11	500	90.66	84.04	63.19
12	1000	104.00	95.16	68.87
13	2000	118.40	106.93	74.55
14	5000	139.15	123.50	82.06
15	10000	156.23	136.84	87.74

CUADRO 28 – Resumen de Precipitaciones Máximas Probables 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN HUASACACHE				
Item	TR (años)	LOG NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL
1	2	18.96	18.49	20.02
2	5	30.80	30.53	32.30
3	10	39.71	40.27	40.43
4	15	45.07	46.41	45.02
5	20	48.97	50.99	48.23
6	25	52.06	54.70	50.71
7	50	62.00	67.08	58.33
8	75	68.10	74.99	62.76
9	100	72.56	80.93	65.89
10	200	83.79	96.44	73.43
11	500	99.75	119.82	83.38
12	1000	112.73	139.96	90.89
13	2000	126.54	162.45	98.41
14	5000	146.12	196.21	108.34
15	10000	162.01	225.15	115.85

CUADRO 29 – Resumen de Precipitaciones Máximas Probables 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN S CORPAC				
Item	TR (años)	LOG NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL
1	2	13.57	13.88	15.25
2	5	25.10	25.23	25.54
3	10	34.62	34.08	32.36
4	15	40.64	39.46	36.20
5	20	45.14	43.40	38.90
6	25	48.77	46.51	40.97
7	50	60.86	56.58	47.36
8	75	68.54	62.75	51.07
9	100	74.27	67.26	53.70
10	200	89.11	78.58	60.01
11	500	111.13	94.55	68.35
12	1000	129.75	107.41	74.65
13	2000	150.18	120.96	80.94
14	5000	180.20	139.94	89.26
15	10000	205.36	155.11	95.56

CUADRO 30 – Resumen de Precipitaciones Máximas Probables 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

2.2.5.6. TEST DE BONDAD DE AJUSTE

La aplicación de los test de bondad de ajuste a determinadas distribuciones, puede ayudar a seleccionar aquella que mejor represente a la distribución de frecuencia de la población. Si bien, se han mencionado criterios generales, obtenidos de la experiencia hidrológica para seleccionar una determinada distribución de frecuencia, no existen verdaderos acuerdos en este sentido y lo cierto es, como lo establece el USWRC (1982), “ninguna distribución es la mejor para todos los criterios, luego el juicio del hidrólogo resulta fundamental”.

Existen diferentes pruebas de bondad de ajuste, en este estudio se utiliza el Kolmogorov-Smirnov (K-S). Esto con la finalidad de determinar si hay evidencias para aceptar o rechazar la hipótesis hecha para seleccionar determinadas distribuciones, pero no indican en forma absoluta, cual es mejor.¹⁰

2.2.5.6.1. PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia entre la distribución de probabilidad empírica y la teórica.

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{\sigma} \quad , \quad \beta = \hat{Y} - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Ecuaciones 2.15 – Factores de Dispersión – Kolmogorov Smirnov
(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

¹⁰ Fattorelli S., Fernandez P. (2011). Diseño Hidrológico. Zaragoza: WASA - GN

n	μ_y	σ_y	n	μ_y	σ_y
10	0.4967	0.9573	39	0.543	1.1388
11	0.4996	0.9676	40	0.5436	1.1413
12	0.5039	0.9833	41	0.5442	1.1436
13	0.5070	0.9971	42	0.5448	1.1458
14	0.5100	1.0095	43	0.5453	1.1480
15	0.5128	1.0206	44	0.5458	1.1499
16	0.5154	1.0306	45	0.5463	1.1519
17	0.5176	1.0396	46	0.5468	1.1538
18	0.5198	0.1048	47	0.5473	1.1557
19	0.5202	1.0544	48	0.5477	1.1574
20	0.5236	1.0628	49	0.5481	0.1159
21	0.5252	1.0696	50	0.5485	1.1607
22	0.5268	1.0754	51	0.5489	1.1623
23	0.5283	1.0811	52	0.5493	1.1638
24	0.5296	1.0864	53	0.5497	1.1658
25	0.5309	1.0915	54	0.5501	1.1667
26	0.5320	1.0961	55	0.5504	1.1681
27	0.5332	1.1004	56	0.5508	0.1696
28	0.5343	1.1047	57	0.5511	1.1708
29	0.5353	1.1086	58	0.5515	1.1721
30	0.5362	1.1124	59	0.5518	1.1734
31	0.5371	1.1159	60	0.5521	1.1747
32	0.5380	1.1193	65	0.5535	1.1803
33	0.5388	1.1226	70	0.5548	1.1854
34	0.5396	1.1255	75	0.5559	1.1898
35	0.5403	1.1285	80	0.5569	1.1938
36	0.5410	1.1313	85	0.5578	1.1973
37	0.5418	1.1339	90	0.5586	1.2007
38	0.5424	1.1363	95	0.5593	1.2038
39	0.5430	1.1388	100	0.5600	1.2065

CUADRO 31 –Valores para el Cálculo de “ α ” y “ β ”

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

$$w = \alpha(Y_i - \beta)$$

Ecuación 2.16 - Función de Probabilidad – Kolmogorov Smirnov

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

$$w = \ln \left(-\ln \left(1 - \left(\frac{m}{n+1} \right) \right) \right)$$

Ecuación 2.17- Distribución Teórica - Kolmogorov Smirnov

(Fuente: Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F.:LIMUSA)

Donde:

$\bar{Y}$ = Promedio Precipitaciones (mm)

σ = Desviación Estándar

n = Número de Datos

m = Número de Orden

Y_i = Precipitación Máxima 24 Hrs (mm)

Se toma el mayor valor de las precipitaciones máximas 24 Hrs obtenidas para las diferentes distribuciones de frecuencias:

ESTACIÓN LA PAMPILLA					
Item	TR (años)	LOG NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	P. MAX 24 HRS
1	2	14.07	14.21	15.27	15.27
2	5	24.25	24.32	24.56	24.56
3	10	32.25	32.02	30.71	32.25
4	15	37.18	36.68	34.18	37.18
5	20	40.80	40.07	36.61	40.80
6	25	43.70	42.75	38.48	43.70
7	50	53.17	51.40	44.24	53.17
8	75	59.07	56.70	47.59	59.07
9	100	63.43	60.57	49.96	63.43
10	200	74.55	70.29	55.66	74.55
11	500	90.66	84.04	63.19	90.66
12	1000	104.00	95.16	68.87	104.00
13	2000	118.40	106.93	74.55	118.40
14	5000	139.15	123.50	82.06	139.15
15	10000	156.23	136.84	87.74	156.23

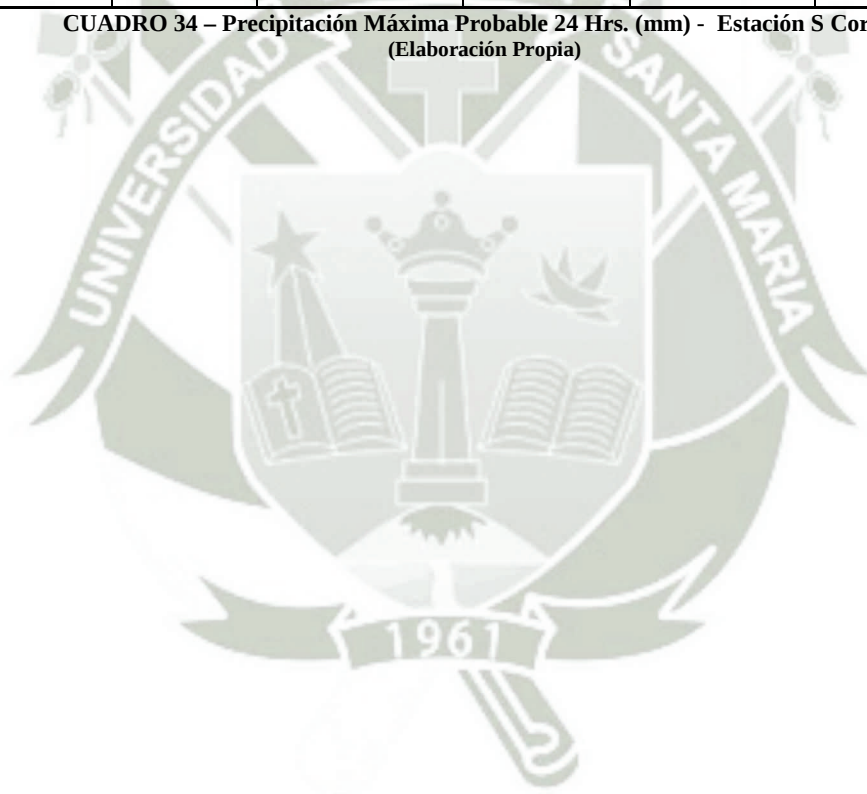
CUADRO 32 – Precipitación Máxima Probable 24 Hrs. (mm) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN HUASACACHE					
Item	TR (años)	LOG NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	P. MAX 24 HRS
1	2	18.96	18.49	20.02	20.02
2	5	30.80	30.53	32.30	32.30
3	10	39.71	40.27	40.43	40.43
4	15	45.07	46.41	45.02	46.41
5	20	48.97	50.99	48.23	50.99
6	25	52.06	54.70	50.71	54.70
7	50	62.00	67.08	58.33	67.08
8	75	68.10	74.99	62.76	74.99
9	100	72.56	80.93	65.89	80.93
10	200	83.79	96.44	73.43	96.44
11	500	99.75	119.82	83.38	119.82
12	1000	112.73	139.96	90.89	139.96
13	2000	126.54	162.45	98.41	162.45
14	5000	146.12	196.21	108.34	196.21
15	10000	162.01	225.15	115.85	225.15

CUADRO 33 – Precipitación Máxima Probable 24 Hrs. (mm) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN S CORPAC					
Item	TR (años)	LOG NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	P. MAX 24 HRS
1	2	13.57	13.88	15.25	15.25
2	5	25.10	25.23	25.54	25.54
3	10	34.62	34.08	32.36	34.62
4	15	40.64	39.46	36.20	40.64
5	20	45.14	43.40	38.90	45.14
6	25	48.77	46.51	40.97	48.77
7	50	60.86	56.58	47.36	60.86
8	75	68.54	62.75	51.07	68.54
9	100	74.27	67.26	53.70	74.27
10	200	89.11	78.58	60.01	89.11
11	500	111.13	94.55	68.35	111.13
12	1000	129.75	107.41	74.65	129.75
13	2000	150.18	120.96	80.94	150.18
14	5000	180.20	139.94	89.26	180.20
15	10000	205.36	155.11	95.56	205.36

CUADRO 34 – Precipitación Máxima Probable 24 Hrs. (mm) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)



Luego se calcula la diferencia entre la distribución de probabilidad empírica y la teórica para calcular si se acepta dicha distribución de probabilidad:

ESTACIÓN LA PAMPILLA:

Promedio $\bar{Y}$	Desviación Estándar (σ)	n
70.1617	42.8583	15.000

Valores esperados de α y β		
	σ_y	μ_y
	1.0206	0.51280

	alfa (α)	beta (β)
	0.023813355	48.62757505

ESTACIÓN LA PAMPILLA									
Nº de orden n (m)	Tr ((n+1)/m)	Prueba de bondad de ajuste							
		Precipitación ordenada de > a < (mm)	w calculado = $\alpha (y - \beta)$	Distribución empírica P (X<Xm)	Distribución empírica P en % (X<Xm)	Distribución teórica P (X<Xm)	Distribución teórica P en % (X<Xm)	Δ máx.	Diferencia $\Delta = DT - DE $
1	16.00	156.23	2.562424	0.93750	93.75	0.9258	92.5781		0.011719
2	8.00	139.15	2.155606	0.87500	87.50	0.8906	89.0624		0.015624
3	5.33	118.40	1.661417	0.81250	81.25	0.8271	82.7067		0.014567
4	4.00	104.00	1.318641	0.75000	75.00	0.7653	76.5291		0.015291
5	3.20	90.66	1.001014	0.68750	68.75	0.6925	69.2459		0.004959
6	2.67	74.55	0.617307	0.62500	62.50	0.5831	58.3101		0.041899
7	2.29	63.43	0.352572	0.56250	56.25	0.4952	49.5158	Δ máx.	0.067342
8	2.00	59.07	0.248764	0.50000	50.00	0.4585	45.8514		0.041486
9	1.78	53.17	0.108200	0.43750	43.75	0.4076	40.7608		0.029892
10	1.60	43.70	-0.11740	0.37500	37.50	0.3248	32.4792		0.050208
11	1.45	40.80	-0.18632	0.31250	31.25	0.2997	29.9747		0.012753
12	1.33	37.18	-0.27271	0.25000	25.00	0.2689	26.8872		0.018872
13	1.23	32.25	-0.39005	0.18750	18.75	0.2283	22.8307		0.040807
14	1.14	24.56	-0.57313	0.12500	12.50	0.1697	16.9682		0.044682
15	1.07	15.27	-0.79431	0.06250	6.25	0.1094	10.9381		0.046881
Promedio		70.162							
Desviación Estándar		42.858							
n		15.000							
			Para :		n =	15.0000			
			Δc (tabla Smirnov)		1.36/N ^{0.5}	0.351150			
			Δ máx.				0.067342		
			Δ máx. < Δc		Se acepta el reajuste		OK!		

CUADRO 35 – Prueba de Bondad y Ajuste Kolmogorov Smirnov - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN LA HUASACACHE:

Promedio $\bar{Y}$	Desviación Estándar (σ)	n
93.8580	62.2113	15.000

Valores esperados de α y β		
	σ_y	μ_y
	1.0206	0.51280

	alfa (α)	beta (β)
	0.016405381	62.59997926

ESTACIÓN HUASACACHE									
Nº de orden (m)	Tr ((n+1)/m)	Prueba de bondad de ajuste							
		Precipitación ordenada de > a < (mm)	w calculado = $\alpha (y - \beta)$	Distribución empírica P (X<Xm)	Distribución empírica P en % (X<Xm)	Distribución teórica P (X<Xm)	Distribución teórica P en % (X<Xm)	Δ máx.	Diferencia $\Delta = DT - DE $
1	16.00	225.15	2.666716	0.93750	93.75	0.9329	93.2879		0.004621
2	8.00	196.21	2.191915	0.87500	87.50	0.8943	89.4310		0.019310
3	5.33	162.45	1.638008	0.81250	81.25	0.8234	82.3356		0.010856
4	4.00	139.96	1.269075	0.75000	75.00	0.7550	75.4959		0.004959
5	3.20	119.82	0.938784	0.68750	68.75	0.6763	67.6310		0.011190
6	2.67	96.44	0.555180	0.62500	62.50	0.5633	56.3285		0.061715
7	2.29	80.93	0.300705	0.56250	56.25	0.4770	47.6973	Δ máx.	0.085527
8	2.00	74.99	0.203258	0.50000	50.00	0.4422	44.2167		0.057833
9	1.78	67.08	0.073450	0.43750	43.75	0.3949	39.4876		0.042624
10	1.60	54.70	-0.12965	0.37500	37.50	0.3203	32.0321		0.054679
11	1.45	50.99	-0.19040	0.31250	31.25	0.2983	29.8276		0.014224
12	1.33	46.41	-0.26567	0.25000	25.00	0.2714	27.1360		0.021360
13	1.23	40.43	-0.36367	0.18750	18.75	0.2373	23.7254		0.049754
14	1.14	32.30	-0.49703	0.12500	12.50	0.1932	19.3218		0.068218
15	1.07	20.02	-0.69858	0.06250	6.25	0.1339	13.3867		0.071367
Promedio		93.858							
Desviación Estándar		62.211							
n		15.000							
					Para :	n =	15.0000		
					Δc (tabla Smirnov)		$1.36/N^{0.5}$	5 =	0.351150
					Δ máx.				0.085527
					Δ máx. < Δc	Se acepta el reajuste		OK!	

CUADRO 36 –Prueba de Bondad y Ajuste Kolmogorov Smirnov - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN S CORPAC:

Promedio $\bar{y}$	Desviación estándar (σ)	n
85.2914	58.1105	15.000

Valores esperados de α y β		
	σ_y	μ_y
	1.0206	0.51280

	alfa (α)	beta (β)
	0.017563102	56.09378507

ESTACIÓN S CORPAC									
Nº de orden n (m)	Tr (n+1)/ m	Prueba de bondad de ajuste							
		Precipitación ordenada de > a <(mm)	w calculado = α (y - β)	Distribución empírica P (X<Xm)	Distribución empírica P en % (X<Xm)	Distribución teórica P (X<Xm)	Distribución teórica P en % (X<Xm)	Δ máximo	Diferencia $\Delta = DT - DE $
1	16.00	205.36	2.621554	0.93750	93.75	0.9299	92.9889		0.007611
2	8.00	180.20	2.179767	0.87500	87.50	0.8931	89.3090		0.018090
3	5.33	150.18	1.652489	0.81250	81.25	0.8257	82.5660		0.013160
4	4.00	129.75	1.293571	0.75000	75.00	0.7601	76.0112		0.010112
5	3.20	111.13	0.966628	0.68750	68.75	0.6836	68.3613		0.003887
6	2.67	89.11	0.579932	0.62500	62.50	0.5712	57.1245		0.053755
7	2.29	74.27	0.319217	0.56250	56.25	0.4835	48.3493	Δ máx.	0.079007
8	2.00	68.54	0.218525	0.50000	50.00	0.4477	44.7668		0.052332
9	1.78	60.86	0.083706	0.43750	43.75	0.3986	39.8638		0.038862
10	1.60	48.77	-0.12859	0.37500	37.50	0.3207	32.0708		0.054292
11	1.45	45.14	-0.19233	0.31250	31.25	0.2976	29.7578		0.014922
12	1.33	40.64	-0.27140	0.25000	25.00	0.2693	26.9333		0.019333
13	1.23	34.62	-0.37721	0.18750	18.75	0.2326	23.2650		0.045150
14	1.14	25.54	-0.53653	0.12500	12.50	0.1809	18.0852		0.055852
15	1.07	15.25	-0.71729	0.06250	6.25	0.1289	12.8878		0.066378
Promedio		85.291							
Desviación Estándar		58.110							
n		15.000							
							Para :	n =	15.0000
							Δc (tabla Smirnov)	1.36/N ^{0.5}	0.351150
							Δ máx.		0.079007
							Δ máx. < Δc	Se acepta el reajuste	OK!

CUADRO 37 –Prueba de Bondad y Ajuste Kolmogorov Smirnov - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

2.2.6.CURVAS DE INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar,

es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas y así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración.

En este estudio las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Sin embargo éstas pueden ser calculadas a partir de las lluvias máximas en base al modelo de Dick y Peschke (Guevara, 1991). Este modelo permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Ecuación 2.18- Precipitación Pluvial Total

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Donde:

P_d = Precipitación Total (mm)

d = Duración en Minutos

P_{24h} = Precipitación Máxima en 24 Horas (mm)

Entonces aplicando la ecuación 2.18 a las precipitaciones máximas 24 Hrs obtenidas con los análisis de frecuencia para las 03 Estaciones. Se calcula las precipitaciones totales expresadas en mm/hora:

ESTACIÓN LA PAMPILLA								
Item	TR (años)	P. MAX 24 HRS	Duración en Minutos					
			15	30	60	120	180	240
1	2	15.27	19.50	11.60	6.90	4.10	3.00	2.40
2	5	24.56	31.40	18.70	11.10	6.60	4.90	3.90
3	10	32.25	41.20	24.50	14.60	8.70	6.40	5.20
4	15	37.18	47.50	28.20	16.80	10.00	7.40	5.90
5	20	40.80	52.10	31.00	18.40	11.00	8.10	6.50
6	25	43.70	55.80	33.20	19.70	11.70	8.70	7.00
7	50	53.17	67.90	40.40	24.00	14.30	10.50	8.50
8	75	59.07	75.50	44.90	26.70	15.90	11.70	9.40
9	100	63.43	81.10	48.20	28.70	17.00	12.60	10.10
10	200	74.55	95.30	56.60	33.70	20.00	14.80	11.90
11	500	90.66	115.90	68.90	41.00	24.40	18.00	14.50
12	1000	104.00	132.90	79.00	47.00	27.90	20.60	16.60
13	2000	118.40	151.30	90.00	53.50	31.80	23.50	18.90
14	5000	139.15	177.80	105.70	62.90	37.40	27.60	22.20
15	10000	156.23	199.60	118.70	70.60	42.00	31.00	25.00

CUADRO 38 –Precipitación Pluvial Total 24 Hrs (mm) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN HUASACACHE								
Item	TR (años)	P. MAX 24 HRS	Duración en Minutos					
			15	30	60	120	180	240
1	2	20.02	25.60	15.20	9.00	5.40	4.00	3.20
2	5	32.30	41.30	24.50	14.60	8.70	6.40	5.20
3	10	40.43	51.70	30.70	18.30	10.90	8.00	6.50
4	15	46.41	59.30	35.30	21.00	12.50	9.20	7.40
5	20	50.99	65.20	38.70	23.00	13.70	10.10	8.10
6	25	54.70	69.90	41.60	24.70	14.70	10.80	8.70
7	50	67.08	85.70	51.00	30.30	18.00	13.30	10.70
8	75	74.99	95.80	57.00	33.90	20.10	14.90	12.00
9	100	80.93	103.40	61.50	36.60	21.70	16.00	12.90
10	200	96.44	123.20	73.30	43.60	25.90	19.10	15.40
11	500	119.82	153.10	91.00	54.10	32.20	23.70	19.10
12	1000	139.96	178.80	106.30	63.20	37.60	27.70	22.40
13	2000	162.45	207.60	123.40	73.40	43.60	32.20	25.90
14	5000	196.21	250.70	149.10	88.60	52.70	38.90	31.30
15	10000	225.15	287.70	171.10	101.70	60.50	44.60	36.00

CUADRO 39 –Precipitación Pluvial Total 24 Hrs (mm) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN S CORPAC								
Item	TR (años)	P. MAX 24 HRS	Duración en Minutos					
			15	30	60	120	180	240
1	2	15.25	19.50	11.60	6.90	4.10	3.00	2.40
2	5	25.54	32.60	19.40	11.50	6.90	5.10	4.10
3	10	34.62	44.20	26.30	15.60	9.30	6.90	5.50
4	15	40.64	51.90	30.90	18.40	10.90	8.10	6.50
5	20	45.14	57.70	34.30	20.40	12.10	8.90	7.20
6	25	48.77	62.30	37.10	22.00	13.10	9.70	7.80
7	50	60.86	77.80	46.20	27.50	16.30	12.10	9.70
8	75	68.54	87.60	52.10	31.00	18.40	13.60	10.90
9	100	74.27	94.90	56.40	33.60	20.00	14.70	11.90
10	200	89.11	113.90	67.70	40.30	23.90	17.70	14.20
11	500	111.13	142.00	84.40	50.20	29.90	22.00	17.80
12	1000	129.75	165.80	98.60	58.60	34.90	25.70	20.70
13	2000	150.18	191.90	114.10	67.90	40.30	29.80	24.00
14	5000	180.20	230.30	136.90	81.40	48.40	35.70	28.80
15	10000	205.36	262.40	156.00	92.80	55.20	40.70	32.80

CUADRO 40 –Precipitación Pluvial Total 24 Hrs (mm) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación¹¹:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Ecuación 2.19 – Intensidad Máxima de Precipitación Pluvial

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Donde:

I = Intensidad Máxima (mm/h)

K, m, n = Factores característicos de la zona de estudio

T = Periodo de Retorno en Años

t = Duración de la Precipitación equivalente al Tiempo de Concentración (min)

Tomando los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\ln(I) = \ln(K) + m\ln(T) - n\ln(t)$$

O bien: $Y = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2$

Donde:

Y = Ln (I)

a₀ = Ln (K)

a₁ = m

X₁ = Ln (T)

a₂ = n

X₂ = Ln (t)

Luego factores de K, m, n, se obtienen a partir de los datos existentes, al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple, en el Software Microsoft Excel, de una serie de tres tipos de datos, los cuales son el Ln(I), Ln(D) y Ln(T), obteniendo:

¹¹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

CORRELACIÓN LINEAL MULTIPLE ESTACIÓN LA PAMPILLA:

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.992515628
Coefficiente de determinación R ²	0.985087272
R ² ajustado	0.984744451
Error típico	0.121380923
Observaciones	90

ANÁLISIS DE VARIANZA				
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F
Regresión	2	8.47E+01	4.23E+01	2.87E+03
Residuos	87	1.28E+00	1.47E-02	
Total	89	8.60E+01		

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	5.1515	6.20E-02	8.31E+01	1.11E-84	5.03E+00	5.27E+00	5.03E+00	5.27E+00
Ln T	0.2540	5.17E-03	4.92E+01	2.87E-65	2.44E-01	2.64E-01	2.44E-01	2.64E-01
Ln D	-0.7501	1.30E-02	-5.77E+01	3.97E-71	-7.76E-01	-7.24E-01	-7.76E-01	-7.24E-01

K	172.6849
a	0.2540
b	0.7501

FORMULA DE USA

$$I_{max} = \frac{K T}{D}$$

D CUADRO 41 – Correlación Lineal Múltiple, Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)

CORRELACIÓN LINEAL MULTIPLE ESTACIÓN HUASACACHE:

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.99564243
Coefficiente de determinación R ²	0.99130386
R ² ajustado	0.99110394
Error típico	0.0945144
Observaciones	90

ANÁLISIS DE VARIANZA				
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F
Regresión	2	8.86E+01	4.43E+01	4.96E+03
Residuos	87	7.77E-01	8.93E-03	
Total	89	8.94E+01		

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	5.3545	4.82E-02	1.11E+02	1.71E-95	5.26E+00	5.45E+00	5.26E+00	5.45E+00
Ln T	0.2677	4.02E-03	6.66E+01	2.09E-76	2.60E-01	2.76E-01	2.60E-01	2.76E-01
Ln D	-0.7500	1.01E-02	-7.41E+01	2.20E-80	-7.70E-01	-7.30E-01	-7.70E-01	-7.30E-01

K	211.5531
a	0.2677
b	0.7500

FORMULA DE USA

$$I_{max} = \frac{K T}{D}$$

D

CUADRO 42 – Correlación Lineal Múltiple, Estación Huasacache
(Elaboración Propia)

CORRELACIÓN LINEAL MULTIPLE ESTACIÓN S CORPAC:

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.99202496
Coefficiente de determinación R ²	0.98411351
R ² ajustado	0.98374831
Error típico	0.13207236
Observaciones	90

ANÁLISIS DE VARIANZA				
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F
Regresión	2	9.40E+01	4.70E+01	2.69E+03
Residuos	87	1.52E+00	1.74E-02	
Total	89	9.55E+01		

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	5.1527	6.74E-02	7.64E+01	1.52E-81	5.02E+00	5.29E+00	5.02E+00	5.29E+00
Ln T	0.2854	5.62E-03	5.08E+01	1.94E-66	2.74E-01	2.97E-01	2.74E-01	2.97E-01
Ln D	-0.7501	1.41E-02	-5.30E+01	5.07E-68	-7.78E-01	-7.22E-01	-7.78E-01	-7.22E-01

K	172.9058
a	0.2854
b	0.7501

FORMULA DE USA

$$I_{max} = \frac{K T}{D}$$

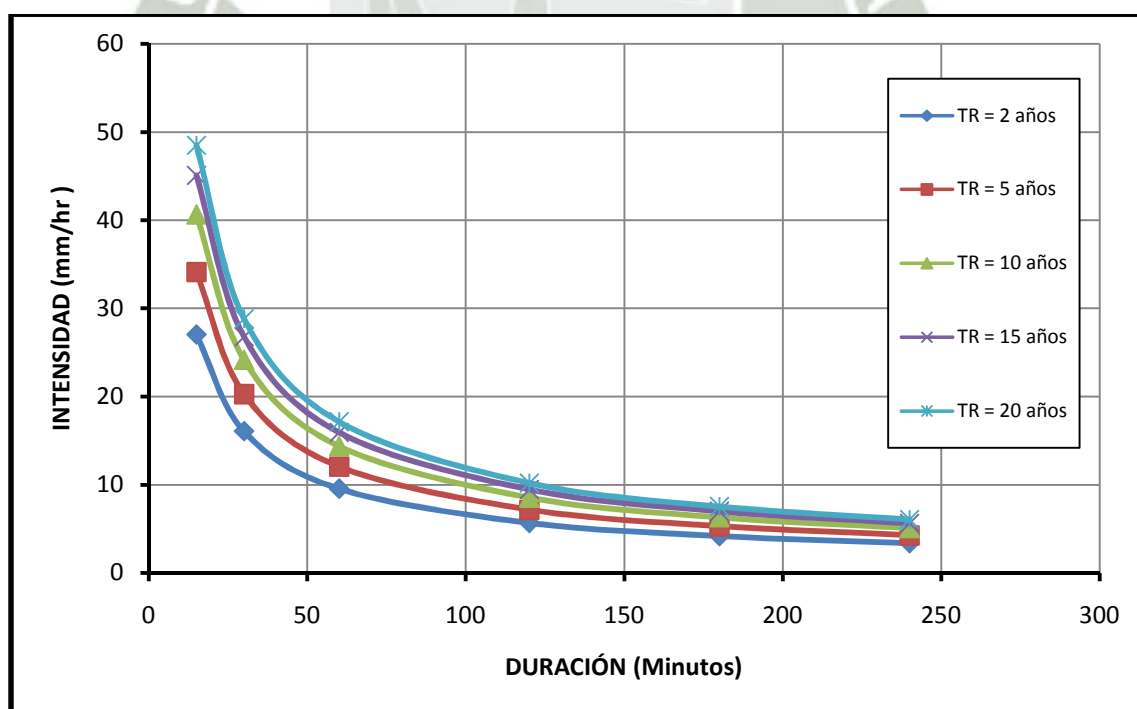
$$I_{max} = \frac{0.2854}{0.7501}$$

CUADRO 43 – Correlación Lineal Múltiple, Estación S Corpac
(Elaboración Propia)

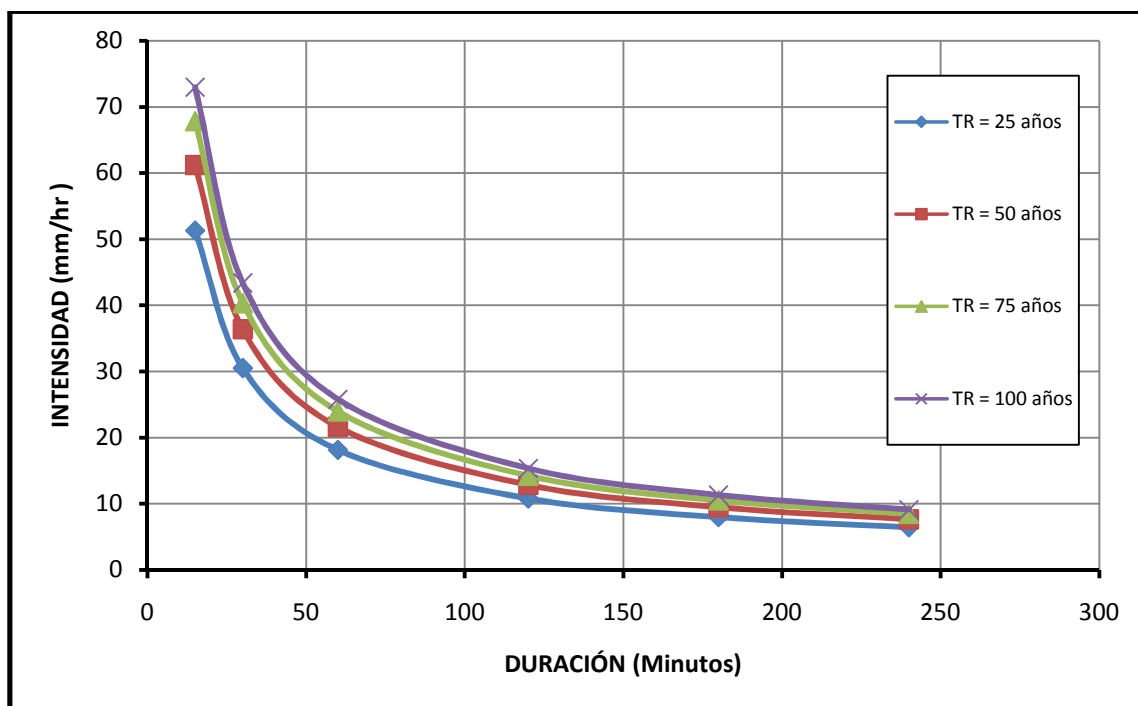
Con lo cual se obtiene el cuadro y la gráfica de intensidades de precipitación máximas para las 03 Estaciones.

ESTACIÓN LA PAMPILLA							
Item	TR (años)	Duración en Minutos					
		15	30	60	120	180	240
1	2	27.01	16.06	9.55	5.68	4.19	3.37
2	5	34.08	20.26	12.05	7.16	5.28	4.26
3	10	40.65	24.17	14.37	8.54	6.30	5.08
4	15	45.05	26.79	15.93	9.47	6.99	5.63
5	20	48.47	28.82	17.13	10.19	7.52	6.06
6	25	51.30	30.50	18.13	10.78	7.95	6.41
7	50	61.17	36.37	21.62	12.86	9.48	7.64
8	75	67.81	40.31	23.97	14.25	10.51	8.47
9	100	72.95	43.37	25.79	15.33	11.31	9.11
10	200	86.99	51.72	30.75	18.28	13.49	10.87
11	500	109.79	65.27	38.81	23.07	17.02	13.72
12	1000	130.92	77.84	46.28	27.51	20.30	16.36
13	2000	156.12	92.82	55.19	32.81	24.21	19.51
14	5000	197.04	117.15	69.65	41.41	30.55	24.62
15	10000	234.97	139.70	83.06	49.38	36.43	29.36

CUADRO 44 – Intensidad Máxima de la Precipitación Estimada (mm/hr) - Estación La Pampilla
(Elaboración Propia)



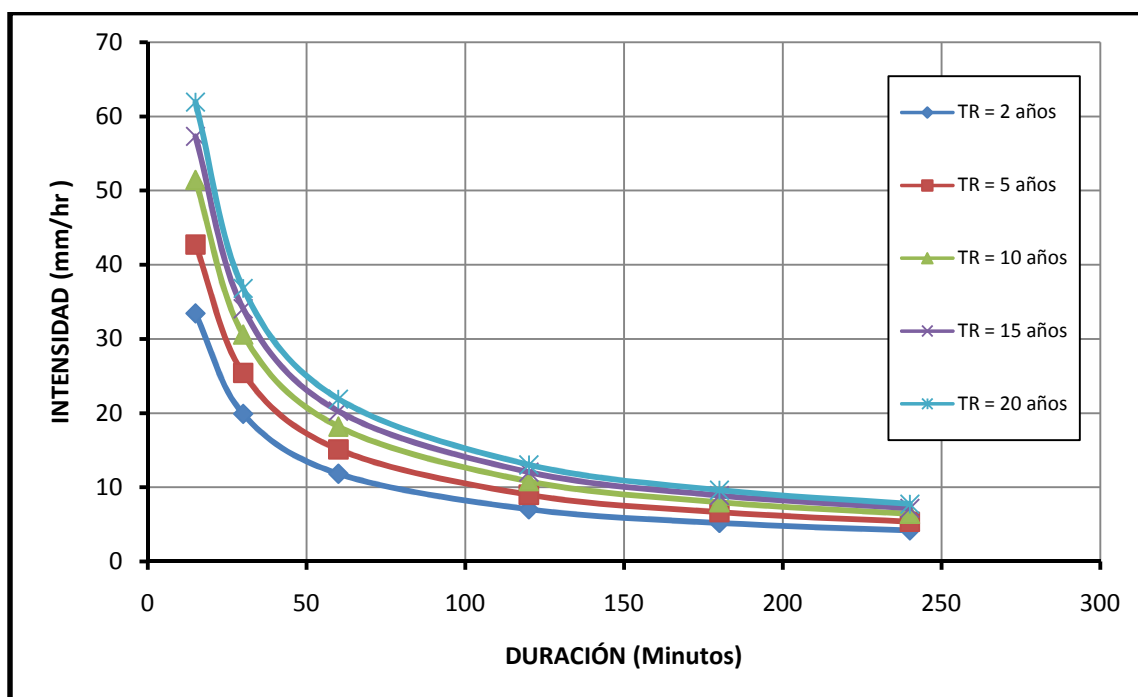
GRÁFICA 8 – Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación la Pampilla (TR= 2 a 20 años)
(Elaboración Propia)



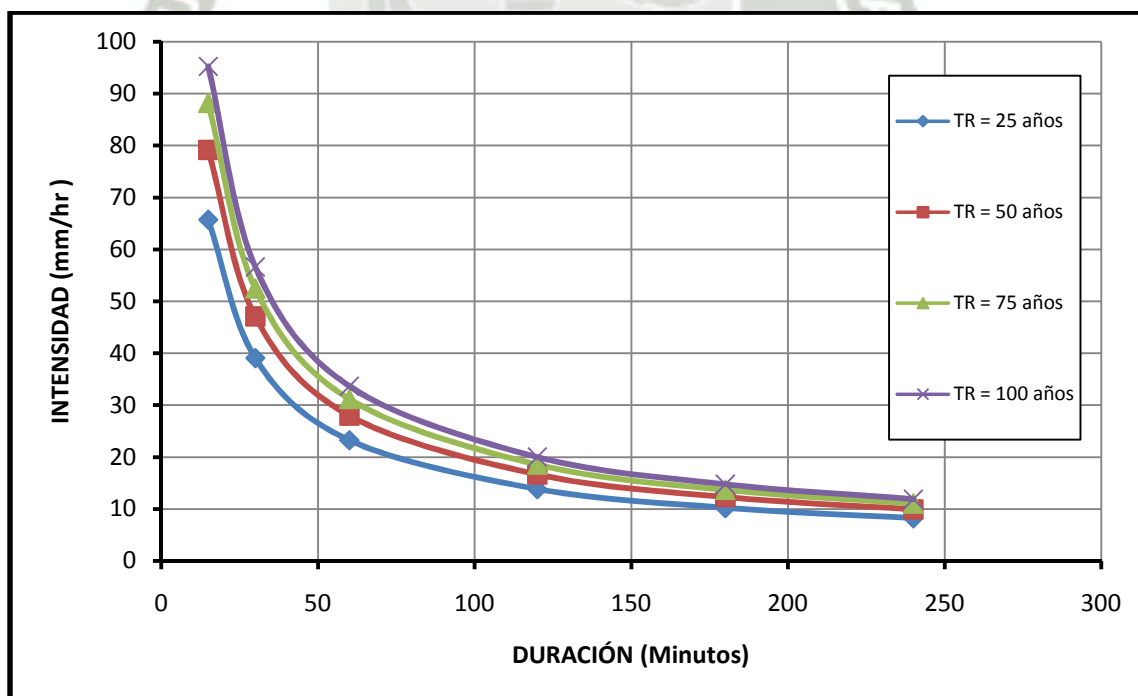
GRÁFICA 9 – Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación la Pampilla (TR= 25 a 100 años)
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN LA HUASACACHE							
Item	TR (años)	Duración en Minutos					
		15	30	60	120	180	240
1	2	33.42	19.87	11.81	7.02	5.18	4.18
2	5	42.70	25.39	15.10	8.98	6.62	5.34
3	10	51.41	30.57	18.18	10.81	7.97	6.43
4	15	57.30	34.07	20.26	12.05	8.89	7.16
5	20	61.89	36.80	21.88	13.01	9.60	7.74
6	25	65.70	39.07	23.23	13.81	10.19	8.21
7	50	79.09	47.03	27.96	16.63	12.27	9.89
8	75	88.16	52.42	31.17	18.53	13.67	11.02
9	100	95.22	56.62	33.67	20.02	14.77	11.90
10	200	114.63	68.16	40.53	24.10	17.78	14.33
11	500	146.49	87.11	51.79	30.80	22.72	18.31
12	1000	176.36	104.87	62.35	37.08	27.35	22.05
13	2000	212.31	126.24	75.07	44.63	32.93	26.54
14	5000	271.33	161.34	95.93	57.04	42.08	33.92
15	10000	326.65	194.23	115.49	68.67	50.66	40.83

CUADRO 45 – Intensidad Máxima de la Precipitación Estimada (mm/hr) - Estación Huasacache
(Elaboración Propia)



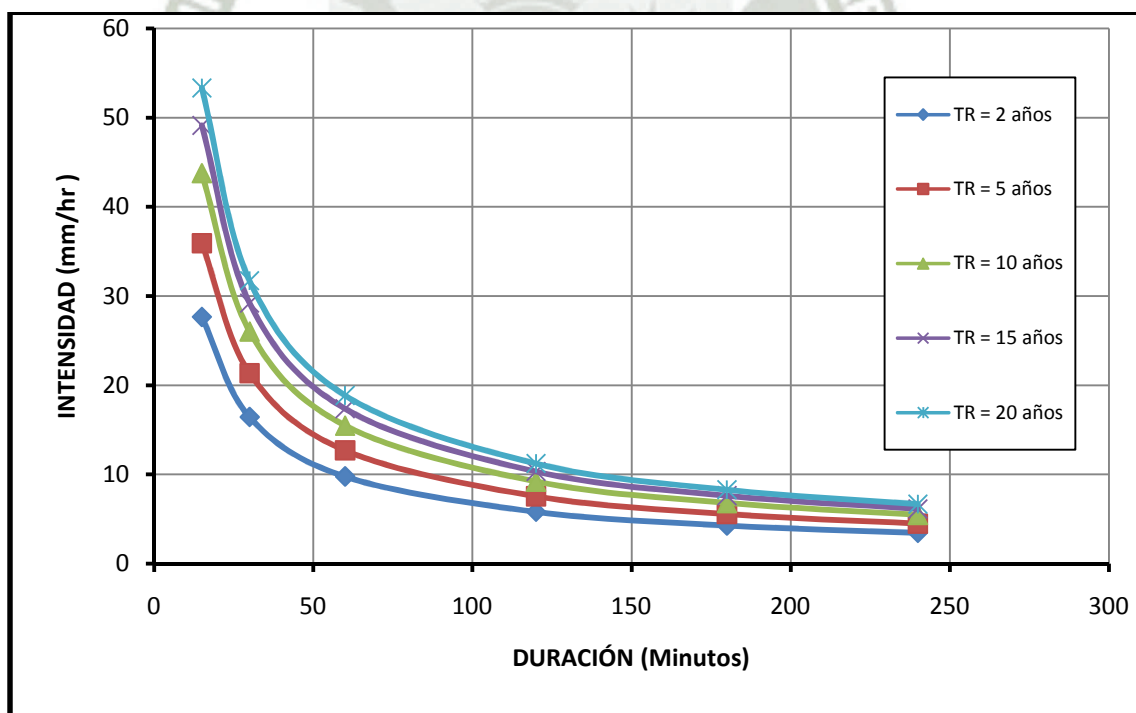
GRÁFICA 10 – Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación Huasacache (TR = 2 a 20 años)
(Elaboración Propia)



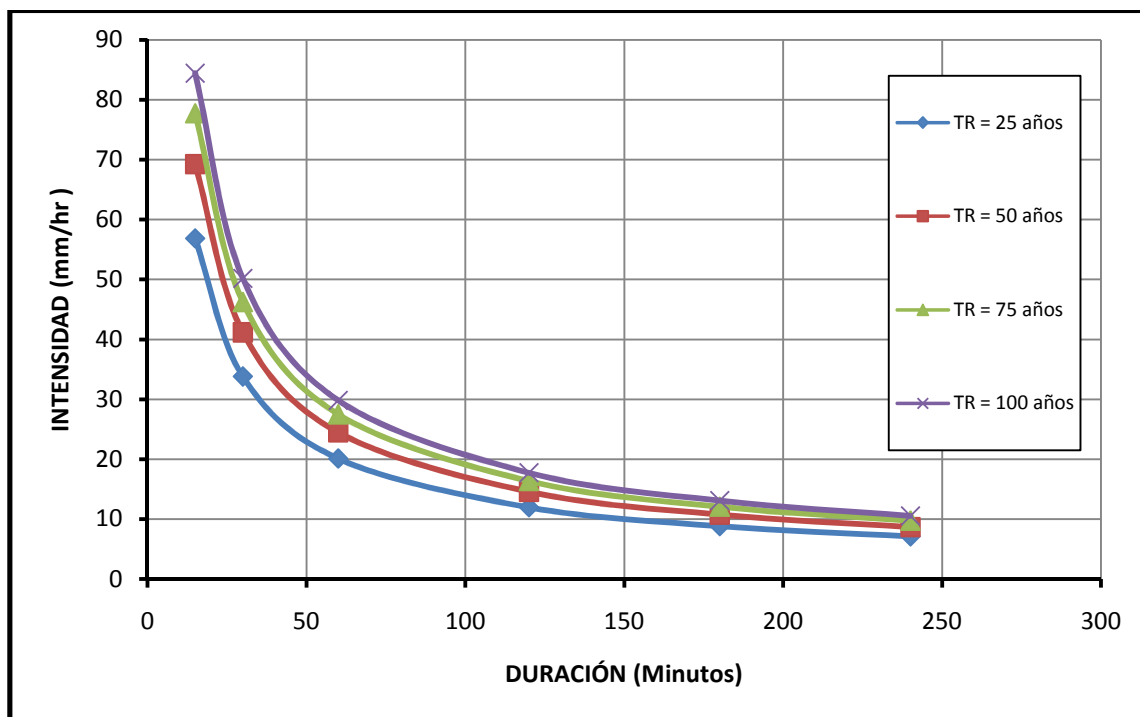
GRÁFICA 11 – Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación Huasacache (TR= 25 a 100 años)
- (Elaboración Propia)

ESTACIÓN S CORPAC							
Item	TR (años)	Duración en Minutos					
		15	30	60	120	180	240
1	2	27.64	16.43	9.77	5.81	4.29	3.45
2	5	35.90	21.35	12.69	7.55	5.57	4.49
3	10	43.75	26.02	15.47	9.20	6.79	5.47
4	15	49.12	29.21	17.37	10.33	7.62	6.14
5	20	53.33	31.71	18.85	11.21	8.27	6.66
6	25	56.83	33.79	20.09	11.95	8.81	7.10
7	50	69.26	41.18	24.49	14.56	10.74	8.66
8	75	77.76	46.23	27.49	16.34	12.06	9.72
9	100	84.41	50.19	29.84	17.74	13.09	10.55
10	200	102.87	61.17	36.37	21.62	15.95	12.86
11	500	133.62	79.45	47.24	28.09	20.72	16.70
12	1000	162.84	96.82	57.57	34.23	25.25	20.35
13	2000	198.46	118.00	70.16	41.71	30.78	24.80
14	5000	257.77	153.26	91.13	54.18	39.97	32.21
15	10000	314.15	186.79	111.06	66.03	48.72	39.26

CUADRO 46 – Intensidad Máxima de la Precipitación Estimada (mm/hr) - Estación S Corpac
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 12 – Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación S Corpac (TR= 2 a 20 años)
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 13 – Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia - Estación S Corpac (TR= 25 a 100 años)
(Elaboración Propia)

Para la obtención de la luz, nivel de aguas máximas extraordinarias y el cálculo de la socavación del puente, se tomó un periodo de retorno de 500 años y un riesgo admisible de 22% de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima MTC (2008). Por lo tanto la Intensidad de Precipitación Máxima Horaria se asume como 146.49 mm/h, la cual corresponde a una duración de 15 min (Ver ítem 2.2.8.1) para estación Huasacache.

2.2.7.GEOMORFOLOGÍA DE LA SUB-CUENCA

La Sub-Cuenca en estudio tiene un área que es menor a 250 km², la forma y la cantidad de escurrimiento está influenciado por las características físicas (tipo de suelo y vegetación) del suelo. Donde¹²:

Longitud Cuenca (L) = 1,062 m

Cota Terreno Superior (CTS) = 2509.69 msnm.

Cota Terreno Inferior (CTI) = 2431.10 msnm.

Área Cuenca (A) = 557,210.182 m²

Perímetro Cuenca (P) = 2841.923 m

Pendiente Cuenca (S) = $\frac{CTS-CTI}{L} = \frac{2509.69-2431.10}{1062.00} = 0.071$

¹² Cahuana, A., Yugar, W. (2009). Material de Apoyo Didáctico para la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura de Hidrología CIV-233. Cochabamba: Agustín and Weimar.



Figura 8 - Vista del área Sub-Cuenca de la Quebrada Añashuayco
(Fuente Google Inc.)

2.2.8.DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTE

2.2.8.1. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

La descarga máxima de diseño de la cuenca identificada ha sido estimadas haciendo uso el Método Racional, estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coeficiente de escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ Km}^2$. Considerar que la duración de "P" es igual a " T_c ". La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0,278 \text{ CIA}$$

Ecuación 2.20 - Caudal de Diseño

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Donde:

Q = Descarga Máxima de Diseño (m^3/s)

C = Coeficiente de Escorrentía (Cuadro 44)

I = Intensidad de Precipitación Máxima Horaria (mm/h)

A = Área de la Cuenca (Km^2)

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

CUADRO 47 –Coeficientes de Escorrentía Método Racional

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

El tiempo de concentración “Tc”, es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

$$T_c = 0,01947 L^{0.77} S^{-0.385}$$

Ecuación 2.21 - Tiempo de Concentración de Diseño

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Donde:

Tc = Tiempo de Concentración (min)

L =Longitud de Cuenca (m)

S = Pendiente de la Cuenca (m/m)

Con lo cual obtenemos un “Tc” y “Q”:

CUENCA PTE. QUEBRADA AÑASHUYACO	SIMBOLO	MAGNITUD	UNIDAD
Longitud de Cuenca	L	1062	m
Pendiente Cuenca	S	0.071	m/m
Tiempo de Concentración	Tc	11.53	min
Intensidad Precipitación Máxima	I	146.49	mm/h
Coeficiente de Escorrentía	C	0.52	---
Área Cuenca	A	0.557	Km2
Caudal Máximo	Q	11.80	m3/s

CUADRO 48 –Análisis Hidrológico de la Cuenca Quebrada de Añashuayco,
(Elaboración Propia)

2.2.8.2. CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

La profundidad de socavación parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material presente en el lecho del cauce y a la geometría del puente. Por ello, existe mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre que ecuación representa mejor las condiciones reales del curso natural y del puente.

Existe poca información sobre modelos teóricos para estimar la profundidad de socavación, debido al alto grado de incertidumbre y a la complejidad de las variables involucradas, por ello, se recurre a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, que como se ha mencionado anteriormente, dan resultados muchas veces muy conservadores y contradictorios. Las ecuaciones disponibles en la actualidad son envolventes a resultados obtenidos a modelos físicos de laboratorio.

Mediante el Software HEC RAS además de permitir realizar la hidráulica en la zona del puente también permite realizar la estimación de la profundidad de socavación en el puente.¹³

Para este estudio se exportó al Software HEC RAS la topografía del proyecto realizada en AutoCAD Civil 3d en el Ítem 2.1. Esto con la finalidad de determinar mediante el HECRAS el comportamiento hidráulico del caudal de diseño en la zona de estudio del Puente. Obteniendo los datos hidráulicos y de socavación necesarios para el Diseño.

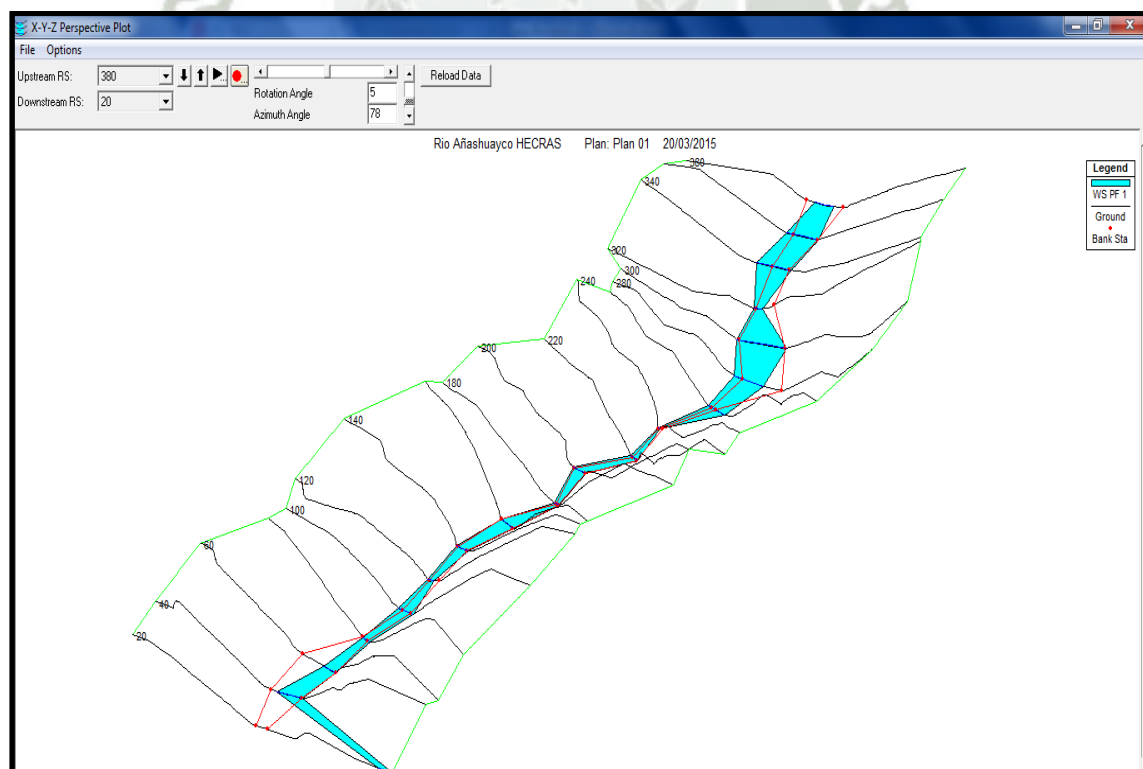


Figura 9 – Vista Isométrica del Caudal de Diseño en HEC-RAS
(Fuente: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System)

¹³ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

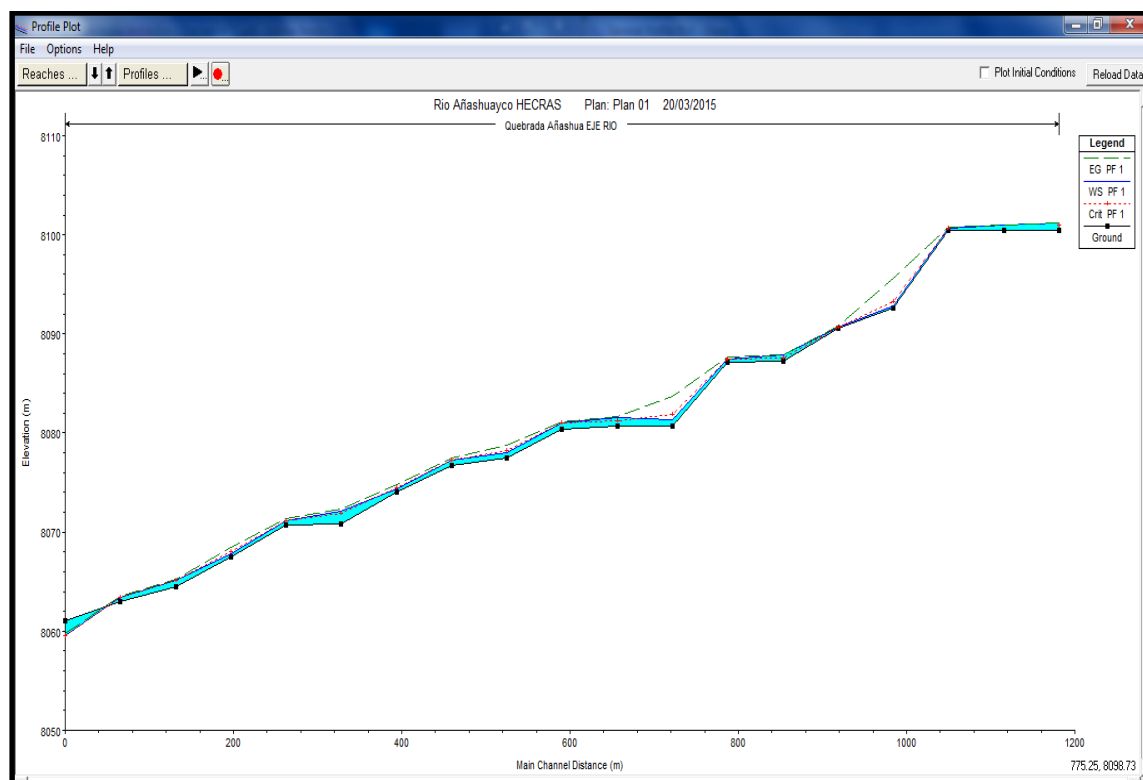


Figura 10 –Perfil de Flujo del Caudal de Diseño en HEC-RAS
(Fuente: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System)

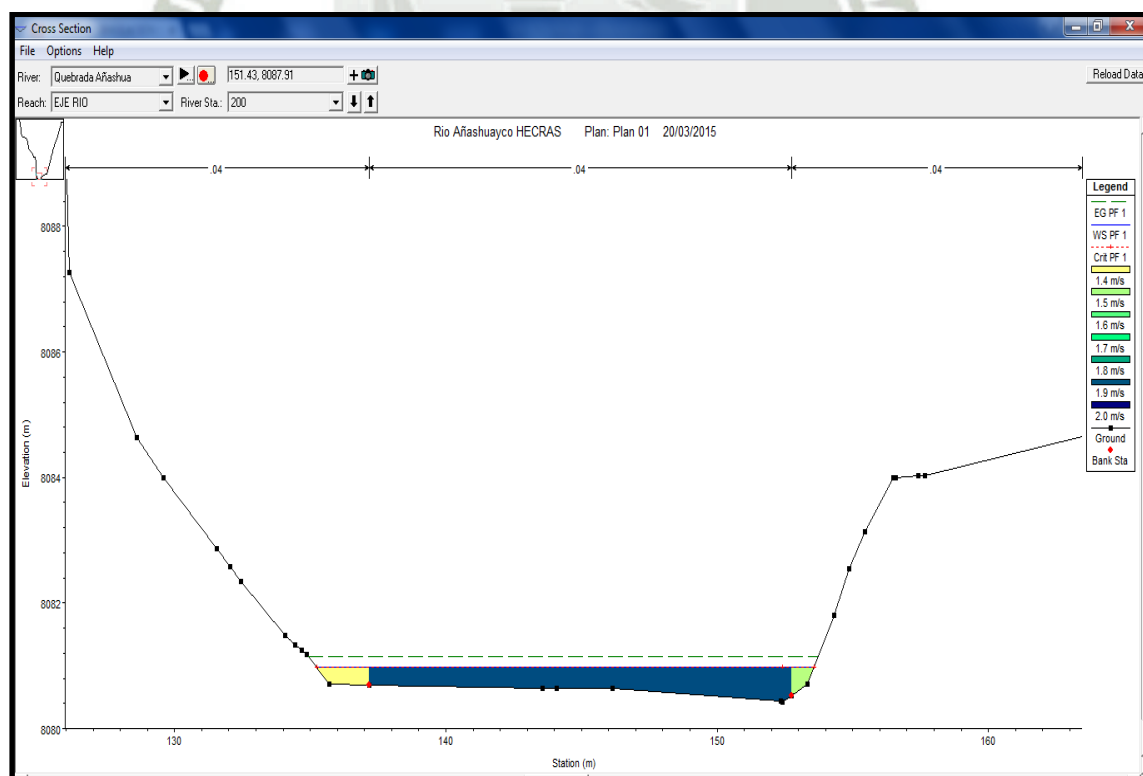


Figura 11 –Sección Transversal del Flujo del Caudal de Diseño en HEC-RAS
(Fuente: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System)

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE DISEÑO	SÍMBOLO	MAGNITUD	UNIDAD
Caudal	Q	11.8	m ³
Pendiente de Fondo	S	0.071	m/m
Coefficiente de Rugosidad de Manning	n	0.04	----
Velocidad Flujo	V	2.62	m/s
Área Hidráulica	A _h	5.41	m ²
Espejo de Agua	B	16.11	m
Tirante de Agua	h	0.41	m

CUADRO 49 – Análisis Hidráulico de la Sección Longitudinal del Puente,
(Fuente: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System)

El coeficiente de rugosidad de Manning para el proyecto es de 0.04 y corresponde a torrentes de montaña sin vegetación y bordes abruptos con pocas rocas y piedras en el fondo, de acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC (2008).

2.2.8.2.1. SOCAVACIÓN GENERAL

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

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

En este estudio el cauce de la sección longitudinal del puente tiene un espejo de agua de 16.11 m como se demuestra en el Cuadro 49 del ítem anterior, por lo cual los pilares y estribos del puente no serán afectados por socavación al no estar ubicados cerca del cauce de la avenida del río como se verifica en el ítem 4.3.2 de este estudio.

A continuación se realiza la estimación de socavación general por contracción del cauce por el método Lischtvan - Levediev.

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

Ecuación 2.22 - Socavación General

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Donde:

H_s = Profundidad de Socavación (m)

α = Coeficiente de Sección

h = Tirante de Agua (m)

D_m = Diámetro Característico del Lecho, Ver Ítem 2.3.2.3.1 – D_{50} (mm)

β = Coeficiente de Frecuencia.

μ = Factor de Corrección por Contracción del Cauce.

ϕ = Factor de Corrección por Forma de Transporte de Sedimentos.

z = Exponente que Depende del “ D_m ” de las partículas del material

- El coeficiente de sección o distribución de gasto “ α ” se define como:

$$\alpha = \frac{Q}{B * h^{\frac{5}{3}}}$$

Ecuación 2.23 – Coeficiente de Distribución de Gasto

(Fuente: Hernández, D. (2006). Manual de Prácticas Ingeniería de Ríos. Michoacan: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo)

Donde:

Q = Caudal de Diseño (m^3)

B = Ancho Efectivo del Cauce, descontando los obstáculos.

h = Tirante de Agua (m)

- El coeficiente de Frecuencia “ β ” se define como:

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

Ecuación 2.24 - Coeficiente de Frecuencia

(Fuente: Hernández, D. (2006). Manual de Prácticas Ingeniería de Ríos. Michoacan: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo)

Donde:

T_r = Tiempo de Retorno (m/m)

- El Factor de Corrección por Contracción del Cauce “ μ ” se define como:

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

CUADRO 50 – Factor de Corrección por Contracción del Cauce “ μ ”

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

Donde:

V = Velocidad media en la sección transversal.

μ = 1.0, si no hay obstáculos.

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 estribo más próximos.

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

Si $\gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$ (agua clara)

$$\phi = 1.0$$

Si $\gamma_m > 1.0 \text{ T/m}^3$ (lecho móvil)

$$\phi = -0.54 + 1.5143\gamma_m$$

Ecuación 2.25 – Coeficiente por Peso Específico del Agua

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

- Exponente “z” que Depende del “D_m” de las partículas del material

$$z = 0.394557 - 0.043136 \log d_m - 0.00891 \log^2 d_m$$

Ecuación 2.26 – Exponente por Diámetro de Partículas

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Por lo tanto la socavación se calcula como:

SOCAVACIÓN PTE. QUEBRADA AÑASHUYACO	SIMBOLO	MAGNITUD	UNIDAD
Tirante de Agua	h	0.41	m
Coeficiente de Sección	α	3.24	----
Caudal de Diseño	Q	11.80	m ³
Espejo de Agua	T	16.11	m
Coeficiente de Frecuencia	β	1.06	----
Tiempo de Retorno	Tr	500	años
Factor de Corrección por Contracción del Cauce	μ	0.97	----
Factor de Corrección por Forma de Transporte de Sedimentos	ϕ	1.00	----
Exponente que Depende del D _m	z	0.36	----
Diámetro Característico del Lecho	D _m	4.75	mm
Tirante de Socavación	Hs	0.75	m
Profundidad de Socavación	Hs - h	0.34	m

CUADRO 51 – Análisis de Socavación del Puente
(Elaboración Propia)

Por lo tanto la profundidad de Desplante de las cimentaciones del puente deben estar en el rango de 1.50 a 2.50 dependiendo de los empujes hidrostáticos a los q vaya a estar expuesta la Obra.¹⁴

¹⁴ Fimbres, J. (1996). Apuntes Sobre Cimentación de Puentes. México: BibliotecaDigital

2.3. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

2.3.1. ESTUDIO GEOLÓGICO

El objetivo principal del presente estudio es el de identificar las características geotécnicas y litológicas en el área del proyecto, evaluando la magnitud y las causas probables que originen inestabilidad en el área con el fin de establecer las medidas preventivas para su correspondiente control.

2.3.1.1. GEOLOGÍA DE LA CIUDAD DE AREQUIPA

Debido al origen volcánico de los suelos, en la ciudad de Arequipa se presenta una geología muy errática, encontrándose unidades de rocas ígneas intrusivas y extrusivas, tufos volcánicos, material piroclástico y materiales aluviales, los cuales poseen diversas características geotécnicas.

En la ciudad de Arequipa se encuentra unidades ígneas, sedimentarias y metamórficas, cuyas edades se ubican en forma discontinua desde el pre paleozoico hasta el cuaternario reciente. Entre éstas tenemos:

- Granodiorita de Tiabaya: Estas rocas afloran en forma de elipses groseras en los cerros vecinos al distrito de Tiabaya.
- Volcánico Sencca Compacto: Constituido por un tufo blanco compacto, coherente y algo poroso. Es conocido con el nombre de sillar.
- Volcánico Sencca Salmón: Son tufos de color rosáceo, estratificados en bancos subhorizontales.
- Volcánico Chila: Conformado por derrames andesíticos y basálticos de color marrón oscuro, altamente fracturados.
- Flujos de Barro: Compuestos por bloques andesíticos de diversos tamaños, cuyos intersticios están rellenos por una matriz arenotufácea.
- Depósitos Piroclásticos: Son tobas volcánicas de color blanco amarillentas, eleznables, ásperas y de aspecto azucarado, muy livianas.
- Materiales Aluviales: Conformados por el Aluvial de Acequia Alta, Aluvial de Umacollo y Aluvial de Miraflores, constituidos por gravas y arenas de distinta formación; además del Aluvial reciente, constituido por materiales que rellenan los cauces de los ríos y quebradas.
- Eluviales Recientes: Están conformados por arenas limosas de color beige, de origen residual, que constituyen los terrenos de cultivos.

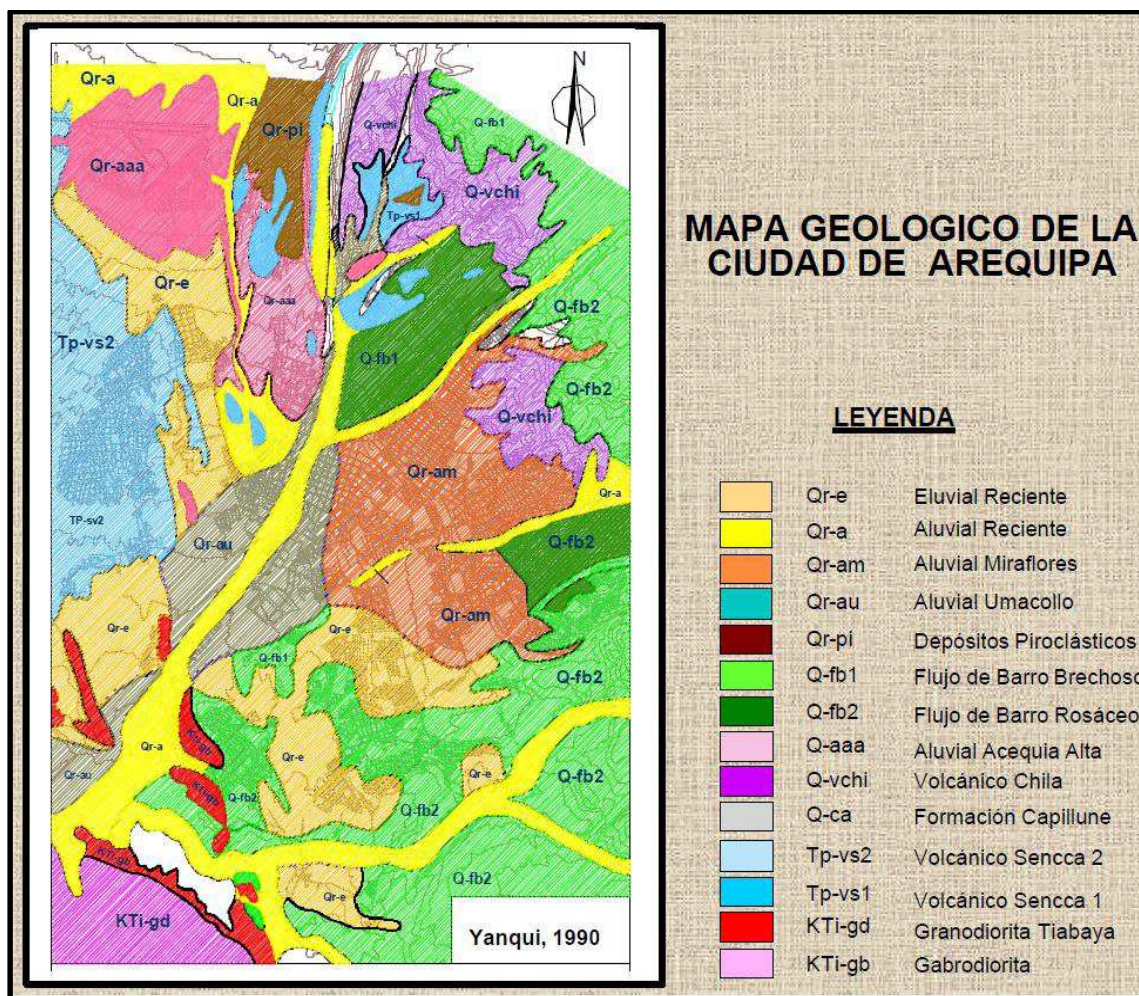


Figura 12 – Mapa Geológico de la Ciudad de Arequipa

(Fuente: Yanqui C. (1990) “Geología Preliminar de la Ciudad de Arequipa”, Lima: Informe Técnico presentado al CISMID, FIC, UNI.)

2.3.1.2. GEOMORFOLOGÍA DE LA CIUDAD DE AREQUIPA

En el área en estudio se presentan tres unidades geomorfológicas:

- Cordillera de Laderas: Ocupa la parte sur de la ciudad, se caracteriza por presentar un relieve de cerros de superficie rocosa, con drenaje dendrítico y esporádicamente paralelo.
- Cadena del Barroso: Formada por las estribaciones de los tres volcanes: Chachani, Misti y Pichu Pichu. Tiene una superficie inclinada, cortada por numerosas quebradas de paredes empinadas.
- Penillanura de Arequipa: Es una superficie ligeramente plana, inclinada hacia el oeste con una pendiente de aproximadamente 4%. Está conformada por materiales tufáceos hacia el oeste y materiales detríticos hacia el este. Cuenta con cinco subunidades: Valle del Chili, Superficie del Cercado, Superficie de Socabaya, Superficie de Pachacútec y superficie del Aeropuerto.¹⁵

¹⁵ Yanqui C. (1990) “Geología Preliminar de la Ciudad de Arequipa”, Lima.: Informe Técnico presentado al CISMID, FIC, UNI

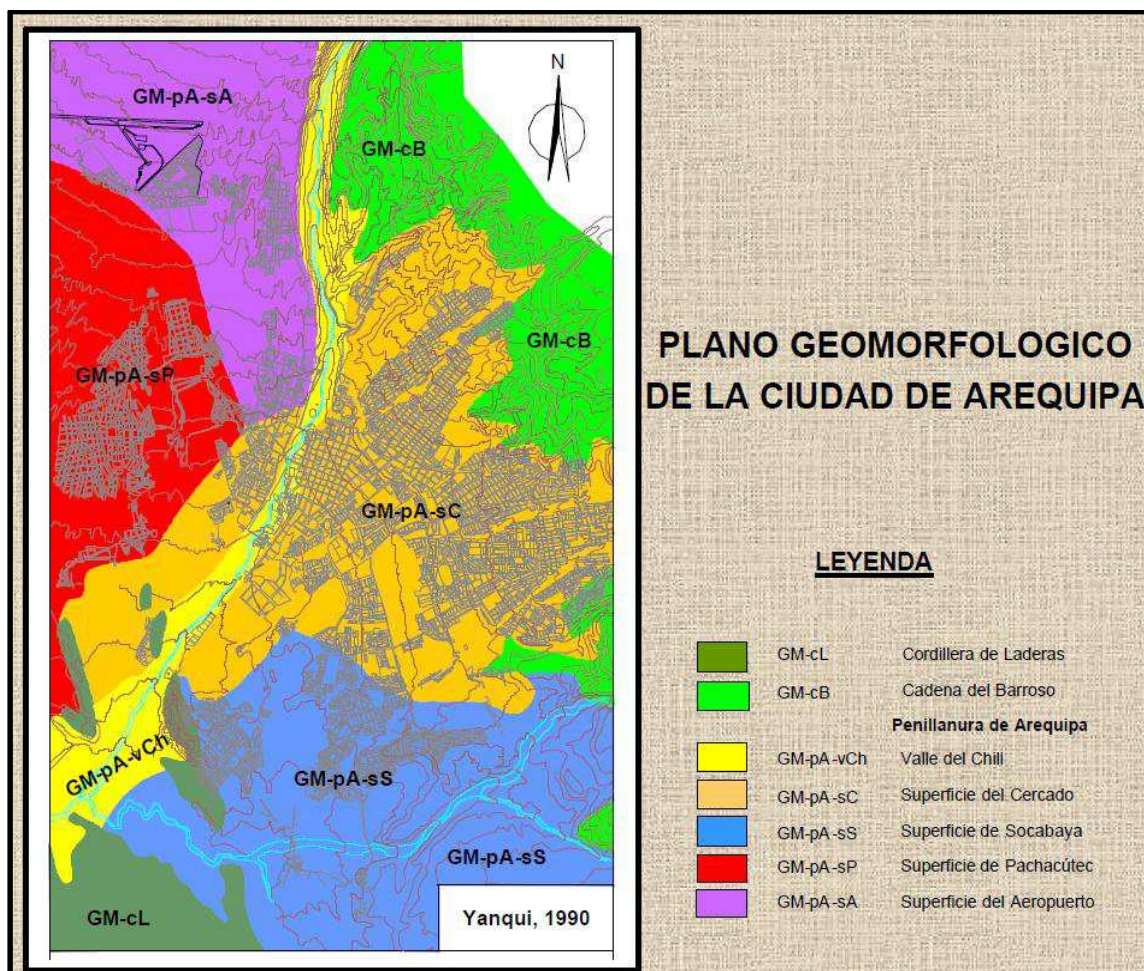


Figura 13 –Plano Geomorfológico de la Ciudad de Arequipa
(Fuente: Yanqui C. (1990) “Geología Preliminar de la Ciudad de Arequipa”, Lima: Informe Técnico presentado al CISMID, FIC, UNI.)

2.3.1.3. CARACTERÍSTICAS GOTÉCNICAS DE LA CUIDAD DE AREQUIPA

Debido a lo errático de la geología, en la ciudad de Arequipa existen diversos tipos de suelos de cimentación, tales como: rocas ígneas, con capacidades portantes mayores que 10 Kg/cm²; sillares, con capacidades portantes mayores que 5 Kg/cm²; depósitos aluviales, con capacidades portantes de 3.5 a 1.0 Kg/cm²; depósitos de materiales piroclásticos y suelos eluviales, con capacidades portantes de 0.5 Kg/cm². Estos suelos, debido a su origen volcánico, generalmente contienen fragmentos de piedra pómez, lapilli y cenizas volcánicas, por lo que presentan pesos unitarios bastante bajos; además, debido a la forma en que han sido depositados, en algunos lugares se encuentran en estado suelto.

Se recomienda que estos datos sean tomados solamente como referenciales para el caso de estructuras menores, debiendo realizarse necesariamente estudios de mecánica de suelos para estructuras de mayor envergadura.¹⁶

¹⁶ Yanqui, C. (1990) “Zonificación Geotécnica de Arequipa”, Piura: VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.

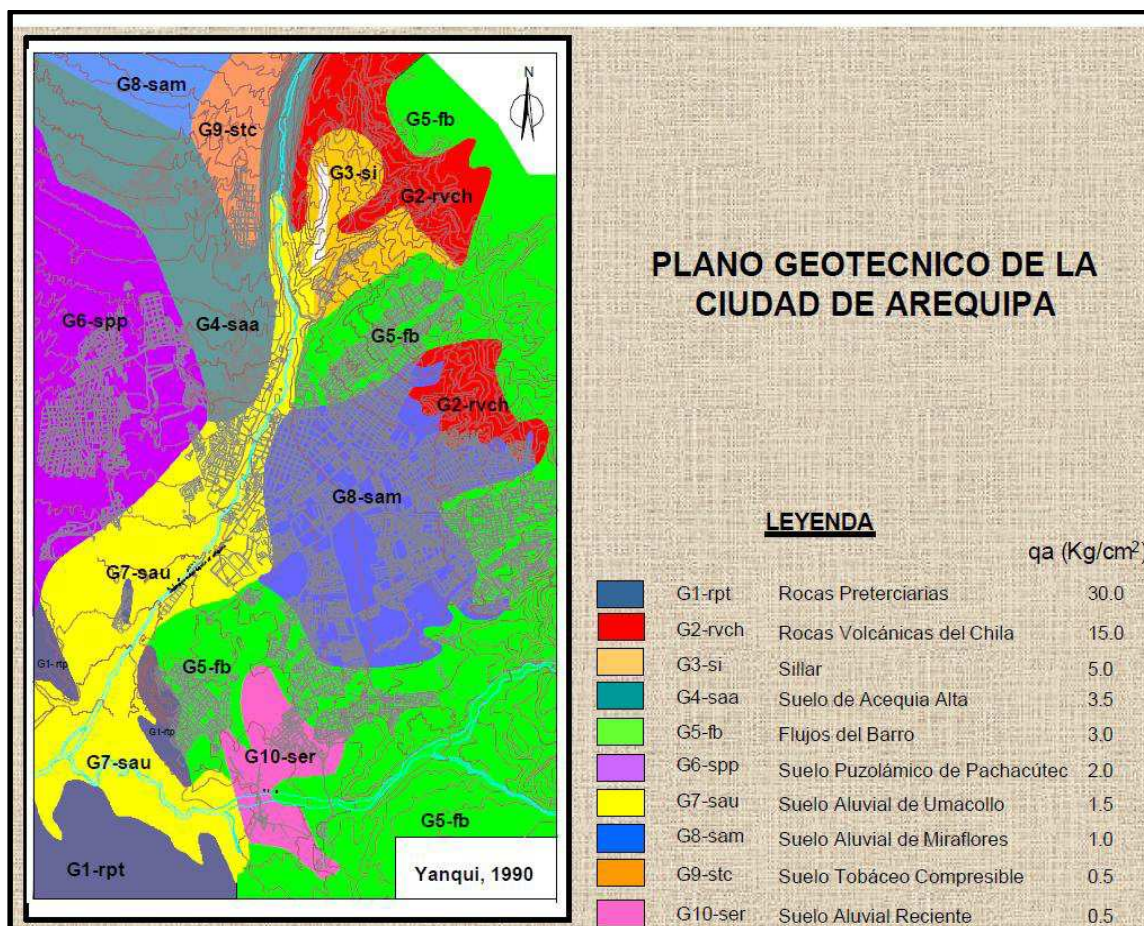


Figura 14 –Plano Geotécnico de la Ciudad de Arequipa

(Fuente: Yanqui, C. (1990) “Zonificación Geotécnica de Arequipa”, Piura: VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.)

2.3.1.4. CONCLUSIONES DEL ÁREA DEL PROYECTO

Según lo descrito en los subtítulos anteriores podemos precisar lo siguiente.

GEOLOGÍA: Las unidades que podemos encontrar son las siguientes:

- Volcánico Sencca Salmón: Son tufos de color rosáceo, estratificados en bancos subhorizontales. Esta formación la podemos encontrar en la parte superior de ambos lados de la quebrada en donde se apoyaran los estribos del puente, para nuestro caso presenta un espesor que está comprendida entre 1.2 m. y 2.5 con respecto del nivel de la vía.
- Volcánico Sencca Compacto: Constituido por un tufo blanco compacto, coherente y algo poroso. Es conocido con el nombre de sillar. Este material se encuentra constituido por banquetas con paredes verticales debido a la explotación del sillar, en ambos extremos del puente se encuentra cubierto por escombros y material de relleno producto de trabajos realizados en la zona.
- Materiales Aluviales: Constituidos por gravas y arenas de distinta formación; además del Aluvial reciente, constituido por materiales que rellenan los cauces de los ríos y quebradas.

GEOMORFOLOGÍA: Se puede encontrar lo siguiente:

- El proyecto se encuentra en la Penillanura de Arequipa: superficie ligeramente plana, inclinada hacia el oeste con una pendiente de aproximada de 4%. Está conformada por materiales tufáceos. Además se encuentra en la sub unidad denominada Superficie de Pachacútec.

2.3.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El presente estudio tiene por objeto realizar una investigación del subsuelo del terreno de fundación del proyecto, mediante la ejecución de calicatas distribuidas estratégicamente a lo largo del proyecto. Para cada etapa de exploración, se obtuvieron muestras disturbadas, las mismas que fueron examinadas en el laboratorio especializado.

Los trabajos en el laboratorio se orientan a determinar las características físicas y mecánicas de los suelos obtenidos del muestreo, las que servirán de base para determinar las características de diseño.

El programa seguido para este fin es el siguiente:

- Reconocimiento de Campo.
- Ejecución de Calicatas y toma de Muestras Disturbadas
- Ejecución de Ensayos en Laboratorio
- Perfiles Estratigráficos
- Evaluación de los Trabajos de Campo y Laboratorio

Desde el punto de vista geotécnico, el estudio de suelos se ha planificado tomando en consideración que el tramo se desarrolla sobre alineamientos casi definidos.

2.3.2.1. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Los trabajos se iniciaron con un reconocimiento de campo, el reconocimiento se hizo a pie a lo largo de la vía. Este trabajo inicial tuvo la finalidad de distinguir las diferentes características del área de estudio así como poder ubicar los diferentes puntos de exploración (calicatas) tomando las muestras más representativas de la zona.



Figura 15 –Vista Aérea de la Ubicación del Puente Añashuayco
(Fuente: Google Inc.)

2.3.2.2. EJECUCIÓN DE CALICATAS Y TOMA DE MUESTRAS DISTURBADAS

Según el reconocimiento de campo se pudieron localizar varios puntos de exploración. 3 calicatas y cortes existentes de terreno, las calicatas se excavaron manualmente con pala, barreta y pico a un costado de la vía existente, hasta una profundidad de 1.40 m.



Figura 16 –Ubicación de Calicatas en la Zona del Proyecto
(Fuente: Google Inc.)



Figura 17 –Corte de Terreno en la Zona del Proyecto
(Elaboración Propia)



Figura 18 –Vista de Calicata C-1 en la Zona del Proyecto
(Elaboración Propia)

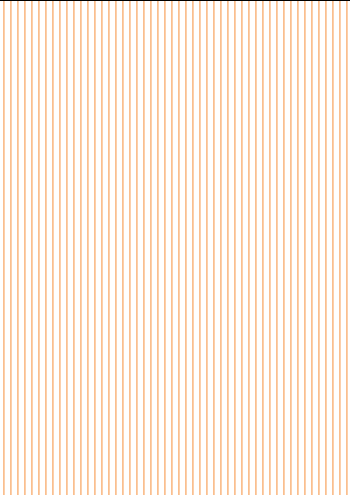
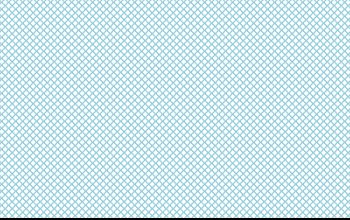
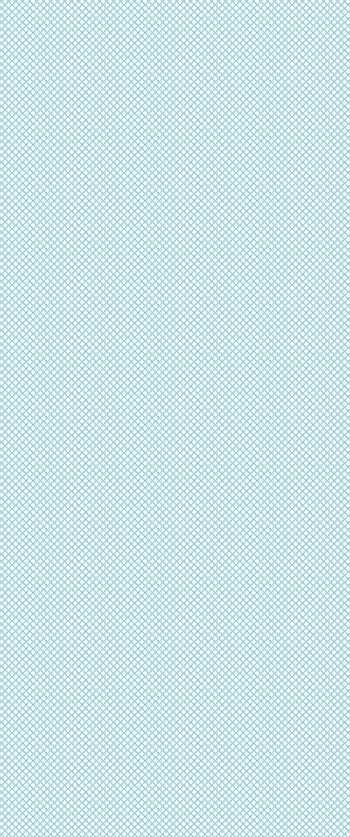
2.3.2.2.1. PERFILES ESTATIGRÁFICOS

Con la información integrada, tanto de campo como de laboratorio, se ha establecido los horizontes de materiales que se encuentran a lo largo del eje del proyecto. Cada exploración generó la descripción de campo de los suelos por debajo del nivel de la vía existente. Con los resultados de laboratorio se ha establecido técnicamente los tipos de suelos, con una probabilidad de ocurrencia acorde con los espaciamientos de las exploraciones.

En el ítem 2.3.2.3 se presenta los resultados obtenidos de los ensayos a los que fueron sometidas las muestras de suelos. Las muestras se analizaron en el Laboratorio de Suelos de la Universidad Católica de Santa María, bajo la supervisión del Ingeniero Especialista de Suelos, y de técnicos de laboratorio. Además se adjunta el perfil estratigráfico de las calicatas exploradas.

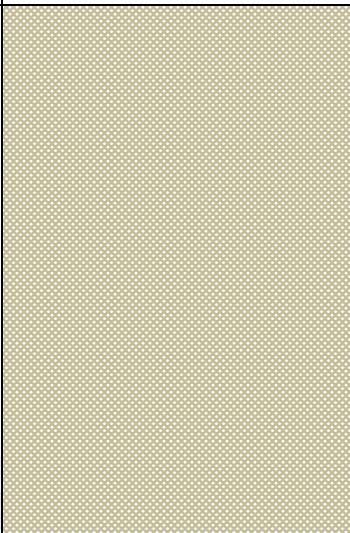
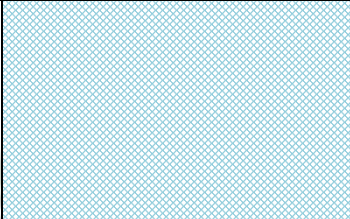
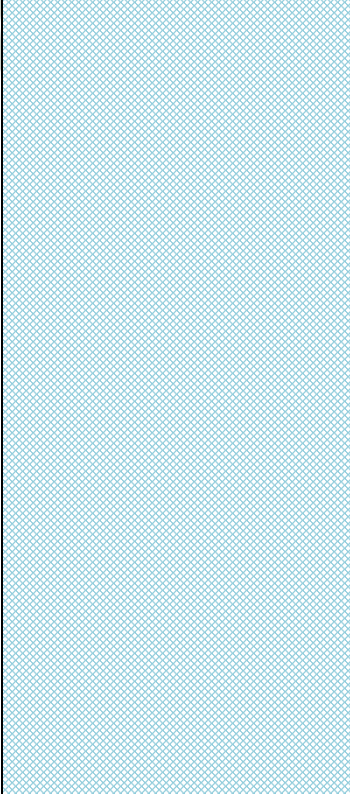


Calicata: C-1
Ubicación: PROGRESIVA 0+15

MUESTRA	SÍMBOLO GRÁFICO	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN
C-1 M-1		0.1	ARENA LIMOSA Mezcla de arena con muy poca grava, en estado denso de color salmón, con presencia de piedra pómez, no presenta bolonería. (PUZOLANA)
		0.2	
		0.3	
		0.4	
		0.5	
		0.6	
		0.7	
		0.8	
		0.9	
		1	
		1.1	
		1.2	
		1.3	
		1.4	
C-1 M-2			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Este estrato tiene la particularidad de tener una coloración similar a la puzolana, la puzolana está en contacto directo con el sillar
C-1 M-3			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Piedra volcánica que proviene de una erupción volcánica con un espesor que oscila entre los 30 y 250 m. La cantera de Añashuayco es una quebrada natural, en donde el manto de sillar a simple vista alcanza hasta 30 m de altura.

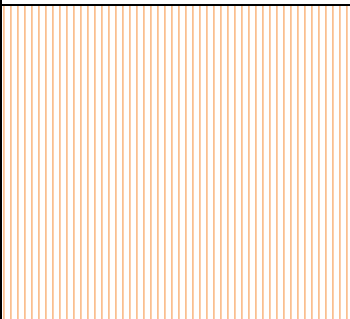
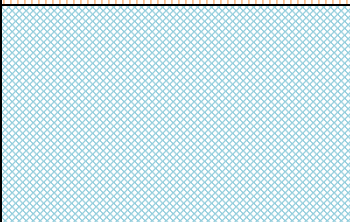
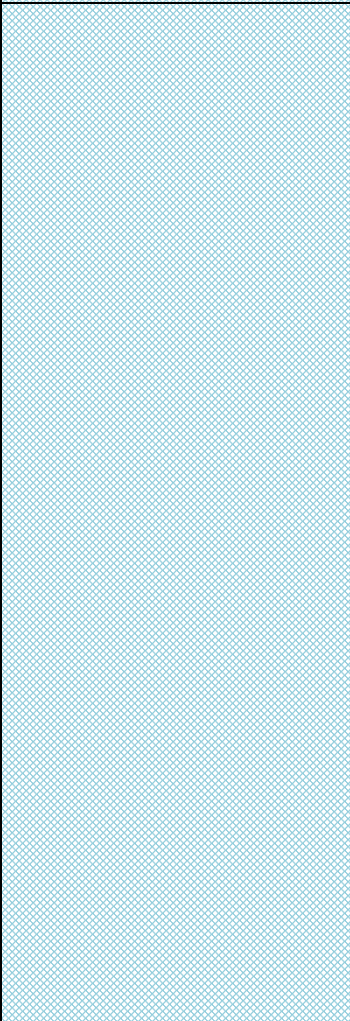
CUADRO 52 – Calicata C-1, Progresiva 0+15
(Elaboración Propia)

Calicata: C-2
Ubicación: PROGRESIVA 0+50

MUESTRA	SÍMBOLO GRÁFICO	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN
C-2 M-1		0.1	DEPOSITO ALUVIAL Mezcla de arena con grava, en estado denso de color gris, con grava subredondeada, material de depósito aluvial que se comporta como núcleo del conglomerado. Este estrato presenta gran cantidad de bolonería con diámetros superiores a 40 cm. ocupando un 60% aprox. del volumen del estrato. La potencia máxima de este estrato se aproxima a 1.5 m. viéndolo estratos que afloran a unos metros del punto de exploración
		0.2	
		0.3	
		0.4	
		0.5	
		0.6	
		0.7	
		0.8	
		0.9	
		1	
		1.1	
		1.2	
		1.3	
		1.4	
		1.5	
C-2 M-2			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Este estrato tiene la particularidad de tener una coloración similar a la puzolana, la puzolana esta en contacto directo con el sillar
C-2 M-3			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Piedra volcánica que proviene de una erupción volcánica con un espesor que oscila entre los 30 y 250 m. La cantera de Añashuayco es una quebrada natural, en donde el manto de sillar a simple vista alcanza hasta 30 m de altura.

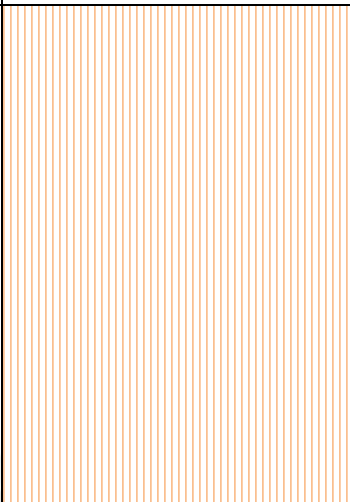
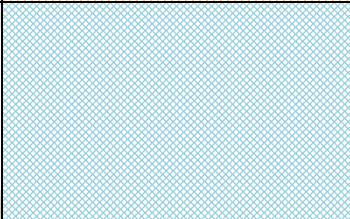
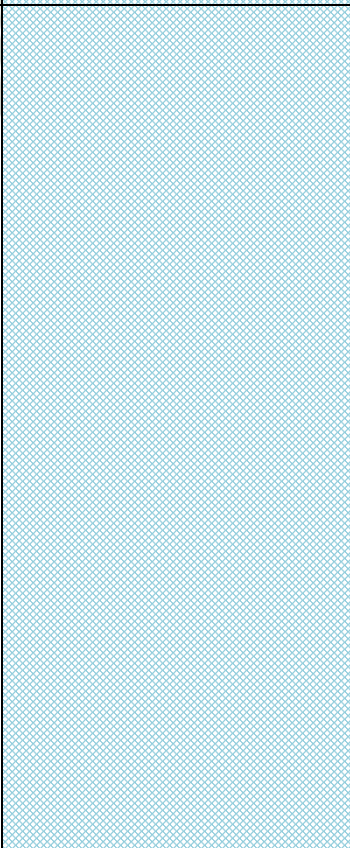
CUADRO 53 – Calicata C-2, Progresiva 0+50
(Elaboración Propia)

Calicata: C-3
Ubicación: PROGRESIVA 0+70

MUESTRA	SÍMBOLO GRÁFICO	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN
C-3 M-1		0.1	ARENA LIMOSA Mezcla de arena con muy poca grava, en estado denso de color salmón, con presencia de piedra pómez, no presenta bolonería. (PUZOLANA).
		0.2	
		0.3	
		0.4	
		0.5	
		0.6	
		0.7	
		0.8	
		0.9	
C-3 M-2			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Este estrato tiene la particularidad de tener una coloración similar a la puzolana, la puzolana esta en contacto directo con el sillar
C-3 M-3			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Piedra volcánica que proviene de una erupción volcánica con un espesor que oscila entre los 30 y 250 m. La cantera de Añashuayco es una quebrada natural, en donde el manto de sillar a simple vista alcanza hasta 30 m de altura.

CUADRO 54 – Calicata C-3, Progresiva 0+70
(Elaboración Propia)

Calicata: C-4
Ubicación: PROGRESIVA 0+100

MUESTRA	SÍMBOLO GRÁFICO	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN
C-4 M-1		0.1	ARENA LIMOSA Mezcla de arena con muy poca grava, en estado denso de color salmón, con presencia de piedra pómez, no presenta bolonería. (PUZOLANA).
		0.2	
		0.3	
		0.4	
		0.5	
		0.6	
		0.7	
		0.8	
		0.9	
		1	
		1.1	
		1.2	
		1.3	
		1.4	
C-4 M-2			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Este estrato tiene la particularidad de tener una coloración similar a la puzolana, la puzolana esta en contacto directo con el sillar.
C-4 M-3			TUFO VOLCÁNICO COMPACTO BLANCO SILLAR Piedra volcánica que proviene de una erupción volcánica con un espesor que oscila entre los 30 y 250 m. La cantera de Añashuayco es una quebrada natural, en donde el manto de sillar a simple vista alcanza hasta 30 m de altura.

CUADRO 55 – Calicata C-4, Progresiva 0+100
(Elaboración Propia)

2.3.2.3. EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Los trabajos de laboratorio permiten evaluar las propiedades de los suelos mediante ensayos físicos mecánicos y químicos de las muestras disturbadas de suelo, provenientes de cada una de las exploraciones, fueron sometidas a ensayo de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Ensayos de Materiales para Carreteras (EM 2000).

Se realizaron los siguientes ensayos:

ENSAYO	MÉTODO DE ENSAYO	NORMAS DE REFERENCIA	
		ASTM	AASHTO
Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado	MTC E 107	D 422	T 88
Ensayo para Determinar el Contenido Humedad del Suelo	MTC E 108	D 2216	-----
Determinación del Limite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89
Determinación del Limite Plástico e Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 90
Relación Humedad Densidad (Proctor Modificado)	MTC E 115	D 1557	-----
Corte Directo (Consolidado Drenado)	MTC E 123	D 3080	T 235
Compresión Simple	MTC E 704	C 39	T 22

CUADRO 56 – Ensayos de Geotecnia
(Elaboración Propia)

2.3.2.3.1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

Muestra: C-1, M-1

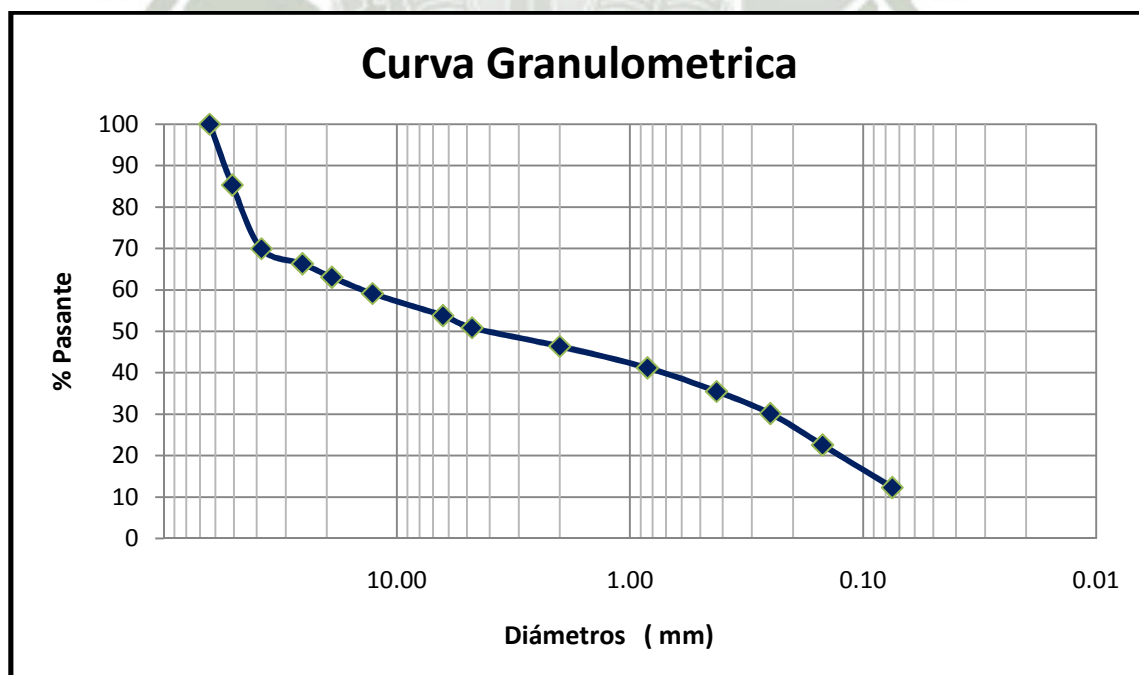
Material: Puzolana - Ladera de la Quebrada

Peso de la Muestra (g):

2140.1

Tamiz	Diametro (mm)	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Pasante	Descripción	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	FRACCIONES	
2"	50.800	315.50	14.74	14.74	85.26	Grava	49.16%
1 1/2"	38.100	328.00	15.33	30.07	69.93	Arena	38.59%
1"	25.400	78.90	3.69	33.76	66.24	Finos	12.25%
3/4"	19.000	68.50	3.20	36.96	63.04	COEFICIENTES	
1/2"	12.700	83.80	3.92	40.87	59.13	Cu	169.33
1/4"	6.350	114.80	5.36	46.24	53.76	Cc	0.07
Nro 4	4.750	62.60	2.93	49.16	50.84	CONSISTENCIA	
Nro 10	2.000	95.90	4.48	53.64	46.36	LL	np
Nro 20	0.840	111.70	5.22	58.86	41.14	LP	np
Nro 40	0.425	121.20	5.66	64.53	35.47	IP	np
Nro 60	0.250	114.80	5.36	69.89	30.11	CLASIFICACIÓN	
Nro 100	0.149	162.60	7.60	77.49	22.51	SUCS	SW-SM
Nro 200	0.075	219.70	10.27	87.75	12.25	AASHTO	A-2-4 (0)
Fondo		262.10	12.25	100.00	0.00	Arena bien gradada con limo y grava	

CUADRO 57 – Granulometría Estrato 1 – Ladera de la Quebrada,
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 14 – Curva Granulométrica Estrato 1 – Ladera de la Quebrada
(Elaboración Propia)

Muestra: C-2, M-1

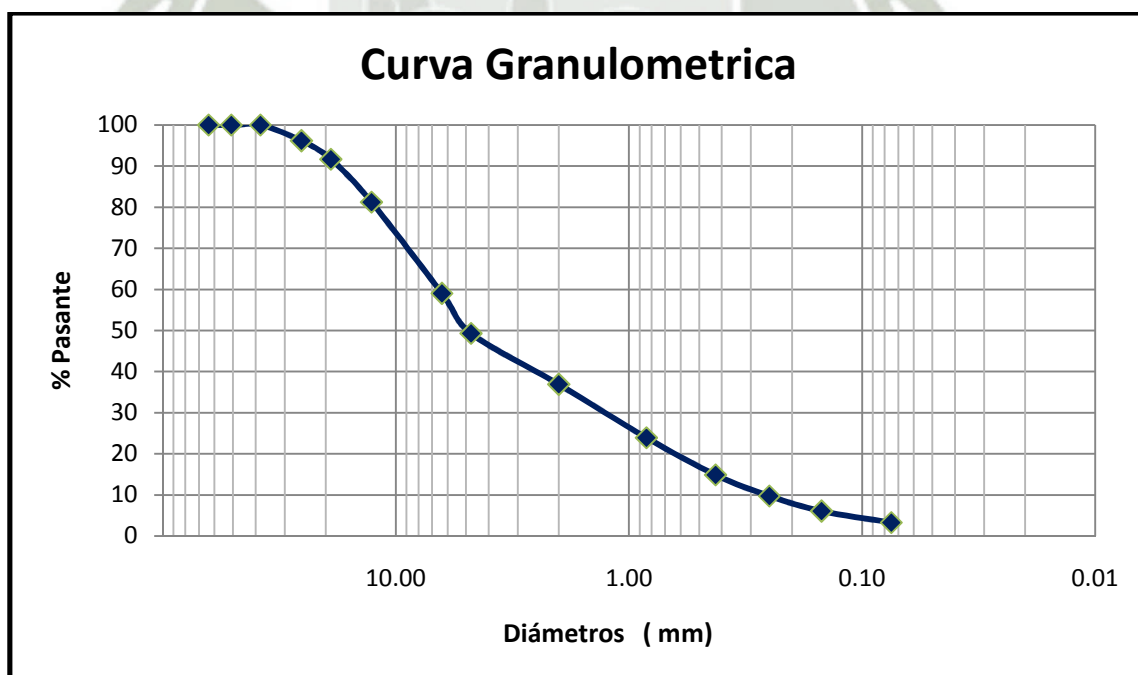
Material: Deposito Aluvial – Cause de la Quebrada

Peso de la Muestra (g):

2200.4

Tamiz	Diametro	Peso	% Retenido	% Retenido	% Pasante	Descripción	
	(mm)	Retenido	Parcial	Acumulado			
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	FRACCIONES	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	Grava	50.69%
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	Arena	46.05%
1"	25.400	85.40	3.88	3.88	96.12	Finos	3.26%
3/4"	19.000	98.10	4.46	8.34	91.66	COEFICIENTES	
1/2"	12.700	229.40	10.43	18.76	81.24	Cu	25.40
1/4"	6.350	488.90	22.22	40.98	59.02	Cc	1.42
Nro 4	4.750	213.60	9.71	50.69	49.31	CONSISTENCIA	
Nro 10	2.000	273.80	12.44	63.13	36.87	LL	np
Nro 20	0.840	285.30	12.97	76.10	23.90	LP	np
Nro 40	0.425	198.80	9.03	85.13	14.87	IP	np
Nro 60	0.250	113.10	5.14	90.27	9.73	CLASIFICACIÓN	
Nro 100	0.149	80.80	3.67	93.95	6.05	SUCS	GW-GM
Nro 200	0.075	61.40	2.79	96.74	3.26	AASHTO	A-1-b (0)
Fondo		71.80	3.26	100.00	0.00	Grava bien gradada con limo y arena	

CUADRO 58 – Granulometría Estrato 1 – Cause de la Quebrada
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 15 – Curva Granulométrica Estrato 1 – Cause de la Quebrada
(Elaboración Propia)

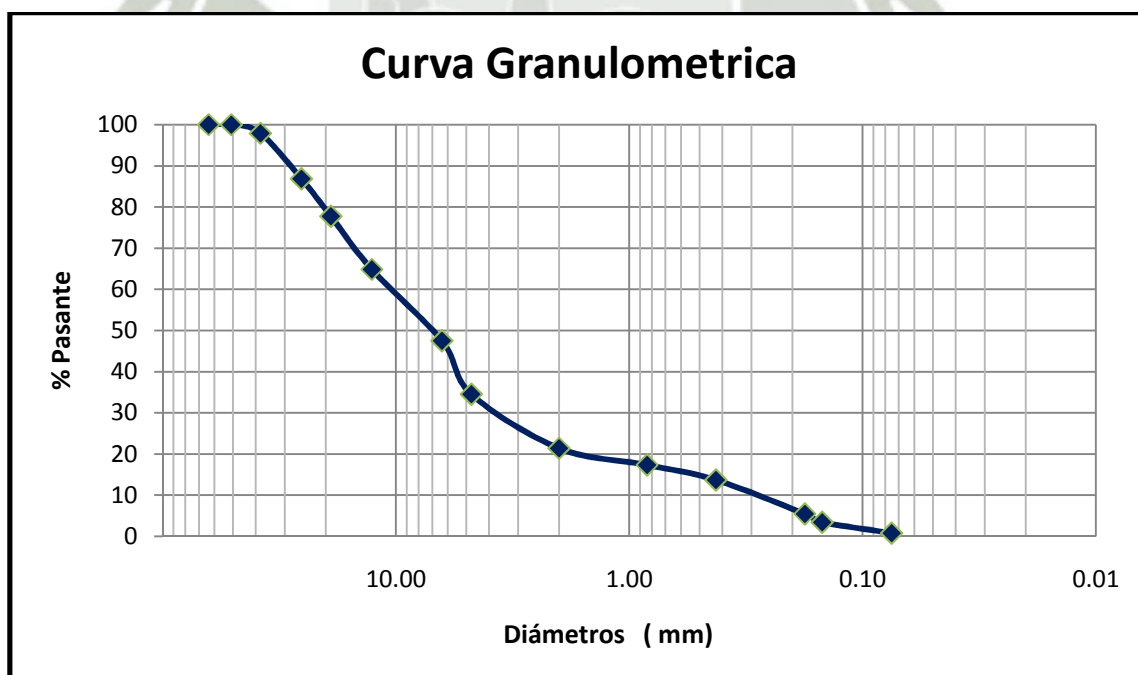
Muestra: 1

Material: Afirmado Cantera Añashuayco

Peso de la Muestra (g): 5950.5

Tamiz	Diametro (mm)	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Pasante	Descripción	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	FRACCIONES	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	Grava	65.47%
1 1/2"	38.100	125.00	2.10	2.10	97.90	Arena	33.74%
1"	25.400	660.00	11.09	13.19	86.81	Finos	0.78%
3/4"	19.000	541.00	9.09	22.28	77.72	COEFICIENTES	
1/2"	12.700	765.00	12.86	35.14	64.86	Cu	33.33
1/4"	6.350	1035.00	17.39	52.53	47.47	Cc	5.33
Nro 4	4.750	770.00	12.94	65.47	34.53	CONSISTENCIA	
Nro 10	2.000	780.59	13.12	78.59	21.41	LL	20.00
Nro 20	0.840	243.50	4.09	82.68	17.32	LP	18.60
Nro 40	0.425	215.20	3.62	86.30	13.70	IP	1.40
Nro 80	0.177	492.24	8.27	94.57	5.43	CLASIFICACIÓN	
Nro 100	0.149	120.15	2.02	96.59	3.41	SUCS	SP-SM
Nro 200	0.075	156.24	2.63	99.22	0.78	AASHTO	A-1-a (0)
Fondo		46.58	0.78	100.00	0.00	Arena mal gradada con limo y grava	

CUADRO 59 – Granulometría del Afirmado – Afirmado Cantera Añashuayco
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 16 – Curva Granulométrica Afirmado – Cantera Añashuayco
(Elaboración Propia)

2.3.2.3.2. CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO

MUESTRA	1	2	3
Descripción	Estrato 1 - Ladera de la Quebrada	Estrato 1 - Lecho de la Quebrada	Cantera Añashuayco
Peso Tara (g)	985.0	631.5	165.1
Peso Muestra Húmeda + Tara (g)	4526.0	5279.0	427.2
Peso Muestra Seca + Tara (g)	4374.0	4885.0	412.6
Contenido de Humedad (%)	4.49%	9.26%	5.90%

CUADRO 60 – Ensayo para Determinar el Contenido Humedad del Suelo
(Elaboración Propia)

2.3.2.3.3. LIMITE LÍQUIDO, LIMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE UN SUELO

Muestra: C-1, M-1

Material: Puzolana - Ladera de la Quebrada

CAPSULA	1	2	3
Peso Tara (g)	15.4	15.5	15.4
Peso Muestra Húmeda + Tara (g)	28.1	33.6	33.6
Peso Muestra Seca + Tara (g)	26.8	30.4	30.2
Contenido de Humedad (%)	11.40%	21.48%	22.97%
Nro. Golpes	13	10	8
LÍMITE LÍQUIDO	NP		
LÍMITE PLÁSTICO	NP		

CUADRO 61 – Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad - Ladera de la Quebrada
(Elaboración Propia)

Muestra: C-2, M-1

Material: Deposito Aluvial - Lecho de la Quebrada

CAPSULA	4	5	6
Peso Tara (g)	15.5	15.4	15.6
Peso Muestra Húmeda + Tara (g)	43.9	26.1	33.8
Peso Muestra Seca + Tara (g)	38.9	24.0	30.6
Contenido de Humedad (%)	21.37%	24.42%	21.74%
Nro. Golpes	12	11	9
LÍMITE LÍQUIDO	NP		
LÍMITE PLÁSTICO	NP		

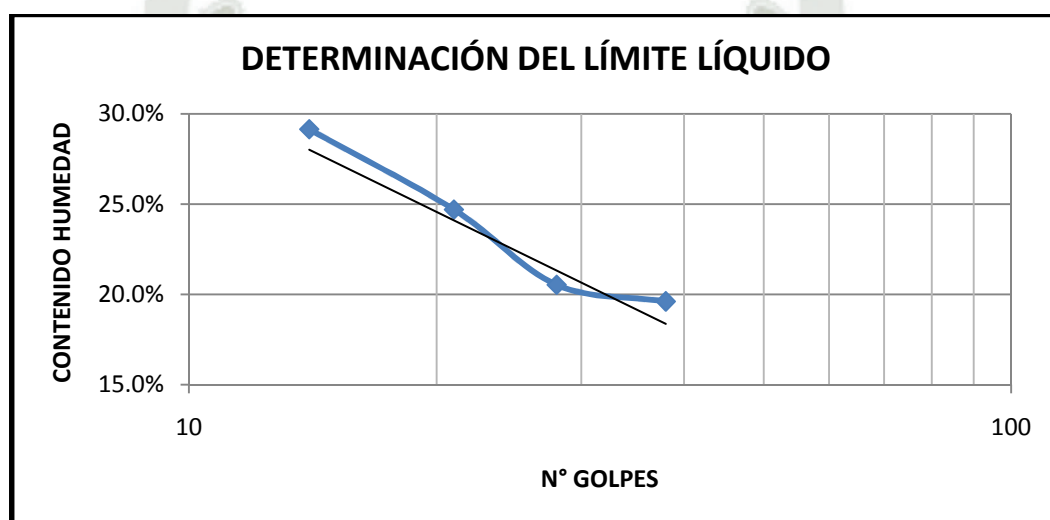
CUADRO 62 – Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad - Lecho de la Quebrada
(Elaboración Propia)

Muestra: 1

Material: Afirmado Cantera Añashuayco

CAPSULA	7	8	9	10
Peso Tara (g)	42.4	44.2	45.6	45.6
Peso Muestra Húmeda + Tara (g)	60.3	59.0	61.4	62.6
Peso Muestra Seca + Tara (g)	56.2	56.0	58.7	59.8
Contenido de Humedad (%)	29.15%	24.70%	20.54%	19.61%
Nro. Golpes	14	21	28	38
LÍMITE LÍQUIDO	22.50%			

CUADRO 63 – Límite Líquido –Afirmado Cantera de Añashuayco,
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 17 – Curva de Determinación del Límite Líquido – Afirmado Cantera de Añashuayco
(Elaboración Propia)

CAPSULA	11
Peso Tara (g)	41.9
Peso Muestra Húmeda + Tara (g)	45.4
Peso Muestra Seca + Tara (g)	44.8
Contenido de Humedad (%)	18.73%
LÍMITE PLÁSTICO	18.73%
INDICE DE PLASTICIDAD	0.04

CUADRO 64 – Límite Plástico e Índice de Plasticidad – Afirmado Cantera de Añashuayco
(Elaboración Propia)

Para el ensayo de límite líquido si el suelo sigue deslizándose sobre la taza de bronce a un número de golpes inferior a 25, no es aplicable el ensayo y deberá indicarse que el límite líquido no se puede determinar, y por lo tanto, el suelo no presentará tampoco límite plástico ni índice de plasticidad.¹⁷

¹⁷ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Ensayo de Materiales (EM 2000). Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.

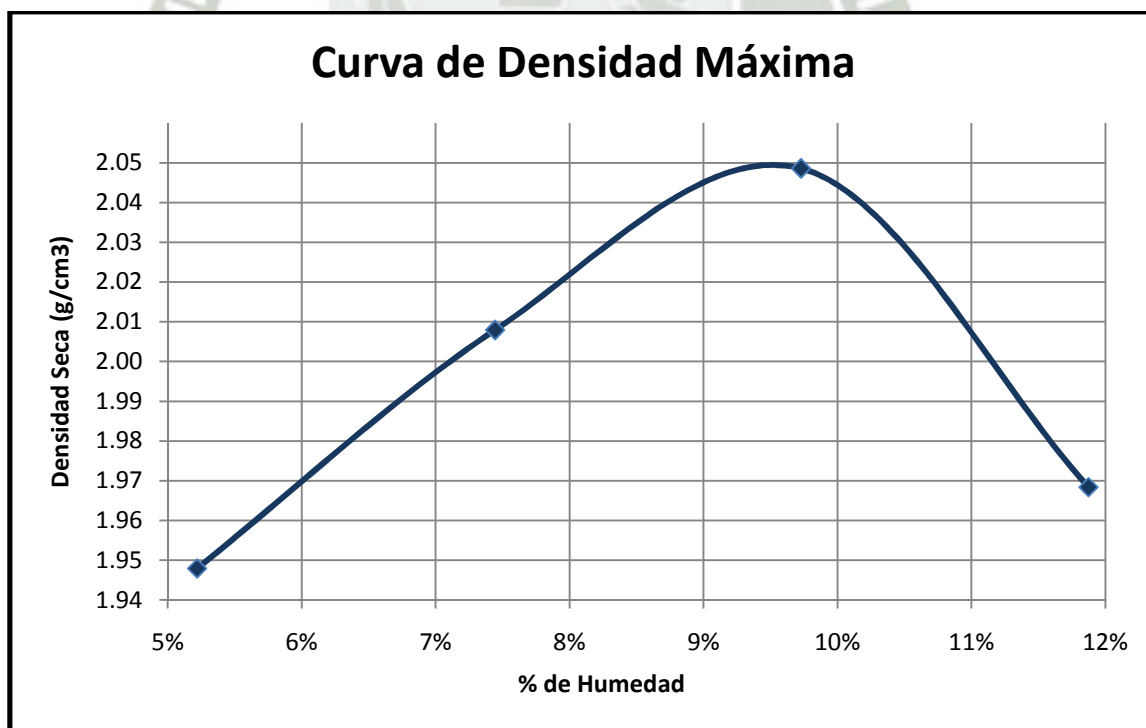
2.3.2.3.4. RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD (PROCTOR MODIFICADO)

Muestra: 1

Material: Afirmado Cantera Añashuayco

N°	DESCRIPCIÓN	DATOS DE ENSAYOS			
1	Procedimiento Usado	Energía Modificada, Método "C"			
2	Contenido de Agua Natural			Pisón Utilizado	Manual
3	Volumen del Molde	2078.0 cm ³		Peso Molde (g)	6239.0
4	Número de Ensayos	1	2	3	4
5	Peso Suelo Húmedo + Molde	10498.0	10722.0	10910.0	10815.0
6	Peso Suelo Húmedo	4259.0	4483.0	4671.0	4576.0
7	Densidad Húmeda	2.05	2.16	2.25	2.20
8	Capsula N°	1	2	3	4
9	Peso Suelo Húmedo + Cápsula	144.6	120.4	150.8	138.8
10	Peso Suelo Seco + Cápsula	139.8	115.4	141.3	128.7
12	Peso de Cápsula	47.8	48.0	43.3	43.6
14	% Contenido de Agua	5.22%	7.44%	9.73%	11.87%
15	Densidad Seca	1.95	2.01	2.05	1.97
	DENSIDAD MÁXIMA SECA (g/cm³)	2.05	HUMEDAD ÓPTIMA (%)		11.87%

CUADRO 65 – Determinación de la Densidad Máxima Seca – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 18 – Curva de Densidad Máxima – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)

2.3.2.3.5. ENSAYO DE CORTE DIRECTO (CONSOLIDADO DRENADO)

Muestra: 1

Material: Afirmado Cantera Añashuayco

Característica de la Muestra			
Lado 1 (cm):	6.0	Humedad (%):	11.87%
Lado 2 (cm):	6.0	Densidad Seca (g/cm3):	2.05
Altura (cm):	4.0	Peso Caja (g):	131.8
Área (cm2):	36.0	Peso Caja + Suelo (g):	1468.9
Volumen (cm3):	144.0	Peso Suelo (g):	1337.1

CUADRO 66 – Características de la Muestra – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)

Carga:	4 Kg				
Lectura δ	Deformación δ (mm)	Deformación δ (cm)	Lectura Ensayo 1	Fuerza Cortante T1 (kgf)	Esfuerzo Cortante 1 ζ (kgf/cm2)
0	0	0	0	0.00	0.00
5	0.05	0.005	11.0	3.46	0.10
10	0.1	0.01	13.0	4.09	0.11
20	0.2	0.02	18.0	5.66	0.16
30	0.3	0.03	21.0	6.60	0.18
40	0.4	0.04	24.5	7.70	0.21
50	0.5	0.05	27.0	8.49	0.24
60	0.6	0.06	30.5	9.59	0.27
70	0.7	0.07	35.5	11.16	0.31
80	0.8	0.08	38.0	11.95	0.33
90	0.9	0.09	40.5	12.74	0.35
100	1.0	0.10	43.0	13.52	0.38
110	1.1	0.11	45.0	14.15	0.39
120	1.2	0.12	47.0	14.78	0.41
130	1.3	0.13	49.5	15.57	0.43
140	1.4	0.14	51.0	16.04	0.45
150	1.5	0.15	53.5	16.82	0.47
160	1.6	0.16	55.0	17.30	0.48
170	1.7	0.17	57.0	17.92	0.50
180	1.8	0.18	59.0	18.55	0.52
190	1.9	0.19	60.0	18.87	0.52
200	2.0	0.20	61.0	19.18	0.53
210	2.1	0.21	62.5	19.65	0.55
220	2.2	0.22	63.0	19.81	0.55
230	2.3	0.23	64.0	20.13	0.56
240	2.4	0.24	65.0	20.44	0.57
250	2.5	0.25	66.0	20.75	0.58
260	2.6	0.26	67.0	21.07	0.59
270	2.7	0.27	67.5	21.23	0.59
280	2.8	0.28	68.0	21.38	0.59
290	2.9	0.29	68.0	21.38	0.59

CUADRO 67 – Aplicación de Carga (4Kg) – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)

Carga:	8 Kg				
Lectura δ	Deformación δ (mm)	Deformación δ (cm)	Lectura Ensayo 2	Fuerza Cortante T2 (kgf)	Esfuerzo Cortante 2τ (kgf/cm ²)
0	0	0	0.0	0.00	0.00
5	0.05	0.005	12.0	3.77	0.10
10	0.1	0.01	18.0	5.66	0.16
20	0.2	0.02	27.5	8.65	0.24
30	0.3	0.03	39.0	12.26	0.34
40	0.4	0.04	45.5	14.31	0.40
50	0.5	0.05	55.0	17.30	0.48
60	0.6	0.06	61.0	19.18	0.53
70	0.7	0.07	65.0	20.44	0.57
80	0.8	0.08	70.5	22.17	0.62
90	0.9	0.09	76.0	23.90	0.66
100	1.0	0.10	82.0	25.79	0.72
110	1.1	0.11	86.0	27.04	0.75
120	1.2	0.12	90.0	28.30	0.79
130	1.3	0.13	95.0	29.87	0.83
140	1.4	0.14	99.0	31.13	0.86
150	1.5	0.15	103.0	32.39	0.90
160	1.6	0.16	106.5	33.49	0.93
170	1.7	0.17	109.5	34.43	0.96
180	1.8	0.18	113.0	35.53	0.99
190	1.9	0.19	116.0	36.48	1.01
200	2.0	0.20	119.0	37.42	1.04
210	2.1	0.21	123.0	38.68	1.07
220	2.2	0.22	125.5	39.47	1.10
230	2.3	0.23	127.5	40.09	1.11
240	2.4	0.24	130.0	40.88	1.14
250	2.5	0.25	132.0	41.51	1.15
260	2.6	0.26	134.0	42.14	1.17
270	2.7	0.27	136.0	42.77	1.19
280	2.8	0.28	137.0	43.08	1.20
290	2.9	0.29	138.5	43.55	1.21
300	3.0	0.30	140.0	44.03	1.22
310	3.1	0.31	141.0	44.34	1.23
320	3.2	0.32	142.0	44.65	1.24
330	3.3	0.33	142.5	44.81	1.24
340	3.4	0.34	143.0	44.97	1.25
350	3.5	0.35	143.0	44.97	1.25

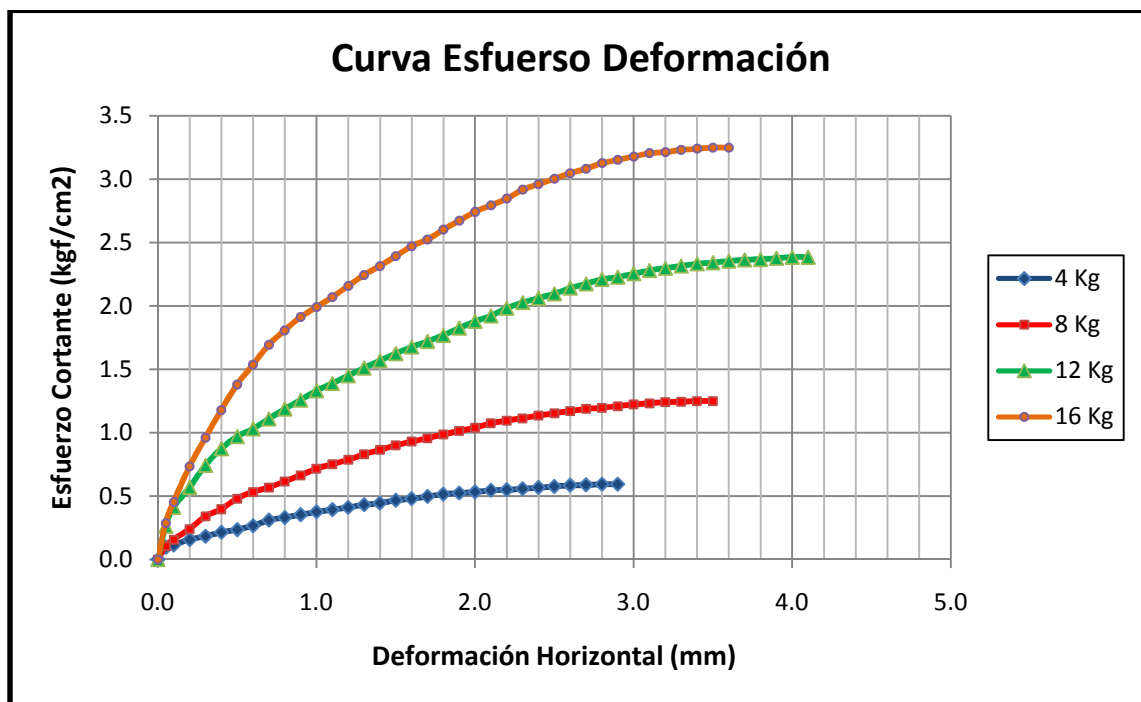
CUADRO 68 – Aplicación de Carga (8Kg) – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)

Carga:	12 Kg				
Lectura δ	Deformación δ (mm)	Deformación δ (cm)	Lectura Ensayo 3	Fuerza Cortante T3 (kgf)	Esfuerzo Cortante 3 ζ (kgf/cm ²)
0	0	0	0	0.00	0.00
5	0.05	0.005	30.0	9.43	0.26
10	0.1	0.01	47.0	14.78	0.41
20	0.2	0.02	65.0	20.44	0.57
30	0.3	0.03	85.0	26.73	0.74
40	0.4	0.04	100.0	31.45	0.87
50	0.5	0.05	111.0	34.91	0.97
60	0.6	0.06	118.0	37.11	1.03
70	0.7	0.07	127.0	39.94	1.11
80	0.8	0.08	136.0	42.77	1.19
90	0.9	0.09	144.0	45.28	1.26
100	1.0	0.10	152.5	47.96	1.33
110	1.1	0.11	159.0	50.00	1.39
120	1.2	0.12	166.0	52.20	1.45
130	1.3	0.13	173.0	54.40	1.51
140	1.4	0.14	179.5	56.45	1.57
150	1.5	0.15	186.0	58.49	1.62
160	1.6	0.16	192.0	60.38	1.68
170	1.7	0.17	197.0	61.95	1.72
180	1.8	0.18	202.5	63.69	1.77
190	1.9	0.19	209.0	65.73	1.83
200	2.0	0.20	215.0	67.62	1.88
210	2.1	0.21	220.0	69.20	1.92
220	2.2	0.22	227.0	71.40	1.98
230	2.3	0.23	232.0	72.98	2.03
240	2.4	0.24	236.0	74.24	2.06
250	2.5	0.25	240.0	75.50	2.10
260	2.6	0.26	245.0	77.07	2.14
270	2.7	0.27	249.0	78.33	2.18
280	2.8	0.28	253.0	79.59	2.21
290	2.9	0.29	255.0	80.22	2.23
300	3.0	0.30	258.0	81.16	2.25
310	3.1	0.31	261.0	82.11	2.28
320	3.2	0.32	263.0	82.73	2.30
330	3.3	0.33	265.0	83.36	2.32
340	3.4	0.34	267.0	83.99	2.33
350	3.5	0.35	268.0	84.30	2.34
360	3.6	0.36	269.5	84.78	2.35
370	3.7	0.37	270.5	85.09	2.36
380	3.8	0.38	271.0	85.25	2.37
390	3.9	0.39	272.0	85.56	2.38
400	4.0	0.40	273.0	85.88	2.39
410	4.1	0.41	273.0	85.88	2.39

CUADRO 69 – Aplicación de Carga (12Kg) – Afirmado Añashuayco,
(Elaboración Propia)

Carga:	16 Kg				
Lectura δ	Deformación δ (mm)	Deformación δ (cm)	Lectura Ensayo 4	Fuerza Cortante T4 (kgf)	Esfuerzo Cortante 24 (kgf/cm²)
0	0	0	0	0.00	0.00
5	0.05	0.005	33.0	10.38	0.29
10	0.1	0.01	52.0	16.35	0.45
20	0.2	0.02	84.0	26.42	0.73
30	0.3	0.03	110.0	34.59	0.96
40	0.4	0.04	135.0	42.45	1.18
50	0.5	0.05	158.0	49.69	1.38
60	0.6	0.06	176.0	55.35	1.54
70	0.7	0.07	194.0	61.01	1.69
80	0.8	0.08	207.0	65.10	1.81
90	0.9	0.09	219.0	68.88	1.91
100	1.0	0.10	228.0	71.72	1.99
110	1.1	0.11	237.0	74.55	2.07
120	1.2	0.12	247.0	77.70	2.16
130	1.3	0.13	257.0	80.85	2.25
140	1.4	0.14	265.0	83.36	2.32
150	1.5	0.15	274.0	86.19	2.39
160	1.6	0.16	283.0	89.02	2.47
170	1.7	0.17	289.0	90.90	2.53
180	1.8	0.18	298.0	93.73	2.60
190	1.9	0.19	306.0	96.25	2.67
200	2.0	0.20	314.0	98.76	2.74
210	2.1	0.21	320.0	100.64	2.80
220	2.2	0.22	326.0	102.53	2.85
230	2.3	0.23	334.0	105.04	2.92
240	2.4	0.24	339.0	106.61	2.96
250	2.5	0.25	344.0	108.19	3.01
260	2.6	0.26	349.0	109.76	3.05
270	2.7	0.27	353.0	111.01	3.08
280	2.8	0.28	358.0	112.58	3.13
290	2.9	0.29	361.0	113.53	3.15
300	3.0	0.30	364.0	114.47	3.18
310	3.1	0.31	367.0	115.41	3.21
320	3.2	0.32	368.0	115.73	3.21
330	3.3	0.33	370.0	116.36	3.23
340	3.4	0.34	371.0	116.67	3.24
350	3.5	0.35	372.0	116.98	3.25
360	3.6	0.36	372.0	116.98	3.25

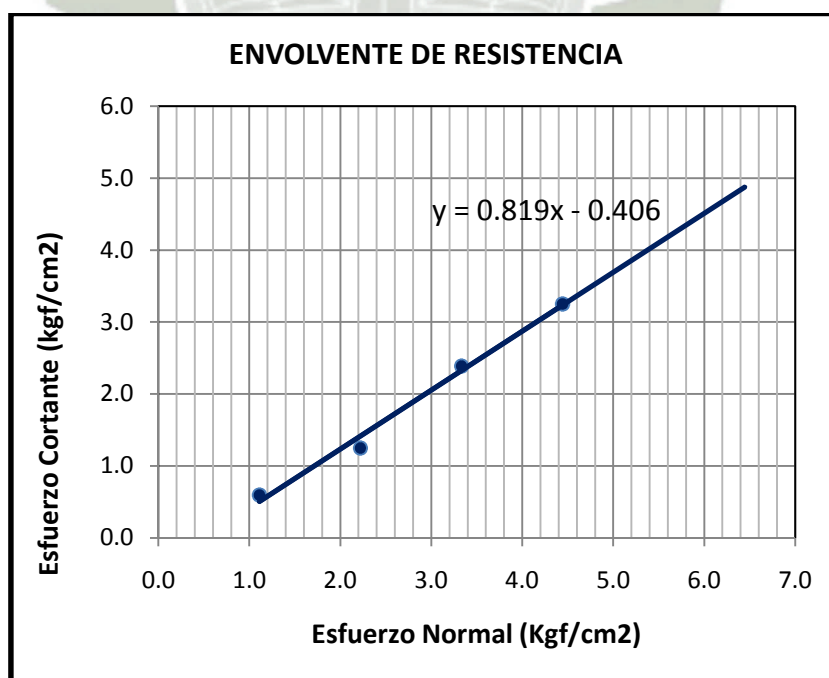
CUADRO 70 – Aplicación de Carga (16Kg) – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 19 – Curva Esfuerzo Deformación – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)

Muestra	Carga Q (kgf)	Esfuerzo Normal σ (kgf/cm ²)	Esfuerzo Cortante τ (kgf/cm ²)	Ángulo de Rozamiento Interno (ϕ)	Cohesión Efectiva (c)
1	40	1.11	0.59	39.3	0.0
2	80	2.22	1.25		
3	120	3.33	2.39		
4	160	4.44	3.25		

CUADRO 71 – Determinación del Ángulo de Rozamiento Interno (ϕ) y la Cohesión Efectiva (c) – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)



GRÁFICA 20 – Envolvente de Resistencia – Afirmado Añashuayco
(Elaboración Propia)

2.3.2.3.6. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

Muestra: C-1 (M-2), C-2 (M-2), C-3 (M-2)

Material: Sillar Cantero Añashuayco

MUESTRA	L1 (cm)	L2 (cm)	L3 (cm)	L4 (cm)	AREA (cm ²)	CARGA (kg)	ESFUERZO DE ROTURA Q=kg/cm ²
M-1	15.02	15.08	15.00	15.10	226.50	21500.0	94.9
M-2	15.08	15.00	15.08	15.06	226.65	19450.0	85.8
M-3	15.00	15.00	15.10	15.06	226.20	22800.0	100.8
PROMEDIO							93.8

CUADRO 72 – Ensayo Compresión Simple – Sillar Quebrada Añashuayco
(Elaboración Propia)

ESFUERZO DE ROTURA promedio	FACTOR DE CORRECCIÓN	ESFUERZO DE ROTURA Q=kg/cm ²
93.8	0.89	83.52

CUADRO 73 – Corrección del Esfuerzo de Rotura – Sillar Quebrada Añashuayco
(Elaboración Propia)

2.3.2.4. EVALUACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Basados en las muestras tomadas y las características del proyecto, describiremos los materiales de los estratos presentes dando mayor importancia al SILLAR siendo en este material donde se asentarán los estribos y pilares del puente.

PUZOLANA

Mezcla de arena con muy poca grava, en estado denso de color salmón, con presencia de piedra pómez, no presenta bolonería.

MATERIAL ALUVIAL

Mezcla de arena con grava, en estado denso, color gris, con grava sub-redondeada, material de depósito aluvial que se comporta como núcleo del conglomerado. Este estrato presenta gran cantidad de bolonería con diámetros superiores a 40 cm. ocupando un 60% aproximadamente del volumen total del estrato.

SILLAR BLANCO

Piedra volcánica que proviene de una erupción volcánica. Tomando como referencia estudios anteriores tenemos:

Composición química del sillar:

Óxido de Sílice (SiO ₂)	64% - 75%
Óxido de Aluminio (Al ₂ O ₃)	14% - 15%
Óxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	0% - 1%
Óxido de Calcio + Óxido de Magnesio	1% - 3%
Otros Óxidos	0.10%

CUADRO 74 –Composición Química del Sillar

(Fuente: Lara, J. (1988). Ensayos de Albañilería en Sillar. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú)

Propiedades Físico Mecánicas:

Dureza en la escala de Mohs (entre Yeso y Calcita)	2.5
Porosidad (%)	35% - 40%
Compresión Simple (kg/cm ²)	83.8
Peso Específico (g/cm ³)	1.364 – 1.365
Absorción (%)	26.3% - 26.6%

CUADRO 75 –Composición Química del Sillar

(Fuente: Lara, J. (1988). Ensayos de Albañilería en Sillar. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú)

AFIRMADO

Material granular seleccionado obtenido en forma natural de la cantera de Añashuayco. Es una mezcla de grava con arena, en estado denso, color pardo, con grava sub-redondeada. Su extracción se realiza de las canteras ubicadas en un radio de 10Km de la zona del proyecto.

2.3.2.5. CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS

Las cargas admisibles en suelos cohesivos firmes y rocas, de manera que queden garantizados el problema de hundimiento y el buen comportamiento frente a asentamientos moderados del orden de una pulgada), son una fracción de su resistencia a la compresión simple:¹⁸

$$Q_{adm} = \rho * Q$$

Ecuación 2.22 – Carga Admisible en Rocas

(Fuente: Herrera, F. (2002). Cimentaciones Superficiales. Madrid: Ponzano)

Donde:

 Q_{adm} = Carga Admisible en Rocas

 Q =Carga Representativa de la Compresión Simple de la Matriz Rocosa

 ρ = Factor Adimensional

Los factores adimensionales típicos son los siguientes:

Descripción	ρ
Arcillas sobre consolidadas y rocas alteradas	0.60 - 0.40
Rocas Blandas poco alteradas y poco diaclasadas	0.40 - 0.20
Rocas muy diaclasadas	0.20 - 0.10

CUADRO 76 – Composición Química del Sillar,

(Fuente: Herrera, F. (2002). Cimentaciones Superficiales. Madrid: Ponzano)

¹⁸ Fuente: Herrera, F. (2002). Cimentaciones Superficiales. Madrid: Ponzano

SILLAR BLANCO

Para determinar la carga admisible del sillar blanco se asume $p=0.10$ por las condiciones y características de la roca. Al ser una roca blanda y tener gran probabilidad de fracturarse al momento de la excavación.

Esfuerzo de rotura de la roca a compresión simple: 83.80 Kg/cm^2 . Entonces la capacidad de carga es:

$$Q_{\text{adm}} = 0.10 * 83.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_{\text{adm}} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.2.6. CANTERAS Y FUENTES DE AGUA

Se hizo un recorrido por el área de influencia del proyecto gracias al cual se pudieron localizar las siguientes canteras y puntos de agua, los cuales podrían abastecer de materiales pétreos, afirmado y agua para la ejecución del proyecto.

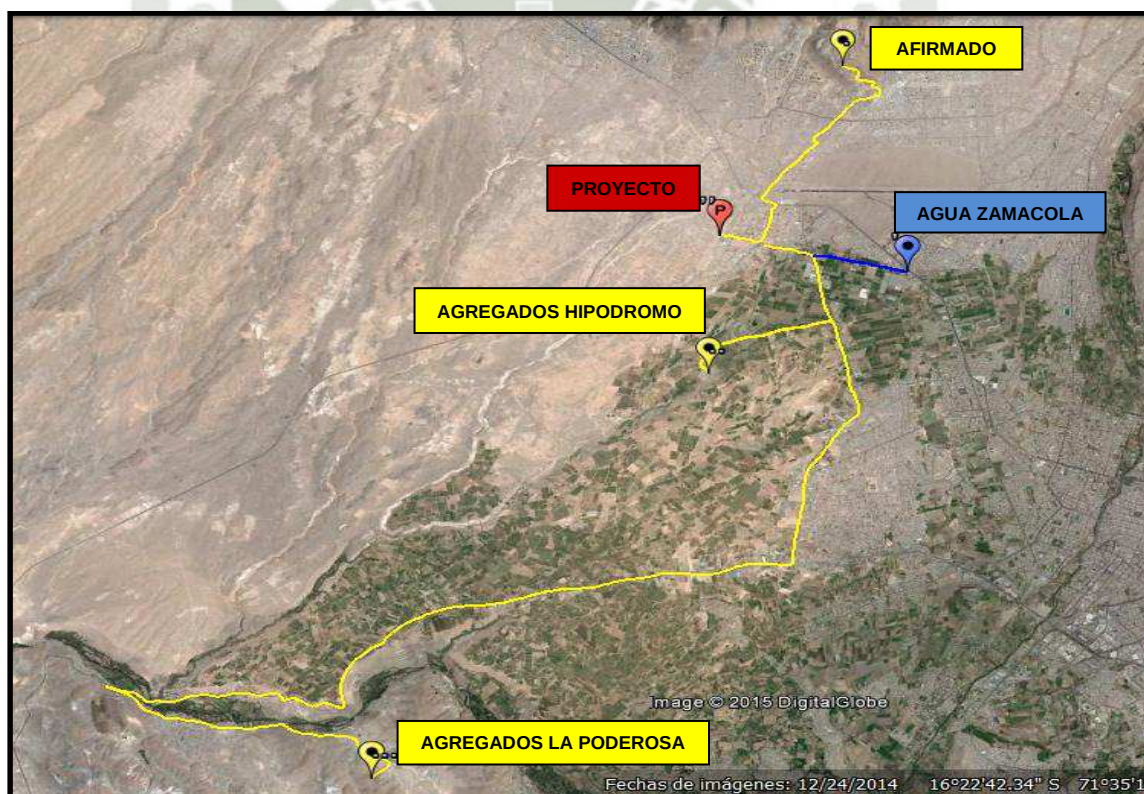


Figura 19 –Canteras en la Zona del Proyecto
(Fuente: Google Inc.)

2.3.2.6.1. CANTERAS

CANTERA AÑASHUAYCO

Descripción: Se trata de un depósito de origen Aluvial en Banco

Coordenadas: Zona 19K 231675.00 m E 8255667.00 m S

Acceso: A 6.4 Km. Vía asfaltada de la progresiva 0+000 del proyecto

Uso	Tratamiento
Rellenos	Zarandeo
Base Granular	Zarandeo

Periodo de Utilización: Todo el año

Explotación: Equipo Convencional.

Propiedad: Privado

CANTERA HIPODROMO

Descripción: Se trata de un depósito de origen Aluvial en Banco

Coordenadas: Zona 19K 222668.00 m E 8188125.00 m S

Acceso: A 3.7 Km. Vía asfaltada de la progresiva 0+000 del proyecto

Uso	Tratamiento
Rellenos	Zarandeo
Concreto Simple	Zarandeo

Periodo de Utilización: Todo el año

Explotación: Equipo Convencional.

Propiedad: Privado

CANTERA LA PODEROSA

Descripción: Se trata de un depósito de origen Aluvial en Banco

Coordenadas: Zona 19K 213174.16 m E 8179545.97 m S

Acceso: A 23 Km. Vía asfaltada de la progresiva 0+000 del proyecto

Uso	Tratamiento
Concreto Armado	Zarandeo y Chancado
Asfalto	Zarandeo y Chancado

Periodo de Utilización: Todo el año

Explotación: Equipo Convencional.

Propiedad: Privado

2.3.2.6.2. FUENTES DE AGUA

FUENTE DE AGUA ZAMACOLA

Descripción: Se trata de un punto de distribución de agua de riego, con agua todo el año.

Coordenadas: Zona 19K 225780.00 m E 8190026.00 m S

Acceso: A 2 Km. Vía asfaltada de la progresiva 0+000 del proyecto

Uso: Rellenos y Concreto

Periodo de Utilización: Todo el año

Explotación: Equipo Convencional

FUENTE DE AGUA RED PÚBLICA DE AGUA POTABLE

Descripción: Al estar en una zona urbanizada se puede considerar el uso de agua potable de la red pública.

Uso: Concreto

Periodo de Utilización: Todo el año

Explotación: Equipo Convencional



2.4. ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO

2.4.1. SISMOLOGÍA REGIONAL

De acuerdo al nuevo mapa de zonificación sísmica del Perú según la nueva Norma Sismo Resistente de Estructuras (NTE E-030 - 2003) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú (J. Alva Hurtado, 1984) el cual está basado en isosístas de sismos ocurridos en el Perú y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de riesgo elevado (Zona 3), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades como VI - VII en la escala Mercalli Modificada.



Figura 20 –Mapa de Zonificación Sísmica de Perú
(Fuente: Norma Técnica Peruana E-030. (2008). “Diseño Sismo Resistente”, Lima: El Peruano)

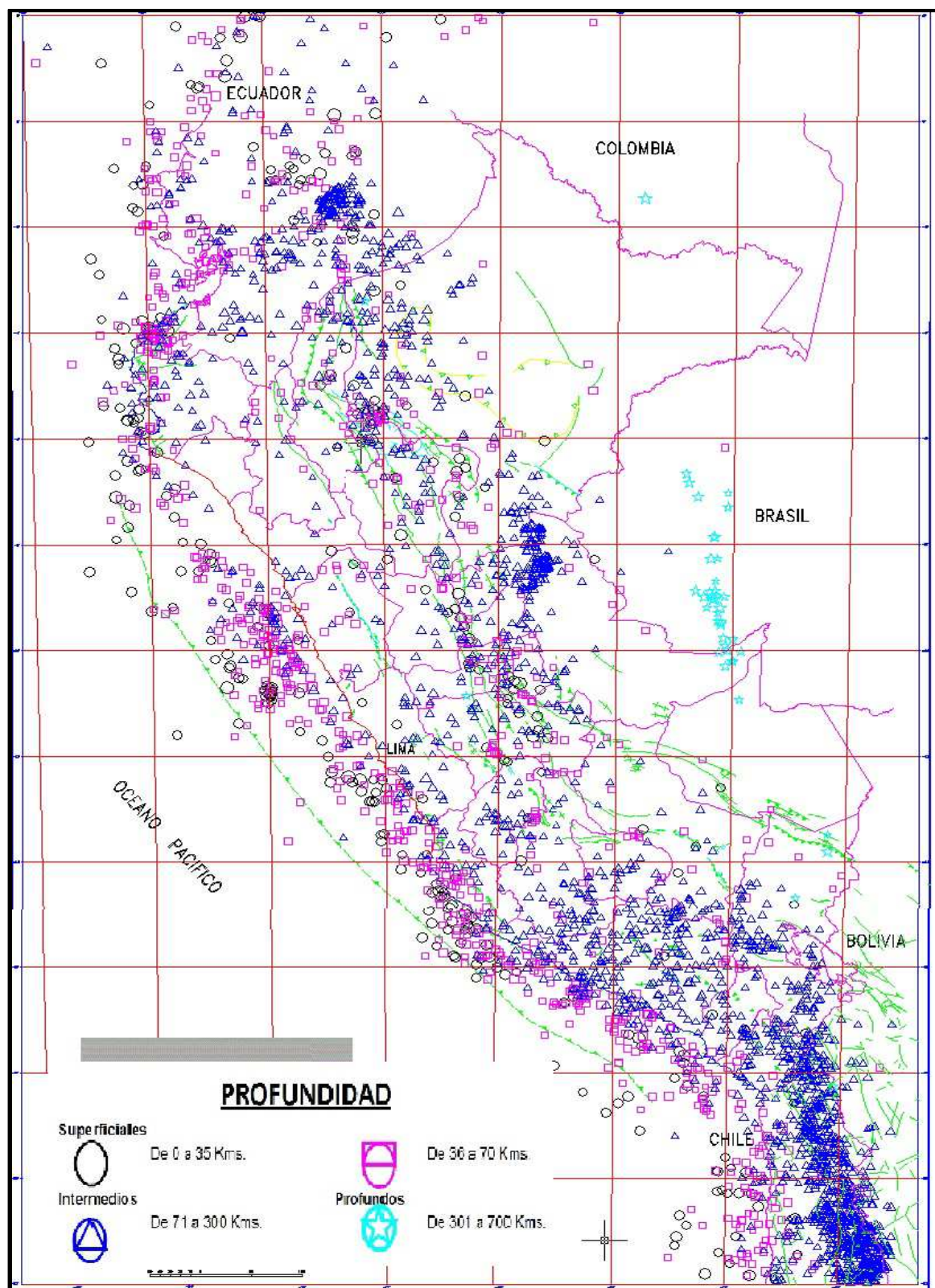


Figura 21 –Mapa Sismotectónico del Perú

(Fuente: Alva, J. Castillo, J. (1993) “Peligro Sísmico en el Perú”, Lima: VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.)

2.4.1.1. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE AREQUIPA

En la ciudad de Arequipa se realizaron 227 puntos de medición de micro-trepidaciones, distribuidos más o menos uniformemente en toda la ciudad.

De acuerdo con la caracterización de unidades geotécnicas y teniendo en cuenta los aspectos relacionados a la geología local, propusieron una microzonificación sísmica preliminar de la ciudad de Arequipa:

ZONA A

Conformada por las rocas ígneas intrusivas de la Cordillera de Laderas que ocupan la parte sur oeste de la ciudad y por las rocas ígneas del Volcánico Chila que afloran en la parte norte, en la margen izquierda del río Chili. Los valores de periodos predominantes obtenidos en esta zona varían entre 0.15 y 0.25 seg. Los suelos de cimentación presentan excelentes características geotécnicas, pudiéndoles asignar una capacidad portante superior a 10 Kg/cm².

ZONA B

Conformada por los afloramientos de sillar, parte de los suelos puzolánicos de Pachacútec y parte de los flujos de barro que constituyen las laderas de la Cadena del Barroso. Los valores de periodos predominantes obtenidos en esta zona varían de 0.20 a 0.30 seg., llegando hasta 0.35 seg. En los flujos de barro. Se incluye en esta zona el área del Cercado comprendida entre las Urbanizaciones Cerro Juli, Parque Industrial, Ferroviarios, IV Centenario y Municipal, que presentan valores de periodos predominantes de 0.15 a 0.25 seg. Las características geotécnicas de esta zona son buenas, presentando valores de capacidad portante entre 2.0 y 3.5 Kg/cm².

ZONA C

Conformada por la mayor parte del casco urbano, entre las que se encuentran los distritos de Cayma, Yanahuara, el Cercado, parte de Cerro Colorado y las partes bajas de los distritos de Miraflores, Mariano Melgar y Paucarpata. Los suelos de esta zona presentan características geotécnicas bastante erráticas, encontrándose valores de capacidad portante entre 1.0 y 2.5 Kg/cm². El nivel freático se encuentra a más de 5 m. de profundidad, excepto en la zona del balneario Tingo, en la que el nivel freático se encuentra muy cerca de a la superficie. Los valores de periodos predominantes obtenidos en esta zona se encuentran en el rango de 0.30 a 0.45 seg.

ZONA D

Conformada por el material piroclásticos que cubre las urbanizaciones Alto Cayma y Francisco Bolognesi, y por los suelos eluviales de Bellapampa, donde el nivel freático se encuentra cercano a la superficie. Esta zona presenta condiciones geotécnicas desfavorables,

encontrándose valores de capacidad portante de 0.50 Kg/cm². Los valores de periodos predominantes obtenidos en esta zona también se encuentran en el rango de 0.30 a 0.45 seg.¹⁹

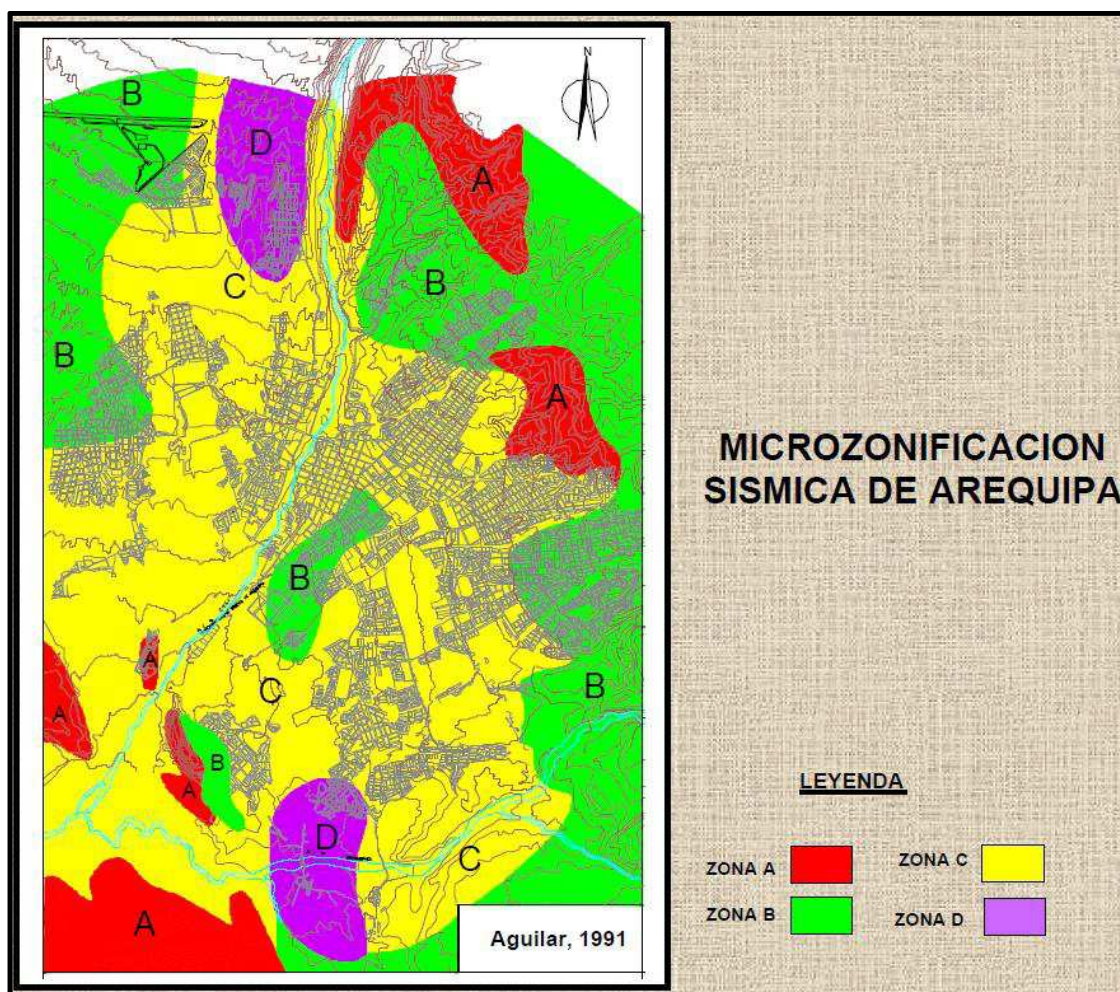


Figura 22 –Mapa Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Arequipa
(Fuente: Aguilar, Z. Alva, J. (1991). “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Arequipa”. Lima: VI Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.)

Entonces de acuerdo a la microzonificación sísmica de Arequipa el proyecto se encuentra en las zonas B y C. Conformada por los afloramientos de sillar, parte de los suelos puzolánicos de Pachacutec. Los valores de periodos predominantes obtenidos en esta zona varían de 0.20 a 0.30 s. y llegando hasta 0.35 s.

2.4.2.EFECTOS DE SISMO

2.4.2.1. COEFICIENTE DE ACELERACIÓN

El coeficiente de aceleración “A” para ser usado deberá ser determinado en el 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.

¹⁹ Aguilar, Z. Alva, J. (1991). “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Arequipa”. Lima: VI Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.

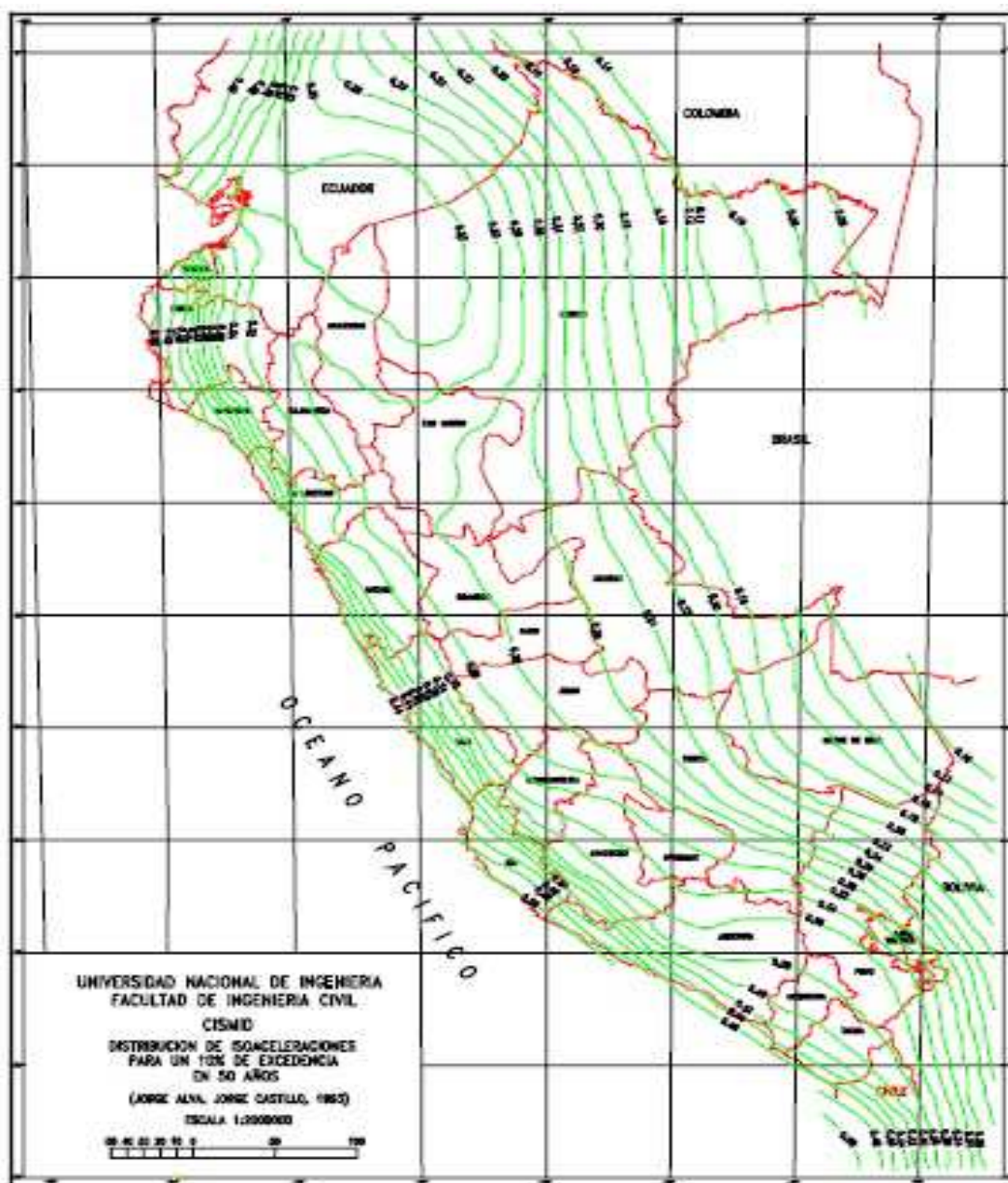


Figura 23 –Mapa Iso-Aceleraciones Para un 10% Excedencia en 50 años
(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Para este estudio se determina un coeficiente de aceleración “A” de 0.4g.

2.4.2.1. CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE PUENTE

Para efectos del análisis se categoriza la estructura del puente como esencial ya que deberá quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con características de diseño.

2.4.2.2. ZONAS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

La zona sísmica del puente se determina con la siguiente tabla:

ZONAS SÍSMICAS	
Coefficiente de Aceleración	Zona Sísmica
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

CUADRO 77 – Zonas Sísmicas en Puentes

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Por lo cual el proyecto se encuentra en la zona sísmica 4.

2.4.2.3. CONDICIONES LOCALES

Estas condiciones consideran la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, según el perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos y usa los parámetros de la siguiente tabla.

Coefficiente de Sitio	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

CUADRO 78 – Condiciones de Sitio para Puentes

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Para este estudio se toma un suelo perfil tipo II, que es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas. Por lo que el coeficiente de sitio “S” es 1.2.

2.4.2.4. COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA

La respuesta sísmica elástica “ C_{sn} ” para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = \frac{1.2 AS}{T_n^3} \leq 2.5A$$

Ecuación 2.22 – Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (a)

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Para puentes sobre perfiles de suelo tipo III o IV y áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, C_{sn} debe ser menor o igual a $2.0A$.

Para suelos tipo III y IV, y para otros modos distintos al modo fundamental del cual tenga periodos menores a 0.3 s, C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A(0.8 + 4.0T_n)$$

Ecuación 2.23– Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (b)

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Sí el periodo de vibración para cualquier modo excede 4.0 s, el valor de C_{sn} para ese modo deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 3AST_n^{0.75}$$

Ecuación 2.24 – Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (c)

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

T_n = Periodo de Vibración del “n-ésimo” modo(s)

A = Coeficiente de Aceleración

S = Coeficiente de Sitio

2.4.2.5. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Para aplicar los factores de modificación de respuesta, los detalles estructurales deberán satisfacer las disposiciones referentes al diseño de estructuras de concreto armado en zonas sísmicas.

Las fuerzas sísmicas se determinan dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en las siguientes tablas.

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRITICA	ESENCIAL	OTROS
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.50	1.50	2.00
Pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.50	2.00	3.00
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.50	1.50	2.00
Columnas individuales	1.50	2.00	3.00
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
• Solo pilotes verticales	1.50	3.50	5.00
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.50	2.00	3.00
Columnas múltiples	1.50	3.50	5.00

CUADRO 79 –Factores de Modificación de Respuesta R - Subestructuras

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

CONEXIONES	PARA TODAS LAS CATEGORIAS
Superestructura a estribo	0.80
Juntas de expansión dentro de la superestructura	0.80
Columnas pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura	1.00
Columnas o pilares a la cimentación	1.00

CUADRO 80 –Factores de Modificación de Respuesta R - Conexiones

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Si un método de análisis tiempo – historia inelástico es usado, el factor de modificación de respuesta R, será tomado como 1.0 para toda la subestructura y conexiones.

2.4.3.ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE DISEÑO

Se define un espectro de respuesta aceleración, teniendo en cuenta la sismo-tectónica regional y las condiciones locales de la respuesta del subsuelo de cimentación.

Tenemos los parámetros:

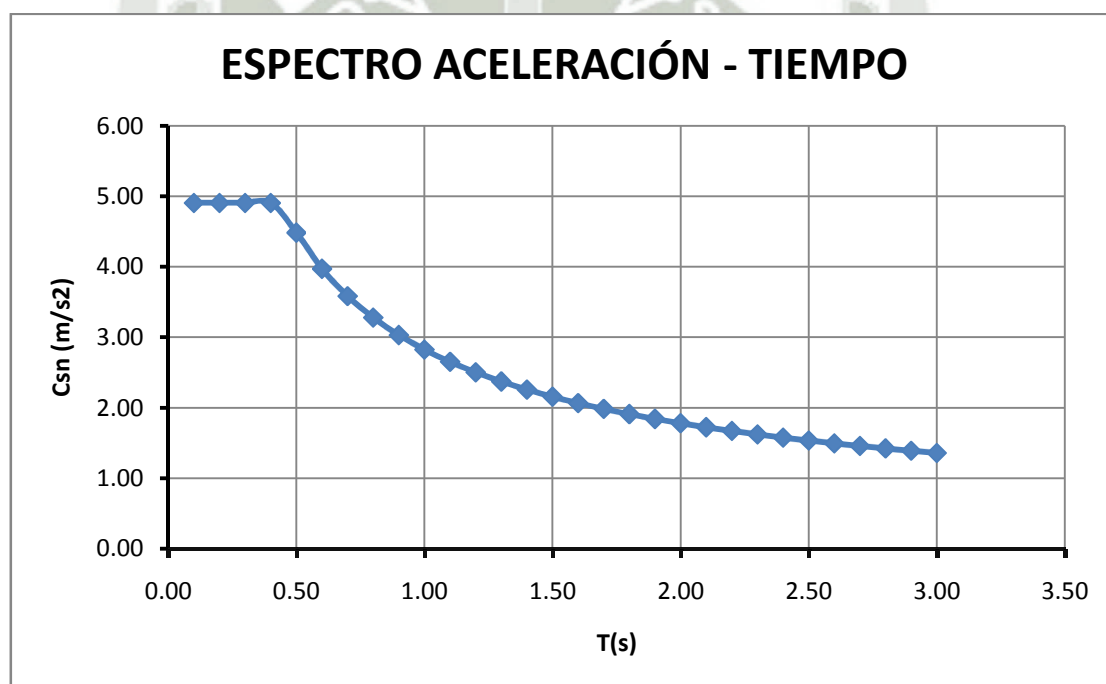
A	S	R	g (m/s ²)
0.4	1.2	2.0	9.81

CUADRO 81 –Parámetros de Sismo del Proyecto
(Elaboración Propia)

Con estos parámetros se determina un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones que se aplicará a cada una de las direcciones horizontales y verticales analizadas.

Del ítem anterior 2.4.2.4. tenemos:

$$C_{sn} = \frac{1.2 AS}{T_n^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5A$$



GRÁFICA 21 – Espectro Aceleración-Tiempo del Proyecto
(Elaboración Propia)

2.5.1.1.1. AREA DE INFLUENCIA INDIRECTA

El Área de Influencia Indirecta (AII) incluye los lugares donde se prevé ocurrirán impactos indirectos sobre los componentes ambientales; la cual corresponde al ámbito de los asentamientos humanos donde se ejecutaran las obras de infraestructura.

Para el presente proyecto las zonas de Influencia indirecta son: Para el presente proyecto las zonas de Influencia directa están relacionadas básicamente con las urbanizaciones colindantes al puente Añashuayco, dichas viviendas pertenecen a: La Asociación Urbanizadora "Peruano Argentino Boliviano" (PERUARBO) Zona III, APTASA y Parque Industrial.

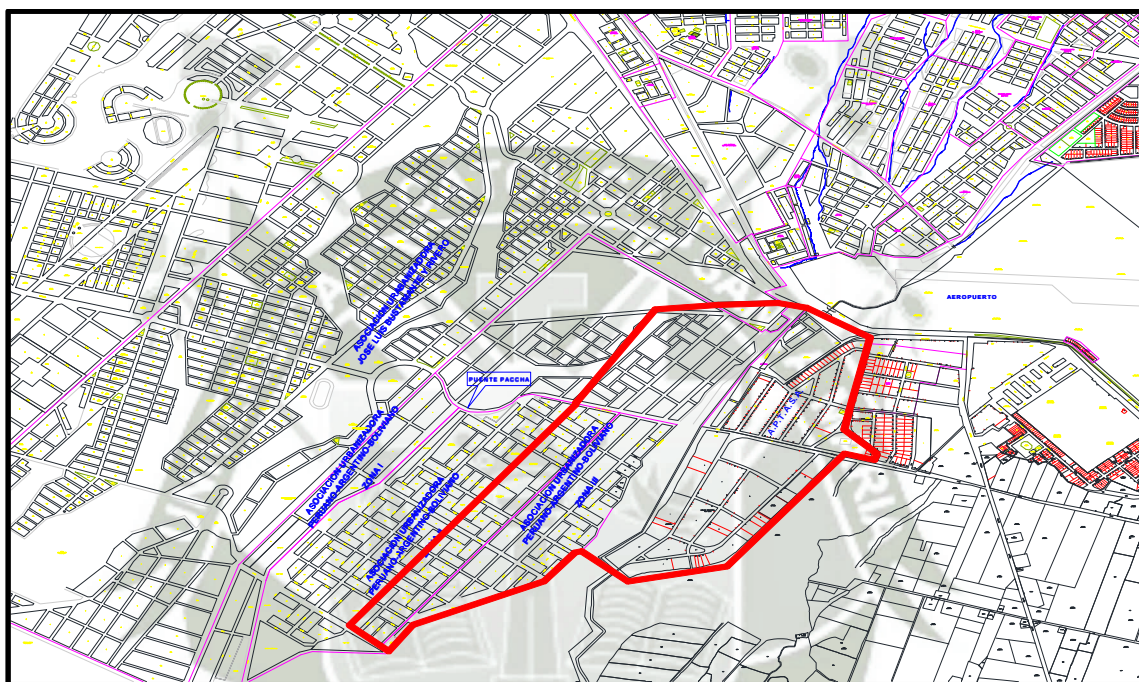


Figura 25 – Área de Influencia Indirecta Puente Añashuayco
(Fuente: Municipalidad Distrital de Cerro Colorado)

2.5.2. CONSIDERACIONES GENERALES DE LA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

El proceso de evaluación de impacto ambiental del proyecto; consta de dos componentes fundamentales, el primero de ellos es la identificación de los impactos ambientales y el segundo es la valoración de impactos ambientales de los cuales se establecerá una priorización de los mismos determinándose cuáles de ellos son impactos ambientales significativos los cuales serán incluidos en programas de mitigación, monitoreo, etc.

2.5.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

- Identificación de los impactos ambientales generados por el proyecto.
- Valoración e identificación de los impactos ambientales significativos generados por el proyecto.

2.5.4.MARCO LEGAL

El marco legal en el cual se circunscribe la Declaración de Impacto Ambiental (DIA), está relacionado por un conjunto de normas generales y específicas de medio ambiente, referidas al Sector de Transportes y Comunicaciones.

De acuerdo con los términos de referencia y con la actual legislación peruana en materia ambiental, se presenta a continuación el marco de referencia utilizado para la elaboración de la presente Declaración de Impacto Ambiental.

No obstante la preocupación nacional, el panorama ambiental lo constituye la depredación de los recursos naturales, la extinción de las especies de la flora y fauna silvestre, los ruidos, emisión de polvos y gases. Así como, la erosión de los suelos, la pobreza de las zonas rurales y asentamientos humanos.

Las autoridades y ciudadanos en general somos responsables de esa situación y de su mejoramiento, así ha quedado establecido en la Ley N° 28611, Ley General del Ambiente del 13 de octubre de 2005, al disponerse que toda persona tiene el derecho irrenunciable a gozar de un ambiente saludable, ecológicamente equilibrado y adecuado para el desarrollo de la vida; pero también tiene la obligación de conservar dicho ambiente.

Al Estado, paralelamente, se le encarga mantener la calidad de vida de las personas a un nivel compatible con la dignidad humana.

2.5.4.1. NORMATIVIDAD GENERAL

- Ley de Evaluación del Impacto Ambiental para Obras y Actividades (Ley N° 26786)
- Ley Orgánica de Gobiernos Regionales (Ley N° 27867)
Establece y norma la estructura, organización, competencias y funciones de los gobiernos regionales. Define la organización democrática, descentralizada y desconcentrada del Gobierno Regional conforme a la Constitución y a la Ley de Bases de la Descentralización.
- Ley Orgánica de Municipalidades (Ley N° 27972)
En su título preliminar establece normas sobre la creación, origen, naturaleza, autonomía, organización, finalidad, tipos, competencias, clasificación y régimen económico de las municipalidades; también sobre la relación entre ellas y con las demás organizaciones del Estado y las privadas, así como sobre los mecanismos de participación ciudadana y los regímenes especiales de las municipalidades.
- Ley Forestal y de Fauna Silvestre (Ley N° 27308)
Son servicios ambientales del bosque los que tienen por objeto la protección del suelo, regulación del agua, conservación de la diversidad biológica, conservación de ecosistemas y de la belleza escénica, absorción de dióxido de carbono y en general el mantenimiento de los procesos ecológicos esenciales (artículo 2º, inciso 2.3).

El plan de manejo debe incluir la ubicación de los árboles a extraerse determinados a través de sistemas de alta precisión con instrumentos conocidos como Sistema de Posición Global (SPG) u otros similares; siendo también parte integrante de este plan el Estudio de Impacto Ambiental (EIA), cuyas características son determinadas en el reglamento. (Artículo 15º, inciso 15.1).

- Reglamento de la Ley Forestal y de Fauna Silvestre (D. S. N° 014-2001- AG) Categorización de Especies de Fauna Silvestre, amenazadas que consta de 301 especies: 65 mamíferos, 172 aves, 26 reptiles y 38 anfibios. Distribuidas indistintamente en las categorías: En Peligro Crítico (CR), En Peligro (EN), Vulnerable (VU), Casi Amenazado (NT).
- Ley de Recursos Hídricos (D. Ley N° 29338)
Que en su Título Disposiciones Generales artículo 2do. Dice: "Las aguas, sin excepción alguna, son de propiedad del Estado y su dominio es inalienable e imprescriptible. No hay propiedad privada de las aguas ni derechos adquiridos sobre ellas. El uso justificado y racional del agua, sólo puede ser otorgado en armonía con el interés social y el desarrollo del país.
- Ley Orgánica para el Aprovechamiento Sostenible de los RR.NN. (ley N° 26821)
Promueve políticas de desarrollo sostenible para el aprovechamiento sostenible de los recursos naturales renovables. Fomentando la generación de infraestructura de apoyo a la producción sostenible de los recursos naturales renovables y la libre iniciativa y la innovación productiva en el aprovechamiento sostenible de los recursos naturales renovables.
- Ley General de Residuos Sólidos (Ley N° 27314)
Que establece derechos, obligaciones, atribuciones y responsabilidades de la sociedad en su conjunto, para asegurar una gestión y manejo de los residuos sólidos, sanitaria y ambientalmente adecuada. Corresponde la definición: Residuos de las Actividades de Construcción para el presente estudio.
- Reglamento de la Ley General de Residuos Sólidos (D.S. N° 057-2004- PCM)
Su fin es asegurar que la gestión y el manejo de los residuos sólidos sean apropiados para prevenir riesgos sanitarios, proteger y promover la calidad ambiental, la salud y el bienestar de la persona humana.
- Ley General del Patrimonio Cultural de la Nación (Ley N° 28296), Que establece políticas nacionales de defensa, protección, promoción, propiedad y régimen legal, además el destino de los bienes que constituyen el Patrimonio Cultural de la Nación. Transferencia, expropiación, recuperación y Participación de Entidades Estatales como las Municipalidades y el Instituto Nacional de Cultura.
- Reglamento de Control de Explosivos de Uso Civil (D.S. N° 019-71/IN), D.S. N° 019-71/IN-Reglamento de Control de Explosivos de Uso Civil. El presente Reglamento tiene por objeto dictar las disposiciones referentes al control de la importación, fabricación, exportación, manipulación, almacenaje, adquisición, posesión, transporte, comercio,

uso y destrucción de explosivos a fin de proteger la producción industrial; reducir al mínimo los riesgos inherentes a que están expuestas las personas y la propiedad; y prevenir la posibilidad de su empleo con fines delictuosos.

2.5.4.2. NORMATIVIDAD ESPECÍFICA

- Ley Orgánica del Sector Transportes y Comunicaciones (D. Ley N° 25862)
Corresponde al Ministerio de Transportes y Comunicaciones planificar, formular, dirigir, coordinar y evaluar las políticas de transportes, comunicaciones, vivienda y construcción, en armonía con la política general del Gobierno y los planes de desarrollo del país. Así mismo prestar bienes y servicios que se reservan expresamente al nivel central del Sector y a las Empresas, Organismos e Instituciones Públicas Descentralizadas.
"El Ministerio de Transportes y Comunicaciones está facultado para exigir coactivamente el pago de una acreencia o la ejecución de una obligación de hacer o no hacer, conforme a la Leyll.
- Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y comunicaciones (Ley N° 29370)
Promover o proporcionar infraestructura vial, aérea y acuática adecuada, así como velar por que los servicios de transporte se brinden de manera eficiente, segura y sostenible.
Promover el desarrollo sostenible de los servicios de comunicaciones y el acceso universal a los mismos; fomentar la innovación tecnológica y velar por la asignación racional y el uso eficiente de los recursos.
- Reglamento de la Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (D.S. N° 041-2002-MTC)
Define la Visión, Misión, Objetivos, Funciones y Estructura Orgánica del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). Es de aplicación y cumplimiento en todas las dependencias del Ministerio.
- Decreto que Aprueba Categorización de Especies de Fauna (D.S. N° 034- 2004-AG)
Tiene por objeto normar, regular y supervisar el uso sostenible, la conservación y categorización de los recursos forestales y de fauna silvestre del país, compatibilizando su aprovechamiento con la valorización progresiva de los servicios ambientales del bosque, en armonía con el interés social, económico y ambiental de la Nación, de acuerdo con lo establecido en el Decreto Legislativo N° 613 Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales, en la Ley N° 26821, Ley Orgánica para el Aprovechamiento Sostenible de los Recursos Naturales y los Convenios Internacionales vigentes para el Estado Peruano.

2.5.5. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

La metodología utilizada para la identificación de impactos ambientales es la de una lista de chequeo simple, la cual se construye a partir de los componentes ambientales ubicados a nivel de filas, y las actividades del proyecto ubicados a nivel de columnas; esta lista de chequeo será luego llenada con la siguiente simbología (IN) para impacto ambiental negativo y (IP) para impacto ambiental positivo.

2.5.5.1. LISTA DE CHEQUEO

Al analizar la lista de chequeo del siguiente cuadro (Cuadro 82), se puede identificar 74 impactos positivos y 21 impactos negativos, por lo que se concluye que la construcción del puente Añashuayco contribuirá a la mejora del medio ambiente en el área de influencia del proyecto.



COMPONENTES AMBIENTALES		INDICADORES		FASE DE CONSTRUCCIÓN									FASE DE OPERACIÓN		FASE DE MANTENIMIENTO		TOTAL IP	TOTAL IN					
				Trabajos Provisionales	Trabajos Preliminares	Movimiento de tierras	Obras de Concreto Ciclópeo	Obras de Concreto Armado	Pisos y Pavimentos	Veredas, Bermas y Jardineras	Señalización	Varios	Seguridad, Salud y Impacto Ambiental	Circulación de Vehículos	Mantenimiento de Puentes	Mantenimiento de Señalizaciones							
FÍSICO	Aire	Calidad de aire	PM10, Gases (SO2, NOX, Decibels	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IN	-	1	2				
		Ruido		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IN	-	1	2			
	Agua	Calidad de agua	Metales pesados, aceites, grasas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1			
		Caudal	m3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0			
	Suelo	Estructura del Suelo	Estratigrafía	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0			
Vibraciones			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IN	-	1	0				
BIOLÓGICO	Flora	Topografía del terreno		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	2	2			
		Hábitat		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	0	0			
	Fauna	Cobertura vegetal		IN	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1			
		Diversidad		IN	IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	1		
	Ecosistemas	Fraccionamiento de hábitats		IN	IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	1		
Diversidad			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0	0			
SOCIO CULTURAL	Ecosistemas	Modificación de ecosistemas		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0	0			
		Paisaje	Calidad del Paisaje	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7	1	1		
	Humano	Desarmonía		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	0	0			
		Estilo de vida	Tranquilidad	IN	IP	IN	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	4	4		
		Empleo Temporal		IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	IP	-	9	0	0			
		Salud, Seguridad e Higiene		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	1	1			
	Población	Calidad de Vida		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	3	3			
		Tráfico vehicular		IN	IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP	IP	7	1	1		
		Red de Servicios		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0	0			
		Vías de Acceso		IN	IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	1	1			
Económica	Infraestructura de transporte		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP	IP	7	0	0			
	Comercio		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP	-	2	0	0			
	Economía local		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP	-	2	0	0			
																						74	21

CUADRO 82 –Lista de Chequeo de Impactos Ambientales
(Elaboración Propia)

2.5.5.2. CONSOLIDACIÓN DE LOS IMPACTOS IDENTIFICADOS

En vista de que muchos de los impactos identificados tienen características similares se procede a consolidarlos, sin perder de vista la posibilidad de mitigación en cada una de las fases.

De acuerdo a ello quedan definidos los siguientes impactos ambientales negativos para cada una de las fases:

FASE DE CONSTRUCCIÓN

1. Modificación de la calidad del aire por emisión de material particulado (transporte, explotación, relleno, conformación de terraplenes).
2. Modificación de la calidad del aire por emisión de gases de motores de combustión interna.
3. Generación de ruido.
4. Generación de residuos sólidos y material excedente.
5. Modificación en la calidad de agua (por abastecimiento de agua).
6. Modificación de la estructura del suelo.
7. Modificación de la cobertura vegetal.
8. Modificación en la salud de la población.
9. Modificación del paisaje, armonía calidad de vida, trafico, comercio de la población.
10. Modificación de la topografía del terreno.

FASE DE OPERACIÓN

1. Modificación de la calidad del aire por emisión de gases de vehículos en la fase de operación Generación de ruido.
2. Generación de ruido.
3. Modificación de la calidad de la salud de la población.

FASE DE MANTENIMIENTO

1. Modificación de la calidad del aire por emisión de polvo.
2. Generación de ruido.
3. Generación de residuos sólidos y material excedente.

4. Modificación de la calidad de la salud de la población.

5. Modificación del paisaje, armonía calidad de vida, tráfico, comercio de la población.

Y dentro de los impactos ambientales positivos tenemos:

FASE DE CONSTRUCCIÓN

1. Generación de puestos de empleo en la fase construcción.

2. Modificación de la topografía del terreno.

FASE DE OPERACIÓN:

1. Mejoramiento del servicio de transporte

2. Mejoramiento de las condiciones de drenaje.

3. Mejoramiento del Paisaje, tráfico peatonal, armonía, calidad de vida, comercio de la población.

FASE DE MANTENIMIENTO:

1. Generación de puestos de empleo en la fase de mantenimiento

Con los impactos ambientales identificados y consolidados es que se ingresa al proceso de valorización de Impactos Ambientales o evaluación de impactos ambientales propiamente dicho.

2.5.6.EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

La Para la evaluación de los impactos ambientales, generados por el proyecto, se ha aplicado el Método RIAM (Rapid Impact Assessment Matrix), que corresponde a un método validado (Christopher M. R. Pastakia, 2005); el cual permite que los datos de diferentes componentes sean analizados contra criterios comunes, dentro de una misma matriz, ofreciendo una evaluación rápida y clara de los impactos. Los criterios de evaluación se ubican en dos grupos principales:

- A. Criterios relacionados con la importancia de la condición y que pueden cambiar individualmente la puntuación obtenida.
- B. Criterios que son de valor para la situación, pero que individualmente no son capaces de cambiar la puntuación obtenida.

El valor adscrito a cada uno de estos grupos de criterios es determinado por el uso de una serie de fórmulas simples. Estas fórmulas permiten cuantificar de una manera incuestionable, la puntuación que añaden componentes individuales.

El sistema requiere la multiplicación de las puntuaciones dadas a cada uno de los criterios del grupo (A). El uso de multiplicadores para el grupo (A) es importante pues asegura que el peso de cada puntuación sea expresado, ya que la simple suma de puntuaciones podría arrojar resultados idénticos para condiciones diferentes.

Para obtener la puntuación de los criterios del grupo (B), los valores se adicionan como una suma. Esto asegura que los valores individuales no puedan influenciar la puntuación final, teniendo en cuenta solo su importancia combinada.

La suma del grupo (B) es entonces multiplicada por el resultado del grupo (A) para proveer el resultado final de la evaluación (ES) para cada condición. El proceso puede ser expresado:

$$(A1) \times (A2) = AT$$

$$(B1) + (B2) + (B3) = BT$$

$$(AT) \times (BT) = ES$$

Ecuaciones 2.23 - Criterios de Evaluación de Impactos Ambientales

(Fuente: Christopher M. R. Pastakia, (2005). Rapid Impact Assessment Matrix. . Fredensborg: Olsen&Olsen)

Donde:

(A1) y (A2): Son las Puntuaciones Individuales de los Criterios para el Grupo (A)

(B1) a (B3): Son las Puntuaciones Individuales de los Criterios para el Grupo (B)

AT: Es el Resultado de la Multiplicación de Todas las Puntuaciones de (A)

BT: Es el Resultado de la Suma de Todas las Puntuaciones de (B)

ES: Es el Puntaje Final del Impacto.

En el grupo (A) los impactos positivos y negativos pueden ser demostrados con el uso de escalas que discurren desde valores negativos a positivos siendo el cero el valor de "no cambio" o "no importancia". El uso del cero de esta forma en el grupo (A) permite un simple criterio para aislar condiciones que no muestran cambio, o que no son importantes en el análisis.

Cero es un valor no considerado en el grupo (B). Si la puntuación resultante del grupo B fuese cero, el resultado final de (ES) sería cero, aun cuando los criterios del grupo (A) muestren una condición de importancia que deba ser tomada en cuenta. Para evitar esto, la escala para el grupo (B) utiliza el valor "1" para la condición de "no importancia".

2.5.6.1. CRITERIOS DE EVALUACIÓN

Los criterios deben ser definidos para ambos grupos, y deberán estar basados en condiciones fundamentales que pueden ser afectadas por cambios, más que por algún tipo de proyecto. Es teóricamente posible definir un número de criterios, pero hay dos principios que deben cumplirse:

- La universalidad del criterio, para permitir que sea usado en diferentes Evaluaciones de Impacto Ambiental (EIA).
- La naturaleza del criterio, que determina si debe ser tratado como una condición del grupo (A) o (B).

Llegado este punto, solo cinco (5) criterios han sido desarrollados para ser usados en el sistema RIAM. Estos representan las condiciones y situaciones más importantes o fundamentales para evaluar en cualquier EIA.

Estos criterios, con la correspondiente escala de puntuación para juzgar, son definidos como:

2.5.6.1.1. CRITERIOS DEL GRUPO (A)

(A1) IMPORTANCIA DE LA CONDICIÓN

Una medida de la importancia de la condición, es que es evaluada contra las fronteras espaciales o intereses humanos que afectará. Las escalas son definidas:

- 4= Importante para intereses nacionales/internacionales
- 3= Importante para intereses regionales/nacionales
- 2= Importante para áreas inmediatamente fuera de la condición local
- 1= Importante solo para la condición local
- 0= Sin importancia

(A2) MAGNITUD DEL CAMBIO/EFEECTO

Magnitud definida como una medida de la escala de beneficio/perjuicio de un impacto o una condición:

- +3= Gran beneficio
- +2= Mejora significativa del status quo
- +1= Mejora del status quo
- 0= Sin cambio
- 1= Cambio negativo en el status quo
- 2= Cambio negativo significativo
- 3= Gran perjuicio o cambio

2.5.6.1.2. CRITERIOS DEL GRUPO (B)

(B1) PERMANENCIA

Define si una condición es temporal o permanente, y debe ser visto solo como una medida del estado temporal de la condición. (Ej. Un terraplén es una condición permanente, aunque algún día pueda ser abandonado, sin embargo un dique puede presentar una condición temporal si este en un momento determinado es removido o eliminado).

1= Sin cambio/no aplicable

2= Temporal

3= Permanente

(B2) REVERSIBILIDAD

Define si la condición puede ser cambiada y es una medida del control sobre el efecto de la condición. No debe ser confundido con permanencia (Ej. Un derrame tóxico accidental en un río es una condición temporal (B1) pero si el sistema no puede mediante sus mecanismos de depuración restablecer sus funciones y procesos básicos y necesita de la intervención de rehabilitación, entonces estamos ante un impacto irreversible).

1= Sin cambio/no aplicable

2= Reversible

3= Irreversible.

(B3) ACUMULACIÓN

Es una medida donde se evalúa si el efecto tendrá un impacto simple directo o si habrá un efecto acumulativo en el tiempo o un efecto sinérgico con otras condiciones. El efecto acumulativo es una forma de juzgar la sustentabilidad de una condición, y no debe ser confundido con una situación permanente o irreversible. (Ej. La muerte de un animal viejo es permanente y su vez irreversible pero no acumulativo pues en este animal puede considerarse que ya paso su capacidad reproductiva, sin embargo la pérdida de post larvas de camarones salvajes, es también permanente e irreversible pero en este caso acumulativo, pues las subsiguientes generaciones de las post larvas como adultos fueron perdidas y por tanto no generaron las subsiguientes generaciones de camarones y es considerado por tanto un impacto de acumulación negativa.

1= Sin cambio/no aplicable

2= No acumulativo/simple

3= Acumulativo/sinérgico

El valor obtenido luego de realizado el cálculo se compara con la siguiente escala:²⁰

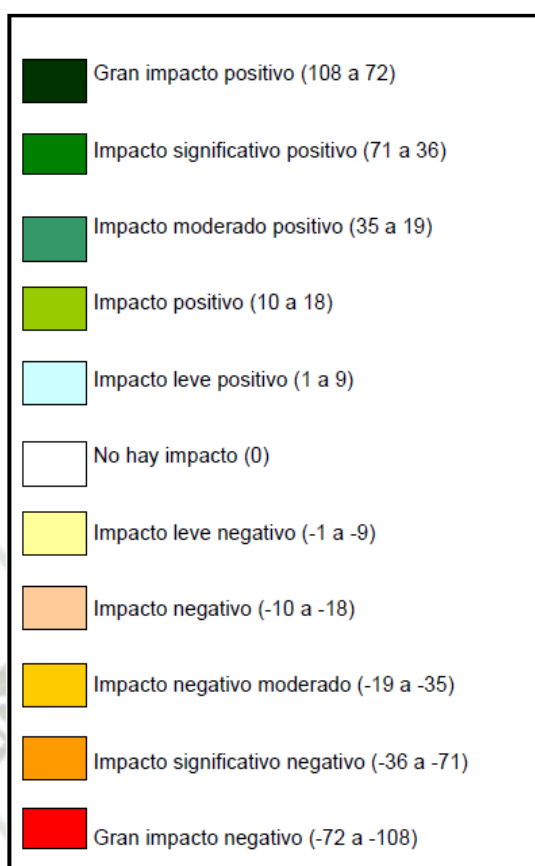


Figura 26 – Escala de Valoración de Impactos Ambientales
(Fuente: Christopher M. R. Pastakia, (2005).Rapid Impact Assessment Matrix. Fredensborg: Olsen&Olsen)

2.5.6.2. VALORACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES (MÉTODO RIAM)

²⁰ Christopher M. R. Pastakia, (2005).Rapid Impact Assessment Matrix. Fredensborg: Olsen & Olsen.

FASE	IMPACTO	IMPACTO AMBIENTAL	CRITERIO				(ES) = (A1 x A2) x (B1+B2+B3) TOTAL	CALIFICACIÓN DE IMPACTO
			(A1) IMPORTANCIA	(A2) MAGNITUD	(B1) PERMANENCIA	(B2) REVERSIBILIDAD	(B3) ACUMULABILIDAD	
FASE DE CONSTRUCCION	IMPACTO NEGATIVO	Modificación de la calidad del aire por emisión de material particulado (Transporte, explotación, relleno, conformación de terraplenes)	2	-2	2	2	3	-28 NEGATIVO MODERADO
		Modificación de la calidad del aire por emisión de gases de motores de combustión interna	2	-1	2	2	3	-14 NEGATIVO
		Generación de ruido	1	-1	2	2	2	-6 LEVE NEGATIVO
		Generación de residuos sólidos y material excedente	2	-1	3	2	3	-16 NEGATIVO
		Modificación en la calidad de agua (por abastecimiento de agua)	1	-1	2	2	3	-7 LEVE NEGATIVO
		Modificación de la estructura del suelo	2	-1	3	2	3	-16 NEGATIVO
		Modificación de la cobertura vegetal	1	-1	2	2	2	-6 LEVE NEGATIVO
		Modificación en la salud de la población	1	-1	2	2	3	-7 LEVE NEGATIVO
		Modificación del paisaje, armonía calidad de vida, tráfico, comercio de la población.	1	-2	2	1	2	-10 NEGATIVO
		Modificación de la topografía del terreno (botaderos, canteras)	2	-1	3	3	2	-16 NEGATIVO
FASE DE OPERACION	IMPACTO NEGATIVO	Modificación de la calidad del aire por emisión de gases de vehículos	1	-1	3	2	3	-8 LEVE NEGATIVO
		Generación de ruido	1	-1	3	2	3	-8 LEVE NEGATIVO
		Modificación de la salud de la población	1	-1	3	2	3	-8 LEVE NEGATIVO
FASE DE MANTENIMIENTO	IMPACTO NEGATIVO	Modificación de la calidad del aire por emisión de polvo	1	-1	2	2	3	-7 LEVE NEGATIVO
		Generación de ruido	1	-1	2	2	3	-7 LEVE NEGATIVO
		Generación de residuos sólidos y material excedente	2	-1	2	2	3	-14 NEGATIVO
		Modificación de la calidad de la salud de la población	1	-1	2	2	3	-7 LEVE NEGATIVO
		Modificación del paisaje, armonía calidad de vida, tráfico, comercio de la población	1	-1	2	2	3	-7 LEVE NEGATIVO

CUADRO 83 –Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales Negativos (método RIAM)
(Elaboración Propia)

FASE	IMPACTO	IMPACTO AMBIENTAL	CRITERIO					(ES) = (A1 x A2) x (B1+B2+B3) TOTAL	CALIFICACIÓN DE IMPACTO
			(A1) IMPORTANCIA	(A2) MAGNITUD	(B1) PERMANENCIA	(B2) REVERSIBILIDAD	(B3) ACUMULABILIDAD		
FASE CONSTRUCCION	IMPACTO POSITIVO	Generación de puestos de empleo en la fase construcción	3	3	2	2	2	54	SIGNIFICATIVO POSITIVO
		Modificación de la topografía del terreno (construcción de la carretera)	3	3	3	2	2	63	SIGNIFICATIVO POSITIVO
FASE OPERACION	IMPACTO POSITIVO	Mejoramiento de servicio de transporte	3	2	3	3	3	54	SIGNIFICATIVO POSITIVO
		Mejoramiento de las condiciones de drenaje	1	2	3	3	3	18	POSITIVO
		Mejoramiento del Paisaje, tráfico peatonal, armonía, calidad de vida, comercio de la población.	2	2	3	3	3	36	SIGNIFICATIVO POSITIVO
FASE MANTENIMIENTO	IMPACTO POSITIVO	Generación de puestos de empleo en la fase de mantenimiento	2	2	2	2	2	24	MODERADO POSITIVO

CUADRO 84 –Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales Positivos (método RIAM)
(Elaboración Propia)

Luego de analizar las matrices de evaluación de impactos ambientales, donde se ha determinado que no existe ningún impacto negativo significativo (valor menor al -36), identificándose 01 impacto negativo moderado (valores entre -19 a -35), 06 impactos negativos (valores entre -10 a -18), 11 impactos levemente negativos (valores entre -1 a -9); por otro lado se han identificado 01 impacto positivo (valores entre 10 a 18), 01 impacto moderado positivo (valores entre 19 a 35) y 04 impactos significativamente positivos (36 a 71).

2.5.7.PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

A pesar de que en el proceso de evaluación de impactos ambientales no se han identificado impactos ambientales negativos significativos, de igual manera se plantean los programas respectivos para controlar los impactos identificados; las medidas a tomar en cuenta son proporcionales al nivel de valoración establecidos para cada impacto; por lo tanto se plantea el plan de manejo ambiental considerando los siguientes programas:

- Programa de Mitigación de Calidad de Aire
- Programa de Mitigación de Ruido
- Programa de Mitigación de Calidad de Agua
- Programa de Manejo de Residuos Sólidos y Material Excedente
- Programa Socio-Ambiental y/o Mitigación
- Programa de Participación Ciudadana
- Programa de Monitoreo

Para verificar la eficacia de las medidas propuestas o la mitigación oportuna de los efectos ambientales, en este plan de manejo ambiental se propone la creación de la supervisión ambiental como entidad operativa adscrita a la supervisión de construcción, la cual velará por el cumplimiento de las medidas aquí propuestas.

2.6. ESTUDIO DE TRÁFICO

A través del estudio de tráfico y seguridad vial se busca establecer las características de la vía donde se construirá el puente, el mismo que tendrá la misma sección de la Av. Industrial.

Así mismo, el crecimiento de la población y el incremento del parque automotor advierten la gravedad en los problemas de transporte aún más en las zonas de ingreso y salida de Arequipa como es el caso, por lo que es necesario soluciones permanentes que permitan un libre flujo vehicular, como es en este caso el mejoramiento de la Av. Industrial mediante la construcción del puente Añashuayco, el cual brindará una interconexión vehicular y peatonal entre las asociaciones colindantes.

Así mismo, la construcción de este puente permitirá aligerar el tráfico vehicular en la Av. Aviación y Av. Evitamiento, como una ruta alterna hacia la ciudad de La Joya, Lima, Mollendo, Matarani.

2.6.1. ESTACIONES DE AFORO

Para determinar la ubicación de la estación de conteo se hizo previamente un análisis de las principales vías que aportarán carga vehicular a la vía en estudio, tal como Vía Evitamiento, determinándose:

Se tiene 01 estación de conteo, ubicada al ingreso de la Av. Evitamiento, en la cual se determinó el volumen de tráfico vehicular.



Figura 27 –Ubicación de la Estación de Aforo
(Fuente:Google Inc.)

2.6.1.1. CONTEO VEHICULAR

El conteo de volumen de tráfico se realizó con el método manual, en el cual, intervienen una o

más personas, que por medio de un cuadro estadístico, registran a los vehículos observados en un video de grabación en las horas necesarias para obtener resultados.

Los conteos se realizaron durante 7 días y en las 24 horas del día, con el objetivo de evaluar posibles intensidades de flujo.

La clasificación vehicular utilizada es la del Reglamento Nacional de Vehículos MTC 2003, estuvo compuesta por; Autos, Camionetas, Micros, Bu-ses, Camión, Trayer y Semitrayer.



CUADRO 85 –Aforo Vehicular (Miércoles 21de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento (Elaboración Propia)

VEHICULO		ESTACIÓN DE AFORO VÍA DE EVITAMIENTO																											
		FECHA: (JUEVES 22 ENERO 2015)																											
		SENTIDO	12-01 am	01-02 am	02-03 am	03-04 am	04-05 am	05-06 am	06-07 am	07-08 am	08-09 am	09-10 am	10-11 am	11-12 am	12-01 pm	01-02 pm	02-03 pm	03-04 pm	04-05 pm	05-06 pm	06-07 pm	07-08 pm	08-09 pm	09-10 pm	10-11 pm	11-12 pm	TOTAL		
	AUTO	INGRESO	10	10	8	14	16	28	46	73	71	65	73	58	59	64	46	51	49	47	50	49	51	39	18	7	1002		
		SALIDA	26	8	7	8	25	45	56	79	65	65	64	57	59	57	51	60	59	66	63	45	40	38	13	8	1064		
	TAXI	INGRESO	35	26	30	32	65	82	141	179	174	168	166	167	149	199	138	193	166	218	279	274	281	224	133	77	3596		
		SALIDA	16	23	27	32	71	127	204	269	230	193	167	147	137	154	119	175	179	192	213	192	168	150	72	46	3303		
	CAMIONETA	INGRESO	2	4	3	1	6	11	24	52	46	39	31	36	36	35	28	42	35	35	37	28	23	19	10	4	587		
		SALIDA	2	4	2	1	6	16	20	42	42	33	31	34	41	32	25	43	40	49	44	25	20	22	9	3	586		
	COASTER	INGRESO	0	0	0	1	5	24	45	61	62	56	53	46	53	67	46	61	59	63	52	72	43	28	16	8	921		
		SALIDA	1	0	1	0	1	9	30	56	68	59	56	52	49	56	59	49	71	66	67	55	44	45	26	10	3	932	
	S-S	INGRESO	0	1	1	1	0	4	3	4	4	3	3	1	3	5	3	6	4	16	4	2	2	4	2	2	78		
		SALIDA	1	1	2	1	4	2	4	1	2	2	2	2	2	3	3	4	2	8	7	10	3	3	2	1	72		
	S-TA	INGRESO	0	0	0	1	2	1	1	2	3	3	2	2	1	2	2	2	2	3	2	2	8	6	2	1	50		
		SALIDA	1	1	0	1	3	4	3	1	1	1	1	1	1	1	1	2	3	4	3	3	1	1	1	1	42		
	TA-TA	INGRESO	1	0	0	0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	1	0	1	15		
		SALIDA	0	1	1	1	1	2	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	16		
	C2-S-S	INGRESO	1	6	2	5	4	6	12	34	31	35	39	31	34	34	19	33	41	23	19	33	31	17	9	4	503		
		SALIDA	1	6	2	3	9	10	17	32	35	33	28	26	30	38	23	39	30	29	25	16	17	26	8	6	489		
	C3-S-TA	INGRESO	1	1	0	1	2	2	3	12	6	8	6	9	12	8	4	9	9	4	10	7	6	4	2	2	128		
		SALIDA	0	0	1	1	1	3	4	9	11	8	6	9	11	12	6	8	11	6	4	11	4	3	3	0	132		
	C4-SS	INGRESO	1	2	0	0	1	1	1	0	3	1	2	1	2	3	2	3	2	3	1	4	2	2	1	1	36		
		SALIDA	0	2	0	0	1	1	2	3	3	1	1	1	2	2	3	2	2	3	1	1	2	1	1	1	36		
	T2S1-2S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	2	2		
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3		
	T2S2-2S2	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	1	1	1	0	6		
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	5		
	T2S3-2S3	INGRESO	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	13		
		SALIDA	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	1	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	8		
	T3S1-3S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	2	2		
		SALIDA	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
	T3S2-3S2	INGRESO	0	0	0	0	0	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	1	2	1	1	1	27		
		SALIDA	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	21		
	T3S3-3S3	INGRESO	2	3	1	2	4	6	10	9	8	11	16	13	16	14	12	12	17	20	16	21	20	16	12	4	265		
		SALIDA	3	2	3	3	3	6	11	14	14	14	15	12	10	16	9	16	16	18	16	16	15	16	6	3	257		
	C2R2-2T2	INGRESO	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0	1	0	9		
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	8		
	C2R3-2T3	INGRESO	0	0	1	0	0	1	0	0	0	2	2	0	0	2	0	0	1	0	0	1	0	1	1	0	12		
		SALIDA	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	1	1	0	0	8		
			105	101	92	111	240	421	671	950	874	802	767	706	720	812	593	844	802	882	912	864	793	654	335	185	1423	6	

ESTACIÓN DE AFORO VÍA DE EVITAMIENTO																											
FECHA: (VIERNES 23ENERO 2015)																											
	VEHICULO	SENTIDO	12-01 am	01-02 am	02-03 am	03-04 am	04-05 am	05-06 am	06-07 am	07-08 am	08-09 am	09-10 am	10-11 am	11-12 am	12-01 pm	01-02 pm	02-03 pm	03-04 pm	04-05 pm	05-06 pm	06-07 pm	07-08 pm	08-09 pm	09-10 pm	10-11 pm	11-12 pm	TOTAL
	AUTO	INGRESO	12	16	10	14	18	30	49	72	70	49	55	43	44	60	44	56	52	72	49	64	88	17	35	14	1033
		SALIDA	23	13	15	9	30	47	59	75	62	46	46	47	49	49	44	44	80	86	94	83	69	59	55	27	15
	TAXI	INGRESO	43	23	19	36	69	89	155	201	197	151	149	158	141	188	131	137	119	157	237	236	241	194	97	63	3231
		SALIDA	21	25	19	33	75	152	185	308	264	170	147	131	122	153	119	137	130	150	171	141	140	134	50	29	3006
	CAMIONETA	INGRESO	3	3	2	2	8	15	41	46	41	45	35	32	32	3	3	45	40	32	32	22	20	18	4	2	526
		SALIDA	3	2	1	3	6	22	19	35	35	35	33	30	35	32	26	44	49	42	39	19	22	16	5	2	555
	COASTER	INGRESO	0	1	0	1	6	31	44	63	64	55	51	42	49	60	42	46	36	44	51	57	35	21	6	3	808
		SALIDA	1	0	0	1	9	36	63	67	59	54	51	48	55	54	44	50	45	49	43	34	33	19	5	1	821
	S-S	INGRESO	0	1	1	2	1	6	4	8	9	3	3	1	3	6	3	5	4	10	6	4	1	3	0	2	86
		SALIDA	1	1	1	1	3	4	5	2	3	3	1	1	2	2	3	3	7	3	15	6	7	9	19	2	1
	S-TA	INGRESO	0	0	0	1	1	2	2	2	3	3	2	3	2	2	2	1	1	2	2	1	6	3	2	0	43
		SALIDA	1	1	0	1	2	3	4	1	1	1	1	1	2	1	2	2	3	5	2	4	3	4	1	0	47
	TA-TA	INGRESO	1	1	1	1	1	4	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	1	2	2	0	1	21
		SALIDA	0	1	0	0	0	3	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	12
	C2-S-S	INGRESO	1	5	3	5	5	7	14	35	32	30	33	30	33	36	20	25	32	28	26	18	10	7	1	1	462
		SALIDA	1	4	3	4	6	12	19	32	35	36	30	3	3	35	21	28	18	20	19	12	9	8	3	6	367
	C3-S-TA	INGRESO	0	1	1	1	2	2	4	11	6	11	10	8	11	14	7	2	7	2	11	5	2	2	1	0	121
		SALIDA	0	1	1	1	0	4	5	7	8	11	10	10	10	12	16	9	2	8	4	3	6	3	1	1	0
	C4-S-S	INGRESO	0	2	0	0	2	2	2	2	1	0	0	1	3	2	1	2	1	2	1	3	2	1	2	1	33
		SALIDA	0	2	0	0	1	3	3	2	2	2	2	2	1	1	0	1	3	1	2	0	0	1	1	1	30
	T2S1-2S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		SALIDA	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	10	2	0	0	2	0	0	20
	T2S2-2S2	INGRESO	0	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	2	0	0	0	1	1	0	0	0	6
	T2S3-2S3	INGRESO	0	1	0	0	0	0	1	0	1	1	1	2	2	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	12
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	3	2	0	1	1	0	0	13
	T3S1-3S1	INGRESO	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	6
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	2
	T3S2-3S2	INGRESO	0	0	0	0	0	4	1	2	2	3	1	1	1	2	1	1	2	3	1	1	2	1	2	0	31
		SALIDA	1	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	1	2	2	2	1	1	2	3	1	1	1	1	0	28
	T3S3-3S3	INGRESO	2	2	1	2	3	8	10	12	10	7	10	9	11	11	10	12	8	20	16	16	13	6	8	2	209
		SALIDA	2	1	2	4	4	9	11	10	10	12	14	12	10	16	8	11	9	15	10	13	6	7	3	1	200
	C2R2-2T2	INGRESO	0	0	0	1	0	1	1	1	0	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	10
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	7
	C2R3-2T3	INGRESO	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
			116	108	80	124	255	498	707	1002	924	732	690	622	628	752	546	705	671	777	812	746	723	546	262	145	13171

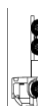
CUADRO 87 –Aforo Vehicular (Viernes 23de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento
(Elaboración Propia)

ESTACIÓN DE AFORO VÍA DE EVITAMIENTO																											
FECHA: (SABADO 24ENERO 2015)																											
VEHICULO		SENTIDO	12-01 am	01-02 am	02-03 am	03-04 am	04-05 am	05-06 am	06-07 am	07-08 am	08-09 am	09-10 am	10-11 am	11-12 am	12-01 pm	01-02 pm	02-03 pm	03-04 pm	04-05 pm	05-06 pm	06-07 pm	07-08 pm	08-09 pm	09-10 pm	10-11 pm	11-12 pm	TOTAL
	AUTO	INGRESO	25	2	5	13	5	17	21	75	73	70	69	64	71	63	68	87	88	80	83	96	110	77	38	14	1314
		SALIDA	15	3	14	1	9	15	23	70	74	68	73	58	73	58	69	80	71	85	81	63	66	44	30	15	1158
	TAXI	INGRESO	42	11	27	22	33	56	55	246	241	222	206	231	211	203	197	184	161	198	218	242	214	198	132	75	3635
		SALIDA	19	7	18	30	44	59	58	255	256	246	213	212	230	174	180	173	177	172	194	193	142	153	89	39	3333
	CAMIONETA	INGRESO	2	1	1	3	4	8	11	55	49	46	44	43	53	31	35	40	33	31	36	26	23	16	6	3	600
		SALIDA	2	1	1	2	6	10	3	48	50	39	45	39	46	39	30	41	35	50	35	29	15	17	8	4	595
	COASTER	INGRESO	1	1	0	0	2	23	41	63	63	61	59	45	52	50	46	37	32	41	52	33	28	15	8	2	755
		SALIDA	0	0	0	2	6	17	30	66	59	58	58	48	58	42	46	43	36	32	38	23	25	15	6	1	709
	S-S	INGRESO	0	1	0	1	2	3	0	0	4	3	4	1	2	5	6	4	3	7	4	1	1	2	2	1	57
		SALIDA	1	2	2	1	8	1	3	0	1	2	2	4	3	6	6	3	2	5	7	2	1	1	2	1	66
	S-TA	INGRESO	0	1	1	1	1	2	1	0	3	1	1	2	1	2	3	2	1	3	1	1	4	6	3	0	41
		SALIDA	1	1	1	0	2	2	2	0	1	1	1	1	1	1	2	3	2	2	4	2	2	1	1	1	35
	TA-TA	INGRESO	0	0	0	0	1	0	1	0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	3	0	0	1	13
		SALIDA	1	0	0	2	1	0	2	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	10
	C2-S-S	INGRESO	3	2	1	3	7	8	9	35	34	30	36	36	39	30	21	22	23	0	18	23	17	10	4	3	414
		SALIDA	2	1	1	3	3	6	5	33	33	32	31	31	40	35	23	25	24	16	16	7	9	11	6	5	398
	C3-S-TA	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	C4-SS	INGRESO	1	0	0	0	1	0	1	2	2	1	2	1	1	1	0	1	3	0	0	1	0	1	1	1	21
		SALIDA	0	0	1	0	0	1	2	3	3	3	4	1	2	0	1	1	1	1	1	2	1	1	0	1	30
	T2S1-2S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	4
	T2S2-2S2	INGRESO	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	5
		SALIDA	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	8
	T2S3-2S3	INGRESO	0	0	1	0	0	0	0	1	2	1	1	2	3	0	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	16
		SALIDA	0	0	0	0	1	1	1	0	1	1	3	3	0	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	13
	T3S1-3S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0	1	0	0	0	0	7
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1
	T3S2-3S2	INGRESO	0	0	0	0	1	0	2	1	1	1	1	1	2	1	1	10	2	0	2	0	1	0	1	0	28
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	1	2	2	2	2	2	2	2	2	0	2	2	2	2	1	1	0	23
	T3S3-3S3	INGRESO	0	0	2	3	0	1	8	19	15	14	15	12	15	10	13	3	6	0	9	7	11	10	3	2	178
		SALIDA	2	1	1	2	6	16	11	21	17	10	12	19	19	19	15	8	8	11	11	10	6	5	2	2	234
	C2R2-2T2	INGRESO	1	0	0	0	5	2	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	11
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	2
	C2R3-2T3	INGRESO	1	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	9
		SALIDA	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	3

CUADRO 88 –Aforo Vehicular (Sábado 24 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento
(Elaboración Propia)

CUADRO 89 –Aforo Vehicular (Domingo 25 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento (Elaboración Propia)

CUADRO 90 –Aforo Vehicular (Lunes 26 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento (Elaboración Propia)

ESTACIÓN DE AFORO VÍA DE EVITAMIENTO																											
FECHA: (MARTES 27ENERO 2015)																											
	VEHICULO	SENTIDO	12-01 am	01-02 am	02-03 am	03-04 am	04-05 am	05-06 am	06-07 am	07-08 am	08-09 am	09-10 am	10-11 am	11-12 am	12-01 pm	01-02 pm	02-03 pm	03-04 pm	04-05 pm	05-06 pm	06-07 pm	07-08 pm	08-09 pm	09-10 pm	10-11 pm	11-12 pm	TOTAL
	AUTO	INGRESO	11	14	8	18	9	32	58	50	65	50	77	68	50	51	41	58	56	72	49	64	24	27	13	11	976
		SALIDA	11	11	5	6	15	70	73	68	56	56	71	60	47	44	51	80	86	94	83	69	35	33	15	14	1153
	TAXI	INGRESO	35	26	24	21	36	70	145	177	176	203	205	139	154	139	137	119	157	203	201	116	69	67	49	2822	
		SALIDA	30	23	28	20	57	153	266	237	211	197	193	195	125	133	149	137	130	150	171	141	95	104	44	26	3015
	CAMIONETA	INGRESO	1	2	1	0	6	10	41	36	40	48	22	39	36	38	36	45	40	32	32	22	9	10	4	3	553
		SALIDA	3	2	2	0	5	23	34	38	36	32	35	32	33	29	36	44	49	42	39	19	15	21	6	2	577
	COASTER	INGRESO	0	0	0	1	5	33	57	57	65	68	56	48	61	63	56	47	36	44	51	57	17	13	12	6	853
		SALIDA	1	0	0	1	14	40	72	64	55	63	52	49	60	54	54	50	45	49	43	34	27	19	8	0	861
	S-S	INGRESO	0	1	0	1	0	5	4	7	10	5	3	2	7	6	10	5	4	10	6	4	0	2	2	2	96
		SALIDA	2	1	1	1	1	3	6	2	2	3	2	3	2	2	2	4	7	3	15	6	7	7	4	3	0
	S-TA	INGRESO	0	0	0	0	2	1	1	1	3	3	1	2	1	1	1	1	1	2	2	1	5	1	1	0	31
		SALIDA	0	1	0	1	1	4	3	1	2	0	1	2	1	2	3	2	3	5	2	4	3	1	0	0	42
	TA-TA	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	2	0	0	0	10
		SALIDA	0	1	0	1	0	2	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	14
	C2-S-S	INGRESO	2	5	2	6	6	10	16	29	21	24	27	26	30	29	19	25	35	28	26	26	11	7	2	2	414
		SALIDA	2	0	5	3	13	17	24	26	25	26	22	23	24	25	24	28	18	20	19	12	6	10	3	2	377
	C3-S-TA	INGRESO	0	0	0	0	3	2	3	15	3	6	7	6	10	8	4	2	7	2	11	5	3	1	0	0	98
		SALIDA	0	0	0	1	0	5	6	10	9	7	6	8	9	8	8	8	2	8	4	3	6	2	1	1	0
	C4-S-S	INGRESO	0	3	0	0	2	1	1	1	0	1	2	1	2	3	4	2	1	2	1	3	1	1	0	0	32
		SALIDA	0	2	0	0	1	2	4	1	1	1	2	1	1	1	1	1	3	1	2	0	0	1	1	0	27
	T2S1-2S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	2
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	3	10	2	0	0	0	1	0	0	17
	T2S2-2S2	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	4
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	1	0	1	0	0	2	0	0	0	1	0	0	0	0	7
	T2S3-2S3	INGRESO	0	0	0	0	0	0	1	0	2	0	1	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	8
		SALIDA	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	2	1	1	1	0	1	0	3	2	0	1	0	0	0	13
	T3S1-3S1	INGRESO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	5
		SALIDA	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	6
	T3S2-3S2	INGRESO	0	0	0	0	0	0	1	2	1	8	2	2	1	1	1	1	2	3	1	1	13	1	0	0	41
		SALIDA	1	0	0	0	0	0	0	1	2	0	3	2	1	0	1	3	1	2	3	1	1	0	1	2	26
	T3S3-3S3	INGRESO	3	1	1	1	6	12	9	9	7	4	11	10	15	9	11	12	8	20	16	16	0	9	8	2	200
		SALIDA	4	1	2	2	2	6	10	10	12	14	11	14	12	16	16	15	11	9	15	10	13	8	15	7	0
	C2R2-2T2	INGRESO	0	0	0	0	0	1	0	1	1	2	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	9
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	9
	C2R3-2T3	INGRESO	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
		SALIDA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	1	0	0	0	1	0	1	0	0	7

CUADRO 91 –Aforo Vehicular (Martes 27 de Enero del 2015) - Estación de Aforo Vía de Evitamiento
(Elaboración Propia)

2.6.1.2. RESULTADOS DE LOS CONTEOS VEHICULARES

En resumen el aforo vehicular en la Estación Vía de Evitamiento es el siguiente:

	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO	DOMINGO	TOTAL
	21- ene -15	22- ene -15	23- ene -15	24- ene -15	25- ene -15	26- ene -15	27- ene -15	
AUTO	2236	2129	1585	2066	2215	2472	2835	15538
TAXI	6239	5837	6220	6899	6237	6958	7121	45511
CAMIONETA	1135	1130	1032	1173	1081	1195	1025	7771
COASTER	1533	1714	1345	1853	1629	1464	1299	10837
S-S	134	183	142	150	188	123	164	1084
S-TA	89	73	67	92	90	76	85	572
TA-TA	23	24	32	31	33	23	25	191
C2-S-S	737	791	761	992	829	812	445	5367
C3-S-TA	216	202	178	260	244	0	75	1175
C4-SS	43	59	53	72	63	51	24	365
T2S1-2S1	0	19	3	5	20	6	0	53
T2S2-2S2	14	11	17	11	12	13	4	82
T2S3-2S3	24	21	24	21	25	29	15	159
T3S1-3S1	8	11	3	4	8	8	3	45
T3S2-3S2	67	67	63	48	59	51	46	401
T3S3-3S3	394	419	369	522	409	412	258	2783
C2R2-2T2	18	18	22	17	17	13	15	120
C2R3-2T3	12	10	10	20	12	12	7	83
TOTAL	12922	12718	11926	14236	13171	13718	13446	92137

CUADRO 92 – Resumen Aforo Vehicular Estación de Aforo Vía de Evitamiento
(Elaboración Propia)

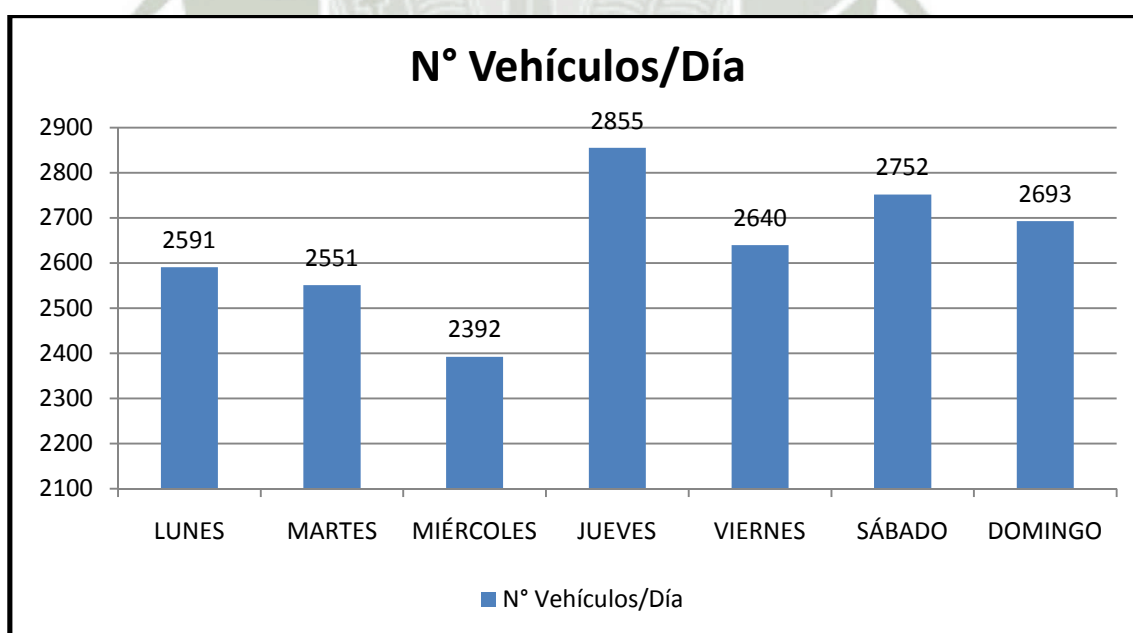
Considerando que el puente de este estudio se encuentra en la Av. Industrial, y que dicha avenida aún no está al 100% operativa, debido a que la construcción de la carpeta asfáltica no está completa, es que se determina de acuerdo a las estadísticas de las Unidades de Peaje PVN del Ministerio de Transportes y Comunicaciones-OGPP (Oficina de Estadística) para la Ciudad de Arequipa en los años 2000-2010, que el 20% del tráfico de la Av. Evitamiento circulará por la avenida Industrial, para que se utilice como vía alterna de ingreso a la autopista Arequipa La Joya, por lo tanto, se tendría el siguiente tráfico:

	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO	DOMINGO	TOTAL
	21- ene -15	22- ene -15	23- ene -15	24- ene -15	25- ene -15	26- ene -15	27- ene -15	
AUTO	448	426	317	414	443	495	567	3110
TAXI	1248	1168	1244	1380	1248	1392	1425	9105
CAMIONETA	227	226	207	235	217	239	205	1556
COASTER	307	343	269	371	326	293	260	2169
S-S	27	37	29	30	38	25	33	219
S-TA	18	15	14	19	18	16	17	117
TA-TA	5	5	7	7	7	5	5	41
C2-S-S	148	159	153	199	166	163	89	1077
C3-S-TA	44	41	36	52	49	0	15	237
C4-SS	9	12	11	15	13	11	5	76
T2S1-2S1	0	4	1	1	4	2	0	12
T2S2-2S2	3	3	4	3	3	3	1	20
T2S3-2S3	5	5	5	5	5	6	3	34
T3S1-3S1	2	3	1	1	2	2	1	12
T3S2-3S2	14	14	13	10	12	11	10	84
T3S3-3S3	79	84	74	105	82	83	52	559
C2R2-2T2	4	4	5	4	4	3	3	27
C2R3-2T3	3	2	2	4	3	3	2	19
TOTAL	2591	2551	2392	2855	2640	2752	2693	18474

CUADRO 93 – Resumen Aforo Vehicular Av. Industrial
(Elaboración Propia)

Los alcances del Conteo vehicular, indican que el mayor volumen de tráfico, ocurre el día jueves con 2,855 veh/día y el menor volumen vehicular el día miércoles con 2,392 veh/día, en ambos sentidos.

De acuerdo al estudio de tráfico la composición vehicular correspondiente es la siguiente



GRÁFICA 22 – Número de Vehículos Diarios-Av. Industrial
(Elaboración Propia)

2.6.2.METODOLOGÍA PARA HALLAR EL PROMEDIO DIARIO ANUAL (IMDA)

La metodología para hallar el Índice Medio Diario anual (IMD), corresponde a la siguiente:

$$IMDA = IMDs * FCm, \quad IMDs = \frac{(\sum Vi + \sum Vs + \sum Vd)}{7}$$

Ecuaciones 2.27 y 2.28 - Índice Medio Diario Anual y Semanal
(Cal, R. Mayor, R. Cárdenas, J. (1998). Ingeniería de Tránsito. Bogotá: Alfomega S.A.)

Donde:

IMDs =Volumen Clasificado Promedio de la Semana.

Vi =Volumen Clasificado Día Laboral (lunes, martes, miércoles, jueves, viernes, sábado, domingo).

Vs =Volumen Clasificado Día Sábado.

Vd =Volumen Clasificado Día Domingo.

FCm = Factor de corrección Mensual (según el mes que se efectuó el aforo).

2.6.2.1. OBTENCIÓN DE LOS FACTORES DE CORRECCIÓN

Los volúmenes de tráfico varían cada mes dependiendo de las épocas de cosecha, lluvias, estaciones del año, festividades, vacaciones, etc.; siendo necesario para obtener el Índice Medio Diario Anual (IMD), hacer uso de un factor de corrección estacionario.

Para obtener el factor de corrección, se relaciona el promedio de los IMD mensuales con el IMD anual, de la siguiente manera:

$$FCm = \frac{IMDa}{IMDm}$$

Ecuación 2.29 - Factor de Corrección Mensual (IMD)
(Cal, R. Mayor, R. Cárdenas, J. (1998). Ingeniería de Tránsito. Bogotá: Alfomega S.A.)

Donde:

FCm = Factor de corrección Mensual (según el mes que se efectuó el aforo).

IMDs =Volumen Promedio del Mes en que se efectúa el Conteo.

IMDa =Volumen Promedio de Año

En el presente caso, se asume el factor de corrección para el mes de enero, extraídos de las estadísticas de las Unidades de Peaje PVN del Ministerio de Transportes y Comunicaciones-OGPP (Oficina de Estadística) para la Ciudad de Arequipa en los años 2000-2010.

PEAJE	MES	VEHÍCULO	FCm
Variante de Uchumayo	Enero	Ligeros	0.80658
	Febrero	Ligeros	0.62089
	Marzo	Ligeros	0.95652
	Abril	Ligeros	1.12181
	Mayo	Ligeros	1.14658
	Junio	Ligeros	1.19861
	Julio	Ligeros	1.09617
	Agosto	Ligeros	1.08926
	Setiembre	Ligeros	1.17110
	Octubre	Ligeros	1.23351
	Noviembre	Ligeros	1.12952
	Diciembre	Ligeros	0.93860

CUADRO 94 – Factores de Corrección Promedio para Vehículos Ligeros (2000-2010)
(Fuente: Unidades de Peaje PVN, MTC-OGPP)

PEAJE	MES	VEHÍCULO	FCm
Variante de Uchumayo	Enero	Pesados	0.99181
	Febrero	Pesados	0.95794
	Marzo	Pesados	1.04921
	Abril	Pesados	1.10991
	Mayo	Pesados	1.13632
	Junio	Pesados	0.98220
	Julio	Pesados	1.09611
	Agosto	Pesados	1.04132
	Setiembre	Pesados	1.07659
	Octubre	Pesados	1.02532
	Noviembre	Pesados	1.03544
	Diciembre	Pesados	0.97679

CUADRO 95 – Factores de Corrección Promedio para Vehículos Pesados (2000-2010)
(Fuente: Unidades de Peaje PVN, MTC-OGPP)

2.6.2.2. DETERMINACIÓN DEL IMDA-SIN PROYECTO

Tipo de Vehículo	Tráfico Vehicular en dos Sentidos por Día							TOTAL	IMD _s	FC _m	IMD _a
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	SEMANA			
Auto	448	426	317	414	443	495	567	3110	444	0.80658	358
Taxi	1248	1168	1244	1380	1248	1392	1425	9105	1301	0.80658	1049
Camioneta	227	226	207	235	217	239	205	1556	222	0.80658	179
Micro	307	343	269	371	326	293	260	2169	310	0.80658	250
Bus 2E	27	37	29	30	38	25	33	219	31	0.99181	31
Bus 3E	18	15	14	19	18	16	17	117	17	0.99181	17
Bus 4E	5	5	7	7	7	5	5	41	6	0.99181	6
Camión C2	148	159	153	199	166	163	89	1077	154	0.80658	124
Camión C3	44	41	36	52	49	0	15	237	34	0.99181	34
Camión C4	9	12	11	15	13	11	5	76	11	0.99181	11
Semi Trayler 2S1	0	4	1	1	4	2	0	12	2	0.99181	2
Semi Trayler 2S2	3	3	4	3	3	3	1	20	3	0.99181	3
Semi Trayler 2S3	5	5	5	5	5	6	3	34	5	0.99181	5
Semi Trayler 3S1	2	3	1	1	2	2	1	12	2	0.99181	2
Semi Trayler 3S2	14	14	13	10	12	11	10	84	12	0.99181	12
Semi Trayler 3S3	79	84	74	105	82	83	52	559	80	0.99181	79
Trayler 2T2	4	4	5	4	4	3	3	27	4	0.99181	4
Trayler 2T3	3	2	2	4	3	3	2	19	3	0.99181	3
TOTAL	2591	2551	2392	2855	2640	2752	2693	18474	2639		2169

CUADRO 96 – Determinación del IMDA - Sin Proyecto
(Elaboración Propia)

2.6.3.PROYECCIÓN DE TRÁFICO

El tráfico proyectado se define como:

$$T_n = T_o(1 + i)^{(n-1)}$$

Ecuación 2.30 – Trafico Proyectado

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

T_n = Tránsito Proyectado al año (veh/día).

T_o = Tránsito Actual (veh/día).

n = Años del Periodo de Diseño.

i = Tasa Anual de Crecimiento del Tránsito

La proyección puede también dividirse en dos partes. Una proyección para vehículos de pasajeros que crecerá aproximadamente al ritmo de la tasa de crecimiento de la población y una proyección de vehículos de carga que crecerá aproximadamente con la tasa de crecimiento de la economía. Ambos índices de crecimiento correspondientes a la región que normalmente cuenta con datos estadísticos de estas tendencias.²¹

²¹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.

Según los registros de vehículos automotores, en la ciudad de Arequipa se tiene un incremento anual variable, tal como se puede apreciar en el siguiente Cuadro 97 “Parque Automotor de Arequipa” de la Oficina Registral Regional Arequipa categorizado por tipos durante los últimos 20 años.

Año	V. Ligero	V. Transp. Público	V. Pesados	V. Menores	TOTAL	Incremento	Tasa %
1989	27397	2974	7998	4601	42970		
1990	27735	3033	8205	4663	43636	666	1.50%
1991	29864	3814	8583	4784	47045	3409	7.80%
1992	31984	5451	8925	4903	51263	4218	9.00%
1993	33310	6339	9401	5009	54059	2796	5.50%
1994	35695	7739	10301	5175	58910	4851	9.00%
1995	41093	9145	11931	5463	67632	8722	14.80%
1996	45230	9677	12992	5692	73591	5959	8.80%
1997	47905	9893	13468	5921	77187	3596	4.90%
1998	57170	11072	15676	s/r	83918	6731	8.70%
1999	55129	10879	15178	6150	87336	3418	4.10%
2000	57336	11314	15785	6332	90767	3431	3.90%
2001	59605	11765	16409	6583	94362	3595	4.00%
2002	61989	12295	17084	6769	98137	3775	4.00%
2003	64593	12812	17793	7056	102254	4117	4.20%
2004	67790	13446	17499	7408	106143	3889	3.80%
2005	69748	13834	19183	7626	110391	4248	4.00%
2006	71752	14229	19976	7849	113806	3415	3.10%
2007	75296	14929	20931	8242	119398	5592	4.90%
2008	77700	15400	21562	8511	123173	3775	3.20%

Tasa de crecimiento promedio en los últimos 10 años **4.00%**

CUADRO 97 – Parque Automotor de Arequipa por Tipos: Años 1989-2008
(Fuente: Oficina Registral Regional de Arequipa)

Para la proyección del tráfico futuro, es necesario determinar la tasa de crecimiento del tráfico normal, la cual corresponde a la tasa de crecimiento poblacional del área de influencia para vehículos ligeros y a la tasa de crecimiento del PBI provincial para vehículos pesados.

Se ha tomado en consideración la tasa de crecimiento de la población del Distrito de Cerro Colorado de 4.3%, según el Instituto Nacional de Estadística e Informática. Para vehículos pesados deberíamos utilizar la tasa de crecimiento del PBI provincial, el cual es de 4% según el Plan Provincial de Desarrollo Concertado de Arequipa 2003-2010. Sin embargo, en vista de las consecuencias negativas que la crisis internacional pudiera tener sobre nuestra economía, tomaremos el promedio de las tasas de crecimiento del PBI a nivel nacional (2008 a 2012) que aparecen en el Marco Macroeconómico Multianual 2010-2012, aprobado en Sesión de Consejo de Ministros del 30 de mayo del año 2009. La tasa de crecimiento estimada es de 4,00% promedio anual.

Año	Tasa de Crecimiento Media Anual		
	V. Ligeros	T. Público Pasajeros	Transporte de carga
2012	4.30%	4.30%	4.00%

CUADRO 98 – Tasas Promedio de Crecimiento Vehicular Anual en Arequipa
(Elaboración Propia)

Entonces la Proyección de la demanda de tráfico se realizará para 10 años, de acuerdo a la Guía Metodológica de Contenido de los Estudios de Impacto Viales del MTC²²:

Tipo de Vehículo	Año 0	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5	Año 6	Año 7	Año 8	Año 9	Año 10
Vehículos Ligeros											
Auto	358	358	373	389	406	424	442	461	481	501	523
Taxi	1049	1049	1094	1141	1190	1241	1295	1350	1409	1469	1532
Camioneta	179	179	187	195	203	212	221	230	240	251	261
Micro	250	250	261	272	284	296	309	322	336	350	365
Bus 2E	31	31	32	34	35	37	38	40	42	43	45
Bus 3E	17	17	18	18	19	20	21	22	23	24	25
Bus 4E	6	6	6	7	7	7	7	8	8	8	9
Camión C2	124	124	129	135	141	147	153	160	166	174	181
Vehículos Pesados											
Camión C3	34	34	35	37	38	40	41	43	45	47	48
Camión C4	11	11	11	12	12	13	13	14	14	15	16
Semi Trayler 2S1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
Semi Trayler 2S2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4
Semi Trayler 2S3	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7
Semi Trayler 3S1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
Semi Trayler 3S2	12	12	12	13	13	14	15	15	16	16	17
Semi Trayler 3S3	79	79	82	85	89	92	96	100	104	108	112
Trayler 2T2	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	6
Trayler 2T3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4
Tráfico Normal	2169	2169	2259	2357	2457	2566	2674	2790	2910	3032	3161

CUADRO 99 – Proyección de Tráfico – Sin Proyecto
(Elaboración Propia)

2.6.4. TRÁFICO GENERADO

El tráfico generado es el que se produce como consecuencia del mejoramiento de la vía, este mejoramiento crea un desarrollo del potencial de la región haciendo que las necesidades de transporte se incrementen de manera notoria en algunas ocasiones, especialmente cuando la productividad, de cualquier tipo, de la región se encuentra estancada; de igual manera este efecto se detecta cuando se ejecutan proyectos de envergadura que propicien ese mismo crecimiento económico de la región.

²² Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2007). Guía Metodológica de Contenido de los Estudios de Impacto Viales. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.

Para el tráfico generado por las mejoras que se efectuarán en esta vía se consideró el incremento del 20% del tráfico normal actual.

Tráfico Generado por Tipo de Proyecto

Tipo de Intervención	% de Tráfico Normal
Mejoramiento	20

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones - MTC

Tipo de Vehículo	Año 0	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5	Año 6	Año 7	Año 8	Año 9	Año 10
Auto	358	358	373	389	406	424	442	461	481	501	523
Taxi	1049	1049	1094	1141	1190	1241	1295	1350	1409	1469	1532
Camioneta	179	179	187	195	203	212	221	230	240	251	261
Micro	250	250	261	272	284	296	309	322	336	350	365
Bus 2E	31	31	32	34	35	37	38	40	42	43	45
Bus 3E	17	17	18	18	19	20	21	22	23	24	25
Bus 4E	6	6	6	7	7	7	7	8	8	8	9
Camión C2	124	124	129	135	141	147	153	160	166	174	181
Camión C3	34	34	35	37	38	40	41	43	45	47	48
Camión C4	11	11	11	12	12	13	13	14	14	15	16
Semi Trayler 2S1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
Semi Trayler 2S2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4
Semi Trayler 2S3	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7
Semi Trayler 3S1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
Semi Trayler 3S2	12	12	12	13	13	14	15	15	16	16	17
Semi Trayler 3S3	79	79	82	85	89	92	96	100	104	108	112
Trayler 2T2	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	6
Trayler 2T3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4
Tráfico Normal	2169	2169	2259	2357	2457	2566	2674	2790	2910	3032	3161
Auto	0	0	75	78	81	85	88	92	96	100	105
Taxi	0	0	219	228	238	248	259	270	282	294	306
Camioneta	0	0	37	39	41	42	44	46	48	50	52
Micro	0	0	52	54	57	59	62	64	67	70	73
Bus 2E	0	0	6	7	7	7	8	8	8	9	9
Bus 3E	0	0	4	4	4	4	4	4	5	5	5
Bus 4E	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	2
Camión C2	0	0	26	27	28	29	31	32	33	35	36
Camión C3	0	0	7	7	8	8	8	9	9	9	10
Camión C4	0	0	2	2	2	3	3	3	3	3	3
Semi Trayler 2S1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
Semi Trayler 2S2	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Semi Trayler 2S3	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Semi Trayler 3S1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
Semi Trayler 3S2	0	0	2	3	3	3	3	3	3	3	3
Semi Trayler 3S3	0	0	16	17	18	18	19	20	21	22	22
Trayler 2T2	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Trayler 2T3	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Tráfico Generado	0	0	451	471	492	511	534	559	583	608	632
IMDA TOTAL	2169	2169	2710	2828	2949	3077	3208	3349	3493	3640	3793

CUADRO 100 - Tráfico Generado – Con Proyecto
(Elaboración Propia)

2.6.5. CÁLCULO DEL IMDA DE DISEÑO

El índice medio diario anual de diseño es igual a la suma del tráfico normal proyectado a 10 años más el tráfico generado proyectado a 10 años.

TIPO DE VEHÍCULO	IMDA TOTAL
Auto	628
Taxi	1838
Camioneta	313
Micro	438
Bus 2E	54
Bus 3E	30
Bus 4E	11
Camión C2	217
Camión C3	58
Camión C4	19
Semi Trayler 2S1	4
Semi Trayler 2S2	5
Semi Trayler 2S3	8
Semi Trayler 3S1	4
Semi Trayler 3S2	20
Semi Trayler 3S3	134
Trayler 2T2	7
Trayler 2T3	5
TOTAL	3793

**IMDA
DISEÑO
(Periodo
10 Años)**

**CUADRO 101 - Cálculo del Índice Medio Diario Anual del Proyecto
(Elaboración Propia)**

2.7. ESTUDIO DE TRAZO Y DISEÑO GEOMÉTRICO

2.7.1. ESTUDIOS DE TRAZO

La Avenida Industrial se orienta en sentido sureste-noroeste y viceversa, y presenta un trazo en línea recta interrumpido por la presencia de la Quebrada de Añashuayco, el pavimento de la Avenida Industrial en ambas laderas de la quebrada tiene la misma cota de 2483.00 m.s.n.m. como se observo en el Ítem 2.1.5 de este estudio.

Por lo tanto con la finalidad de darle continuidad a la Av. Industrial, se mantendrá el trazo en línea recta, de manera que el puente propuesto pueda franquear el cauce de la quebrada sin alterar los niveles en el pavimento existente y manteniendo una pendiente mínima para drenaje pluvial de 2%, tomando aguas arriba el lado oeste del puente.²³



Figura 15 –Vista Aérea de la Ubicación del Puente Añashuayco
(Fuente: Google Inc.)

2.7.2. DISEÑO GEOMÉTRICO

El diseño geométrico del Puente Añashuayco cumple las técnicas y procedimientos para diseños viales del Manual de Carreteras - Diseño Geométrico DG-2013, aprobado por D.S. N° 034-2008-MTC y constituye uno de los documentos técnicos de carácter normativo, que rige a nivel nacional y es de cumplimiento obligatorio, por los órganos responsables de la gestión de la infraestructura vial de los tres niveles de gobierno: Nacional, Regional y Local.

²³Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.

2.7.2.1. CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS

CLASIFICACIÓN VIAL		
Índice Medio Diario Anual	3793	Veh/D
Clasificación de Acuerdo a la Demanda	Carretera de Primera Clase	
Clasificación Según Condiciones Orográficas	Terreno Plano (Tipo 1)	
Velocidad de Diseño de Acuerdo a la Clasificación de la Red Vial	80 a 100	Km/h

CUADRO 102–Clasificación de Vial del Proyecto
(Elaboración Propia)

CLASIFICACION	OROGRAFIA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)											
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	
Autopista de primera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Autopista de segunda clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de primera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de segunda clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de tercera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												

CUADRO 103–Rangos de la Velocidad de Diseño en Función a la Clasificación de la Carretera por Demanda y Orografía

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

2.7.2.2. CRITERIOS Y CONTROLES BÁSICOS PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO

VEHÍCULO DE DISEÑO		
SEMIREMOLQUE SIMPLE (T3S3)		
Nomenclatura	T3S3	
Alto Total	4.1	m
Ancho Total	2.6	m
Largo Total	20.5	m
Separación entre Ejes	5.4/11.9	m

CUADRO 104–Vehículo de Diseño del Proyecto
(Elaboración Propia)

Tipo de Vehículo	Alto Total	Ancho Total	Vuelo Lateral	Ancho Ejes	Largo Total	Vuelo Delantero	Separación Ejes	Vuelo Trasero	Radio mín. Rueda Exterior
Vehículo Ligero (VL)	1.30	2.10	0.15	1.80	5.80	0.90	3.40	1.50	7.30
Ómnibus de dos ejes (B2)	4.10	2.60	0.00	2.60	13.20	2.30	8.25	2.65	12.80
Ómnibus de dos ejes (B3-1)	4.10	2.60	0.00	2.60	14.00	2.40	7.55	4.05	13.70
Ómnibus de dos ejes (B4-1)	4.10	2.60	0.00	2.60	15.00	3.20	7.75	4.05	13.70
Ómnibus de dos ejes (BA-1)	4.10	2.60	0.00	2.60	18.30	2.60	6.70/1.90/4.00	3.10	12.80
Semiremolque Simple (T2S1)	4.10	2.60	0.00	2.60	20.50	1.20	6.00/12.50	0.80	13.70
Remolque Simple (C2R1)	4.10	2.60	0.00	2.60	23.00	1.20	10.30/0.80/2.15/7.75	0.80	12.80
Semiremolque Doble (T3S2S2)	4.10	2.60	0.00	2.60	23.00	1.20	5.40/6.80/1.40/6.80	1.40	13.70
Semiremolque Remolque (T3S2S1S2)	4.10	2.60	0.00	2.60	23.00	1.20	5.45/5.70/1.40/2.15/5.70	1.40	13.70
Semiremolque Simple (T3S3)	4.10	2.60	0.00	2.60	10.50	1.20	5.40/11.90	2.00	1.00

CUADRO 105–Datos Básicos de los Vehículos de Tipo M utilizados para el Dimensionamiento de Carreteras
(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

2.7.2.3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

DISEÑO SECCIÓN TRANSVERSAL		
Ancho de Calzada	7.20	m
Ancho de Bermas	3.00	m
Inclinación de Bermas	2.50	%
Bombeo de la Calzada	2.50	%
Ancho de Vereda	0.75	m

CUADRO 106– Diseño Sección Transversal del Proyecto
(Elaboración Propia)

Clasificación	Autopista								Carretera				Carretera				Carretera			
IMDA	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Tipo	Primera Clase				Segunda Clase				Primera Clase				Segunda Clase				Tercera Clase			
Orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Velocidad de diseño: 30 km/h																		6,6	6,0	6,0
40 km/h														6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,0	6,0
50 km/h											7,2	7,2		7,2	6,6	6,6	6,6	6,6	6,0	
60 km/h			7,2	7,2			7,2	7,2			7,2	7,2	7,2	7,2	6,6	6,6	6,6	6,6		
70 km/h			7,2	7,2			7,2	7,2		7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	6,6		6,6			
80 km/h	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2						
90 km/h	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2									
100 km/h	7,2	7,2	7,2		7,2	7,2	7,2		7,2	7,2										
110 km/h	7,2	7,2			7,2	7,2														
120 km/h	7,2	7,2			7,2	7,2														
130 km/h	7,2	7,2																		

CUADRO 107–Ancho Mínimo de Calzada en Tangente

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Clasificación	Autopista								Carretera				Carretera				Carretera			
IMDA	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Características	Primeraclase				Segunda clase				Primera clase				Segunda clase				Tercera Clase			
Tipo de orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Velocidad de diseño: 30 km/h																		0,9	0,5	0,5
40 km/h														1,2	1,2	1,2	1,2	0,9	0,5	0,5
50 km/h											2,6	2,6		2,0	1,2	1,2	1,2	0,9	0,9	
60 km/h			3,0	3,0			2,6	2,6			2,6	2,6	2,0	2,0	1,2	1,2	1,2	1,2		
70 km/h			3,0	3,0			3,0	3,0		3,0	3,0	3,0	2,0	2,0	1,2		1,2			
80 km/h	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	2,0	2,0						
90 km/h	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0									
100 km/h	3,0	3,0	3,0		3,0	3,0	3,0		3,0	3,0										
110 km/h	3,0	3,0			3,0	3,0														
120 km/h	3,0	3,0			3,0	3,0														
130 km/h	3,0	3,0																		

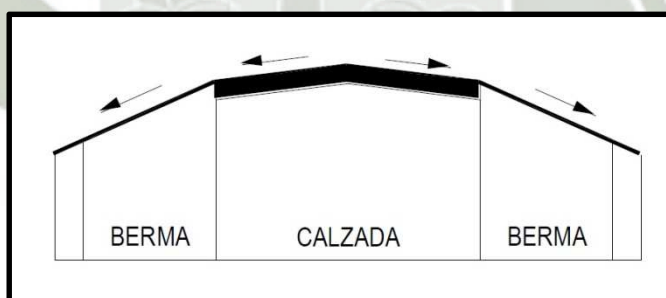
CUADRO 108–Ancho de Berma

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Tipo de Superficie	Bombeo (%)	
	Precipitación <500 mm/año	Precipitación >500 mm/año
Pavimento asfáltico y/o concreto Portland	2,0	2,5
Tratamiento superficial	2,5	2,5-3,0
Afirmado	3,0-3,5	3,0-4,0

CUADRO 109–Valores del Bombeo de la Calzada

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)


Figura 25 –Inclinación Transversal de Diseño

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

De acuerdo al Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (DG-2013), la sección transversal de los puentes, mantendrá la sección típica de diseño de la carretera en la cual se encuentra el puente. Dicha sección comprende también las bermas.

Los puentes además deberán estar dotados de veredas, cuyo inicio será a partir del borde exterior de las bermas y tendrán un ancho mínimo 0.75 m.²⁴

²⁴ Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.

La sección transversal la Avenida Industrial es la siguiente:

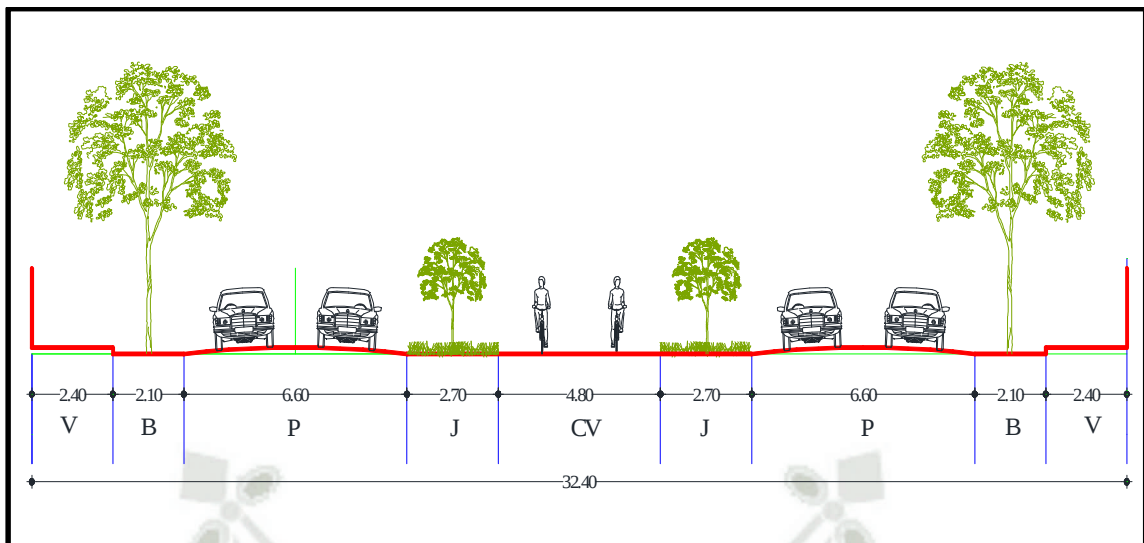


Figura 28 –Sección Vial Av. Industrial, Cerro Colorado, Arequipa
(Fuente: Municipalidad Distrital de Cerro Colorado, Arequipa-Perú)

Por lo tanto se mantendrá la sección vial de la Avenida Industrial en el diseño del Puente Añashuayco, ya que cumple con los parámetros del diseño geométrico y permite un tránsito fluido y sin interrupciones.

El ancho de vías se mantendrá de acuerdo al diseño geométrico conservando un ancho de carril de 7.20m.

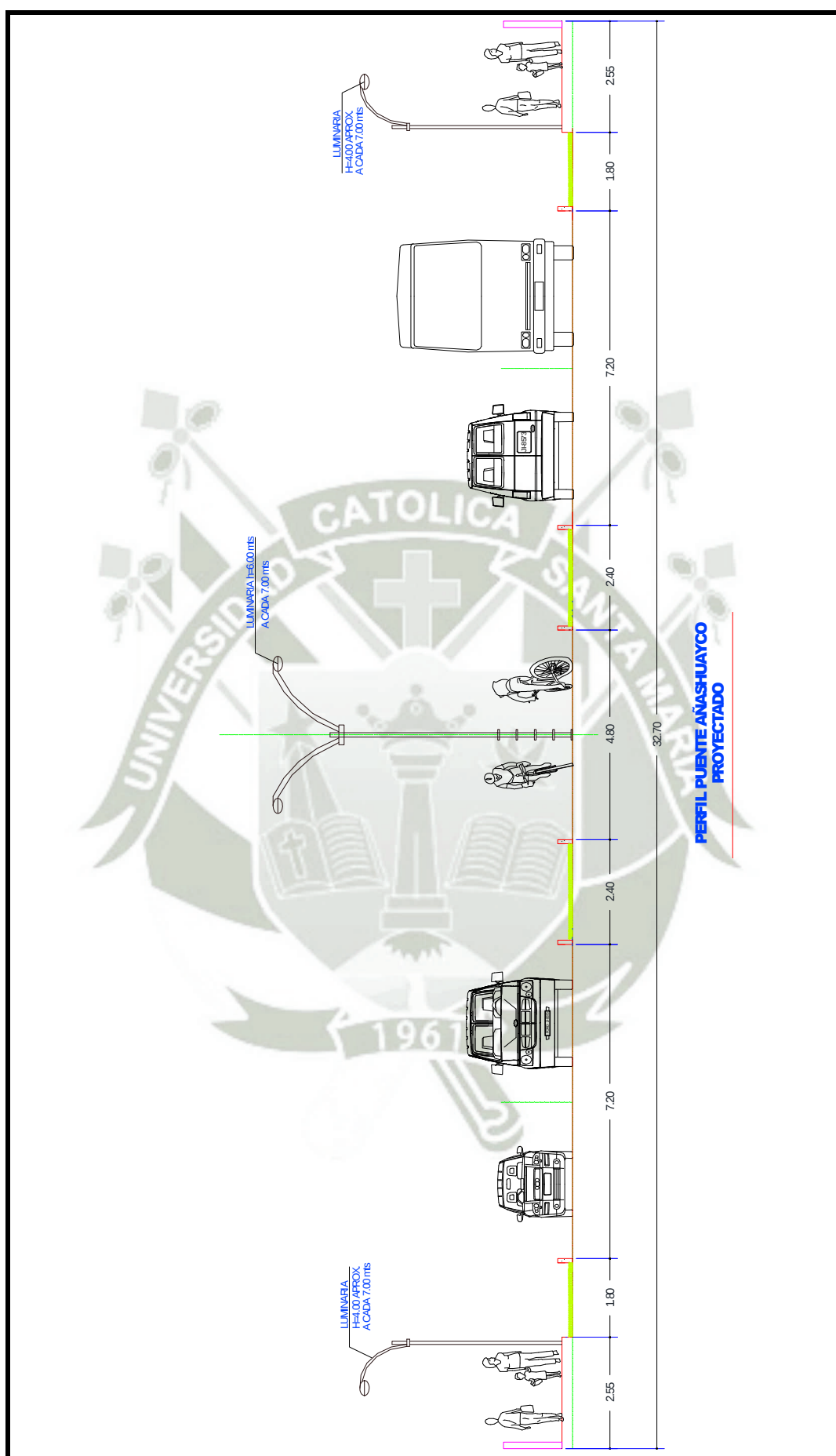
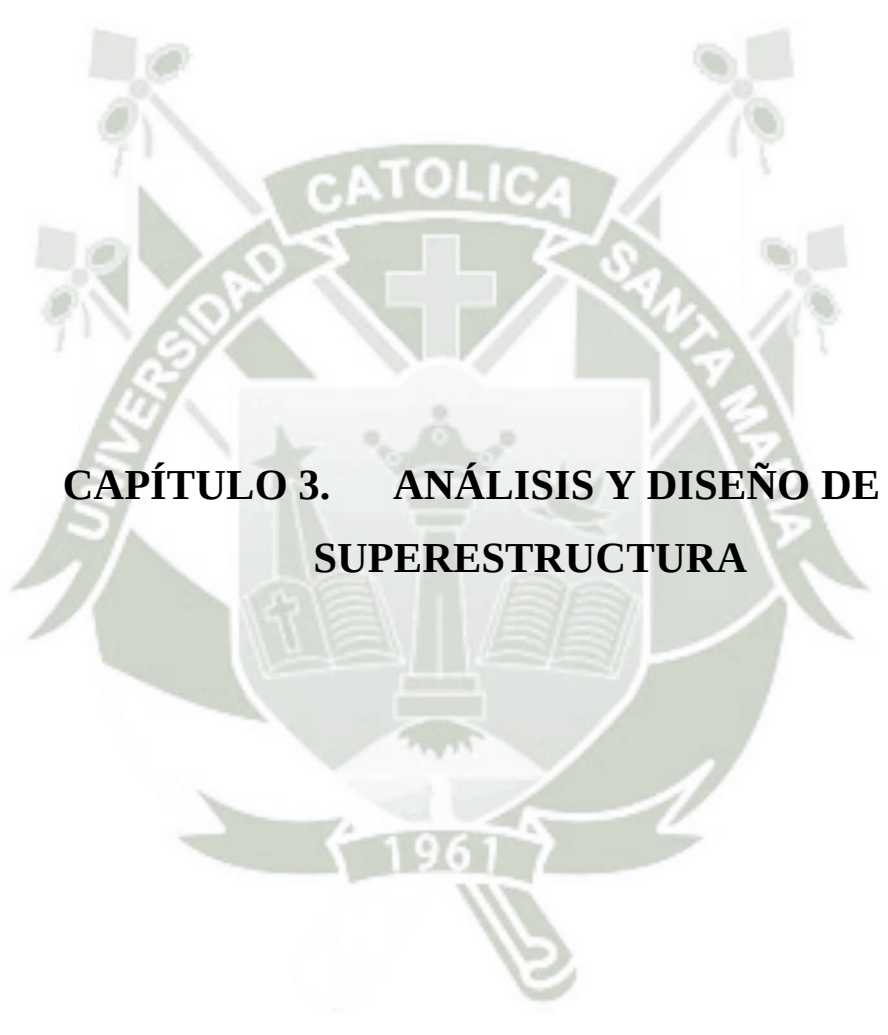


Figura 29 –Sección Vial de Diseño - Puente Añashuayco
(Elaboración Propia)



CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

3.1.1. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la desigualdad en la ecuación 3.1 el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística “Ø” el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística “Y_i”, su valor es un numero usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un estado limite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga “Q_i” que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores “ΣY_iQ_i” Si la resistencia nominal está dada por “R_n”, el criterio de seguridad es:

$$n \sum Y_i Q_i \leq \emptyset R_n = R_r$$

Ecuación 3.1 – Diseño por Factores de Carga y Resistencia

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

Y_i = Factor de Carga.

Ø = Factor de Resistencia.

n = Factor que Relaciona la Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa.

Q_i = Efectos de Fuerza.

R_n = Resistencia Nominal.

R_r = Resistencia Factorizada: ØR_n

La ductilidad, la redundancia y la importancia operacional son aspectos significantes que afectan el margen de seguridad de los puentes. Los primeros aspectos relacionan directamente a la resistencia física, el último aspecto se refiere a las consecuencias que ocurren cuando un puente esta fuera de servicio.²⁵

3.1.2. EVALUACIÓN DE CARGAS

Esto se efectuará según Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2003.

3.1.2.1. CARGAS PERMANENTES

Serán aquellas que actuaran durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente.

3.1.2.1.1. PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tal es como

²⁵ American Association of State Highway And Transportation Officials (2004): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington – USA.

veredas, superficie de rodadura, etc.

El peso propio será estimado en función de las dimensiones indicadas en el predimensionamiento. Considerando los valores medios de los siguientes valores específicos.

- Asfalto : 2.20 T/m^3 .
- Concreto Armado : 2.50 T/m^3 .
- Acero : 7.85 T/m^3 .

3.1.2.2. CARGAS VARIABLES

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

- Camión de Diseño, ó Tándem de diseño, tomándose aquello que en cada paso se produzcan los efectos más desfavorables.
- Sobrecarga Distribuida.

3.1.2.2.1. CAMIÓN DE DISEÑO

Las cargas por eje los espaciamientos por eje son los indicados en la figura 27, la distancia entre los dos ejes de 145 KN (14.78 ton.) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4.30 m. y 9.00 m; resultan los mayores efectos y se considerarán los efectos dinámicos para esta sobrecarga.

3.1.2.2.2. TÁNDEM DE DISEÑO

El tándem de diseño constituirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 KN (11.20 ton), espaciadas a 1.20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1.80 m. Se considerarán los efectos dinámicos para esta sobrecarga.

3.1.2.2.3. SOBRECARGA DISTRIBUIDA

Se considerará una sobrecarga de 9.30 KN/m (970 Kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzcan un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m. en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

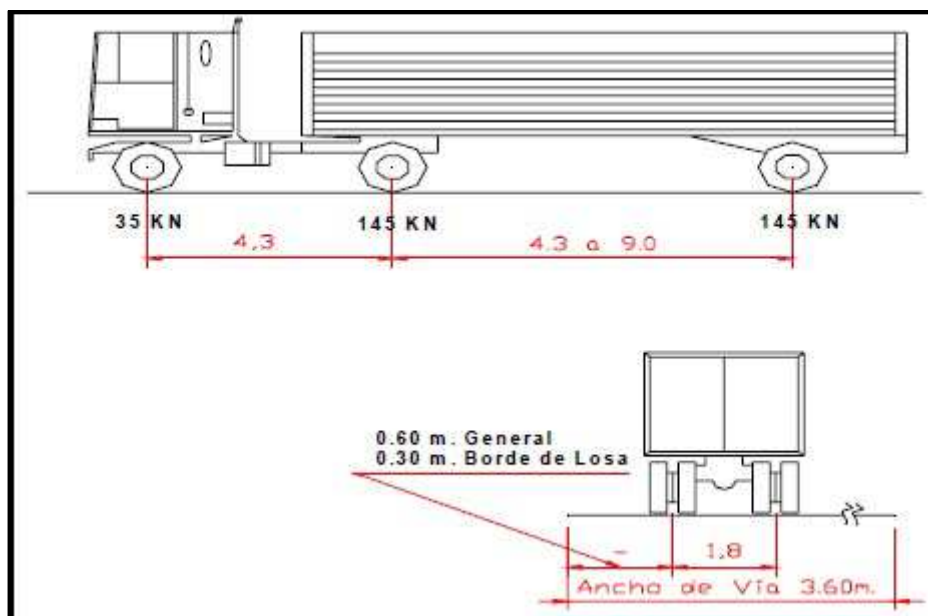


Figura 30 – Características del Camión de Diseño

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

3.1.2.2.4. MODIFICACIÓN POR NÚMERO DE VÍAS CARGADAS

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

Número de Vías Cargadas	Factor
1	1.2
2	1
3	0.85
4 ó más	0.65

CUADRO 110 – Factor de Modificación por Número de Vías Cargadas,

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

3.1.2.3. EFECTOS DINÁMICOS

Las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementan en los porcentajes indicados en el Cuadro 104 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

Componente	Porcentaje
Elemento de unión en el tablero (para todos los estados límites)	75%
Para otros Elementos	
• Estado límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

CUADRO 111– Efectos Dinámicos por Carga Móvil en Puentes,

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

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

3.1.2.4. CARGAS SOBRE VEREDAS Y BARANDAS

3.1.2.4.1. SOBRECARGAS EN VEREDAS

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3.5 KN/m² (360 Kg/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

3.1.2.4.2. FUERZAS SOBRE BARANDAS

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en la tabla siguiente.

Designación de Fuerzas y Designaciones	Por Niveles de Importancia de Puentes		
	PL-A	PL-2	PL-3
Ft Transversal (t)	12.30	24.50	52.60
Fl Longitudinal (t)	4.10	8.20	17.60
Fv Vertical Abajo(t)	2.05	8.20	22.64
Lt y Ll (m)	2.05	1.07	2.44
Lv (m)	5.50	5.50	12.20
He (m)	0.51	0.81	1.02
Mínima Altura del Pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

CUADRO 112 – Fuerzas de Diseño de Barandas de Puentes,

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

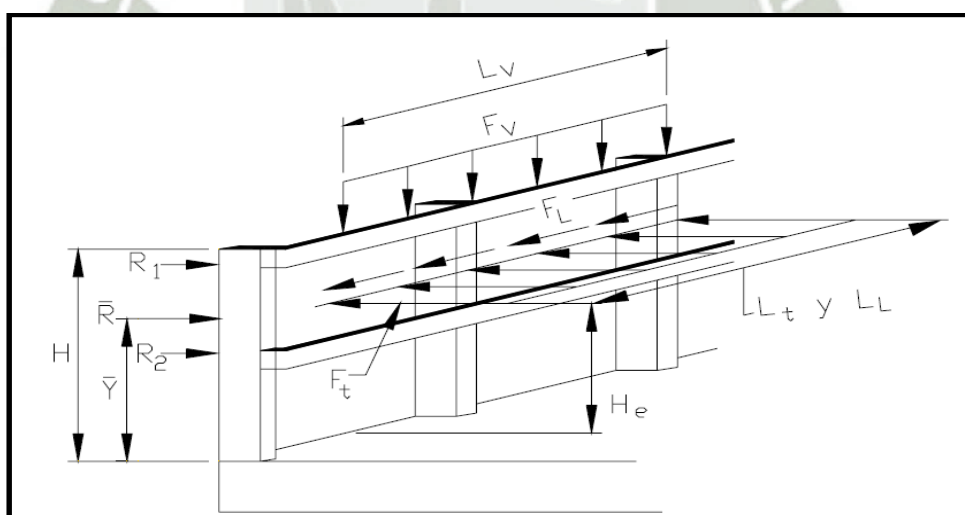


Figura 31 – Fuerzas de Diseño para Barandas de Puente

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Para este diseño se considera el PL-2 (Segundo Nivel de Importancia), usado para estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

3.1.2.5. VARIACIONES DE TEMPERATURA

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en el cuadro 107.

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto Armado	10° a 40°C	-10° a 35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a 50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a 35°C	10° a 50°C

CUADRO 113–Rangos de Temperatura (°C),

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

La temperatura de referencia será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicional a los cambios de temperatura especificados el cuadro 107.

Las diferencias de temperaturas T1 y T2 corresponderán a los valores positivos dados en el cuadro 108 ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos del cuadro por –0.5.

Región	Sin Asfalto		5 cm. Asfalto		10 cm. Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

CUADRO 114–Temperatura que Definen los Gradientes (°C),

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

3.1.2.6. CARGAS DE VIENTO

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10m o menos, medida desde el nivel del agua o la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante. Las velocidades a alturas mayores serán determinadas mediante:

$$V_z = CV_{10} \ln \frac{Z}{Z_0} \geq V_{10}$$

Ecuación 3.2 – Velocidad de Viento a la Altura Z

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

V_z = Velocidad del Viento a la Altura Z(Km/h).

V_{10} = Velocidad de Referencia Correspondiente a Z=10m(NTE E-020 - 2003).

Z = Altura por Encima del Nivel del Terreno o del Agua (m).

C, Z_0 = Constantes Dadas en el Cuadro 111.

Condición	Pueblos Abiertos	Sub Urbano	Ciudad
C (Km/h)	0.330	0.380	0.485
Z ₀ (m)	0.070	0.300	0.800

CUADRO 115–Valores de las Constantes C, Z₀

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

La presión horizontal del viento será calculada mediante la expresión:

$$P = P_b \left(\frac{V_z}{100} \right)^2$$

Ecuación 3.3 – Presión del Viento a la Altura Z

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

P = Presión del Viento (KN/m²).

V_z = Velocidad del Viento a la Altura Z (Km/h).

P_b = Presión Básica Correspondiente a una Velocidad de 100 Km/h, dada en el cuadro 112 (KN/m²).

Componente Estructural	Presión por Barlovento (KN/M ²)	Presión por Sotavento (KN/M ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de Pisos Largos	1.2	NA

CUADRO 116–Presiones Básicas para Velocidad del Viento de 100 Km/h,

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

En el caso de este proyecto, luego de calcular la presión del viento se obtiene un valor de 274.30 kgf/m².

3.1.2.7. EFECTOS DE SISMO

La disposición de esta sección es aplicable a puentes con una luz total no mayor que 150 m y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150 m será necesario un estudio de riesgo sísmico del sitio.

No se requerirá considerar acciones de sismo sobre alcantarillas y otras estructuras totalmente enterradas.

Se supondrán que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se 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 la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

3.1.3. NOTACIÓN DE CARGAS, FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES

Esto se efectuará según Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2003.

3.1.3.1. CARGAS Y NOTACIÓN

CARGAS PERMANENTES

DC =Carga Muerta de Componentes Estructurales y no Estructurales.

DW =Carga Muerta de la Superficie de Rodadura y Dispositivos Auxiliares.

CARGA TRANSITORIAS

CT =Fuerza de Choque Vehicular.

EQ =Fuerza de Sismo.

IM =Carga de Impacto.

LL =Carga Viva Vehicular.

PL =Carga Viva de Peatones.

SH = Fuerza de Contracción.

TG = Gradiente de Temperatura.

WS = Efecto de Viento Sobre la Estructura.

WL = Efecto de Viento Sobre la Carga Viva.

3.1.3.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 3.4 – Diseño por Factores de Carga y Resistencia

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

Q = Carga Total Factorizada.

n = Factor que Relaciona la Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa.

γ_i = Factor de Carga.

Q_i = Efectos de Fuerza.

ϕ = Factor de Resistencia.

R_n = Resistencia Nominal.

R_r = Resistencia Factorizada: ϕR_n

Las combinaciones aplicables de los efectos de fuerza extrema factorizada se especifican en los estados límites siguientes:

- RESISTENCIA I.- Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA III.- Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I.- Combinación de carga incluyendo el sismo.
- EVENTO EXTREMO II.- Combinación de carga relacionada al choque vehicular.
- SERVICIO I.- Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de grietas en estructuras de concreto armado.

El Factor “n” se determina como:

$$n = n_D n_R n_i > 0.95$$

Ecuación 3.5 – Factor de Importancia Operacional

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

n_D = Factor de Ductilidad.

n_R = Factor de Redundancia.

n_i = Factor de Importancia Operacional.

COMBINACIÓN DE CARGAS	n_D	n_R	n_i	n
RESISTENCIA I	1.00	1.05	1.00	1.05
RESISTENCIA III	1.00	1.05	1.00	1.05
EVENTO EXTREMO I	1.00	1.00	1.00	1.00
EVENTO EXTREMO II	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00

CUADRO 117– Factor “n” para los Estados Límite
(Fuente: Elaboración Propia)

Entonces los estados límites de carga factorizada, aplicando los factores de carga “ γ_i ”, se especifican en el siguiente cuadro.

Q	n	$\Sigma \gamma_i Q$
RESISTENCIA I	1.05	[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL + IM + PL) + 1.20(TG)]
RESISTENCIA III	1.05	[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.40(WS) + 1.20(TG)]
EVENTO EXTREMO I	1.00	[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.00(LL + IM + PL) + 1.00(EQ)]
EVENTO EXTREMO II	1.00	[1.25(DC) + 1.50(DW) + 0.50(LL + IM + PL) + 1.00(CT)]
SERVICIO I	1.00	[1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM + PL) + 0.30(WS) + 0.30(WL) + 1.20(TG)]

CUADRO 118– Estados Límite de Carga Factorizada

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

3.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

El diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección.

3.2.1. ACERO DE REFUERZO

Las barras de refuerzo deberán ser corrugadas, excepto que barras o alambre liso puede ser usado para espirales, estribos y mallas de alambre.

La resistencia nominal a la fluencia deberá ser el mínimo especificado para el grado de acero seleccionado. Cuando sea indispensable soldarse, se podrá recurrir al ASTM A706, barras corrugadas de acero de baja aleación para refuerzo de concreto.

Designación	Acero Corrugado Grado 60
Norma Nacional	NTP 341.031-2001 Grado 060
Norma Internacional	ASTM A 615-00 Grado 060
Resistencia a la Tracción	63 300 Kg/cm ²
Límite de Fluencia	42 200 Kg/cm ²
Modulo de Elasticidad	2 000 000 Kg/cm ²

CUADRO 119– Propiedades Mecánicas del Acero Corrugado Grado 60
(Fuente: Norma Técnica Peruana NTP 341.031-2001 Grado 060.)

Diámetro de Barra		Perímetro Nominal	Sección Nominal	Peso Nominal	Max. Espaciamiento Corrugaciones	Altura Mín. Corrugaciones	Cuerda de Corrugaciones	Longitud
Pulg.	cm	cm	cm ²	kg/m	cm	cm	cm	m
1/4	0.635	2	0.320	0.250	-	-	-	9
3/8	0.952	3	0.710	0.560	0.662	0.038	0.363	
1/2	1.270	4	1.290	0.994	0.888	0.051	0.485	
5/8	1.588	5	2.000	1.552	1.110	0.071	0.608	
3/4	1.905	6	2.840	2.235	1.335	0.096	0.728	
7/8	2.222	7	3.870	3.042	1.538	0.111	0.850	
1	2.540	8	5.100	3.973	1.779	0.127	0.973	
1 1/8	2.865	9	6.450	5.060	2.010	0.142	1.100	12
1 1/4	3.226	10	8.190	6.403	2.250	0.162	1.240	
1 3/8	3.580	11	10.060	7.906	2.500	0.180	1.370	
1 11/16	4.300	14	14.520	11.384	3.020	0.215	1.640	
2 1/4	5.733	18	25.810	20.238	4.010	0.258	2.190	

CUADRO 120– Dimensiones y Pesos del Acero Corrugado Grado 60
(Fuente: Harmsen, T. Mayorca, P.(2000). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú)

3.2.2. CONCRETO

Sólo se usarán concretos de densidad normal con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días y un modulo de elasticidad de 250998 Kg/cm^2 . El coeficiente de expansión térmica se tomara como $10.80 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C}$.²⁶

²⁶Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.

3.2.3. OTROS

Para barandas, tuercas, pernos, entre otros, los materiales cumplirán las especificaciones técnicas del Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003).

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO

La elección de la sección transversal del puente depende en general de la longitud de luz, del peralte utilizado, proceso constructivo, personal técnico, y medios auxiliares, equipos, etc.

Para el caso del predimensionamiento nos interesa la longitud de la luz del tramo, el peralte del puente, los espesores de losa y del alma de la sección, las dimensiones de la viga diafragma, las dimensiones de las barandas, etc.

Por lo cual se definió el empleo de una sección transversal tipo cajón, debido a que esta sección tiene como ventajas:

- Tiene una gran rigidez a la torsión.
- Admite mayores luces de tablero.
- Por su condición de sección cerrada, la viga cajón tiene una buena rigidez transversal, lo que reduce la distorsión de la sección.
- Es apta para soportar cargas descentradas, sin desequilibrar apenas la simetría de la distribución transversal de las tensiones longitudinales de flexión.
- Por su rigidez transversal, permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.
- Posee calidad estética ya que requiere un menor canto que las soluciones de vigas.

Descripción	Símbolo	Predimensionado	Magnitud	Unidad
Luz Libre del Puente	L	$L = \frac{Luz\ Total}{3}$	35.00	m
Peralte de la Sección	h	$h = 0.055L$	1.90	m
Espesor Losa Tablero Superior	t_s	$t_s = \frac{L_c}{20} \geq 175mm$	0.30	m
Espesor Losa Tablero Inferior	t_i	$t_i = \frac{L_c}{16} \geq 140mm$	0.30	m
Espesor Paredes y/o Almas	b_w	$b_w = 30\ cm$	0.30	m
Espaciamento entre Almas	S	$S = 1.5h$	2.60	m
Luz Libre entre Almas	L_c	$L_c = S - b_w$	2.30	m
N° de Celdas	N_c	$N_c = \frac{W - 2W_{VOL}}{S}$	11.00	-
Ancho de Calzada	W_{CAL}	$W_{CAL} = 6.60\ m$	6.60	m
Ancho de Ciclovía	W_{CIC}	$W_{CIC} = 4.80\ m$	4.80	m
Ancho de Berma	W_{BER}	$W_{BER} = 2.10\ m$	2.10	m
Ancho de Jardín	W_{JAR}	$W_{JAR} = 2.70\ m$	2.70	m
Ancho de Vereda	W_{VER}	$W_{VER} = 2.55\ m$	2.55	m
Ancho de Volado	W_{VOL}	$W_{VOL} = 0.60\ m$	1.90	m
Ancho Total de Sección	W	$W = 2W_{CAL} + W_{CIC} + 2W_{BER} + 2W_{JAR} + 2W_{VER}$	32.70	m
Peralte del Volado	tv	Variable de 0.40m al interior a 0.20 m al extremo	0.40	m
Espesor Superficie Rodadura	e	$e = 5\ cm$	0.05	m

CUADRO 121– Predimensionamiento del Puente

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Los estribos se encuentran en los extremos del puente y los pilares se ubicarán a 27.5 m y 62.5 m del extremo del puente, esto con la finalidad de optimizar la distribución de los esfuerzos internos de la superestructura.

Se añadirán vigas diafragmas transversales que se usan como riostras en los extremos de las luces libres del puente, para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales.

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD requiere además que los tableros en las líneas de discontinuidad, caso de bordes, sean reforzados por una viga u otro elemento, la cual debe estar integrada o actuar de forma compuesta con el tablero.

Por lo cual, la ubicación de los diafragmas será en los extremos de la superestructura y sobre los pilares del puente.

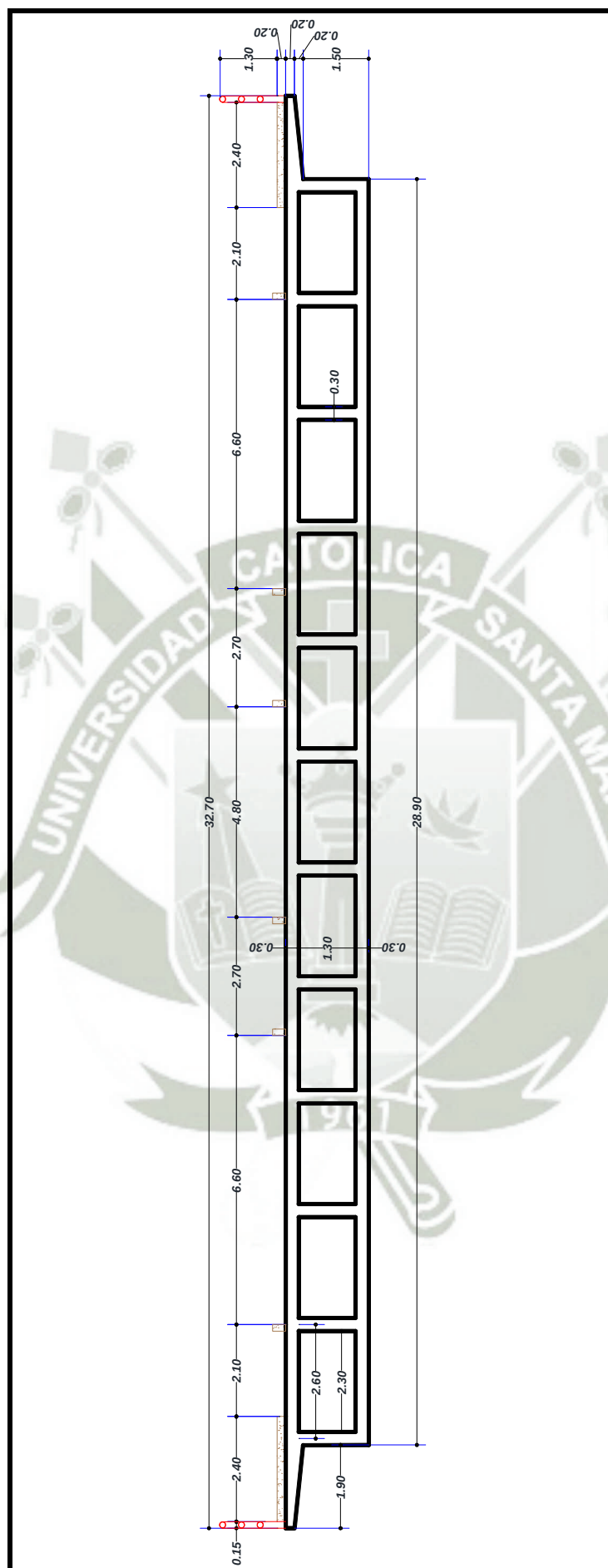


Figura 32 – Sección Transversal del Puente Tipo Cajón Multicelular – Puente Añashuayco
(Elaboración Propia)

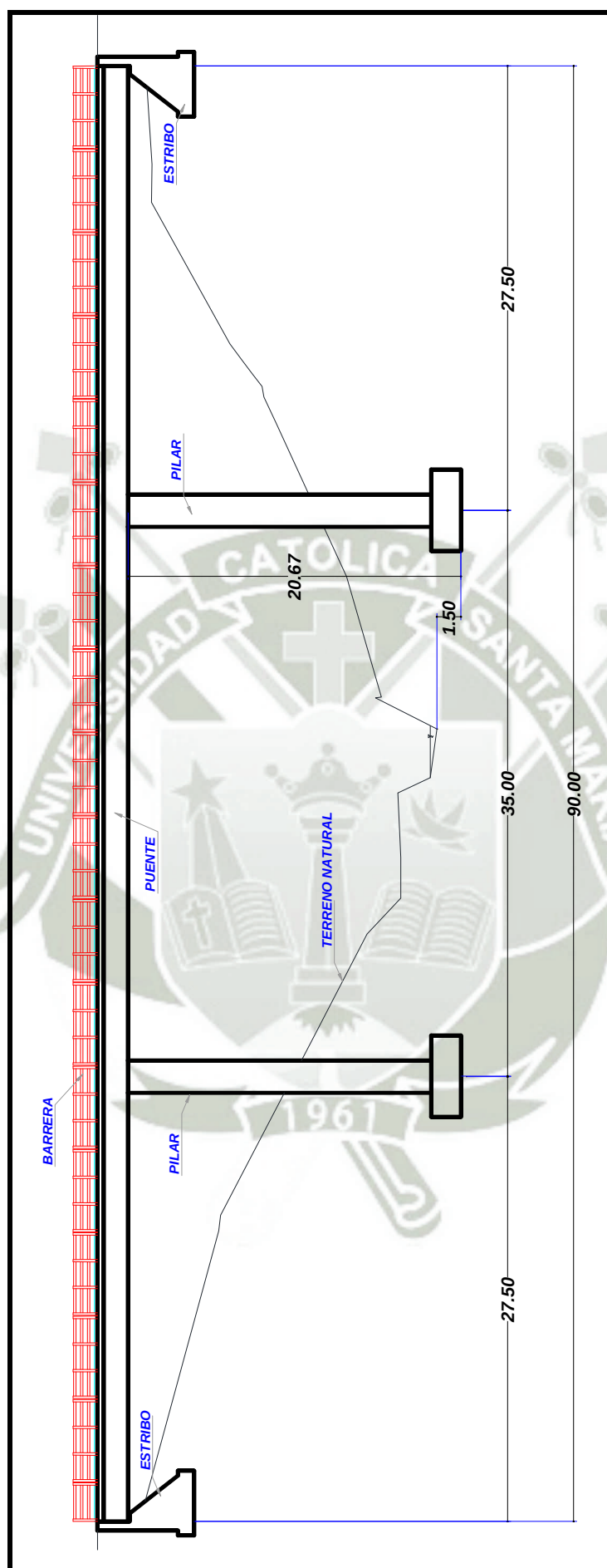


Figura 33 – Vista de Perfil del Puente Añashuayco
(Elaboración Propia)

3.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR COMPUTADORA

El método de análisis a utilizar será el software CSI Bridge. El cual implementa un enfoque paramétrico de modelado, basado en objetos para el desarrollo de sistemas de puentes analíticos. Esto permite asignar a la composición del puente un conjunto de objetos (superestructura, calzada, subestructura, pilares, muelles, sistema de fundación, etc.)

Después de modelar, CSiBridge proporciona opciones para la asignación de casos de carga y combinaciones. Cargas muertas, cargas vivas, carga de vehículo (móvil), carga sísmica, carga de viento, etc. Estas cargas se generan de acuerdo con el código de construcción (Manual de Diseño de Puentes. MTC. 2003) y se asignan de acuerdo a la geometría del modelo, además se pueden ser asignadas envolventes de condiciones de carga.

Después, el modelo basado en el objeto original se traduce un modelo matemático de elementos finitos y se somete a los casos de carga, combinaciones, y envolventes. El proceso de análisis estructural sigue directamente considerando la geometría, las propiedades de los materiales y las rigideces en los objetos, con lo cual se genera la solución entregando las deformaciones, esfuerzos y fuerzas internas de los objetos.

Las capacidades de análisis estructural van mucho más allá del comportamiento elástico y la evaluación de los comportamientos inelásticos. Linealidades geométricas y de materiales proporcionan información sobre resistencia, ductilidad, y otras medidas de rendimiento crítico con la respuesta bajo carga extrema. También el Software realiza los análisis dinámicos (constante por el estado, la respuesta de espectro, y el tiempo-historia) proporcionando una mayor comprensión de la capacidad de recuperación para un terremoto.

Las características adicionales de análisis pueden explicar el comportamiento de fluencia y retracción.

CSI Bridge no muestra los momentos y fuerzas internos de para el análisis estructural de los objetos complementarios añadidos a la superestructura del puente como: diafragmas, volados, barandas, etc., Por lo que se usaran el Software Sap 2000 para el análisis estructural de dichos elementos. Este Software realiza al igual que CSI Bridge un método de análisis estructural por elementos finitos, mostrando los esfuerzos internos para las diferentes solicitaciones de cargas.

27

²⁷Computers and Structures, Inc. (CSI Bridge).

3.4.1. MODELO GEOMÉTRICO

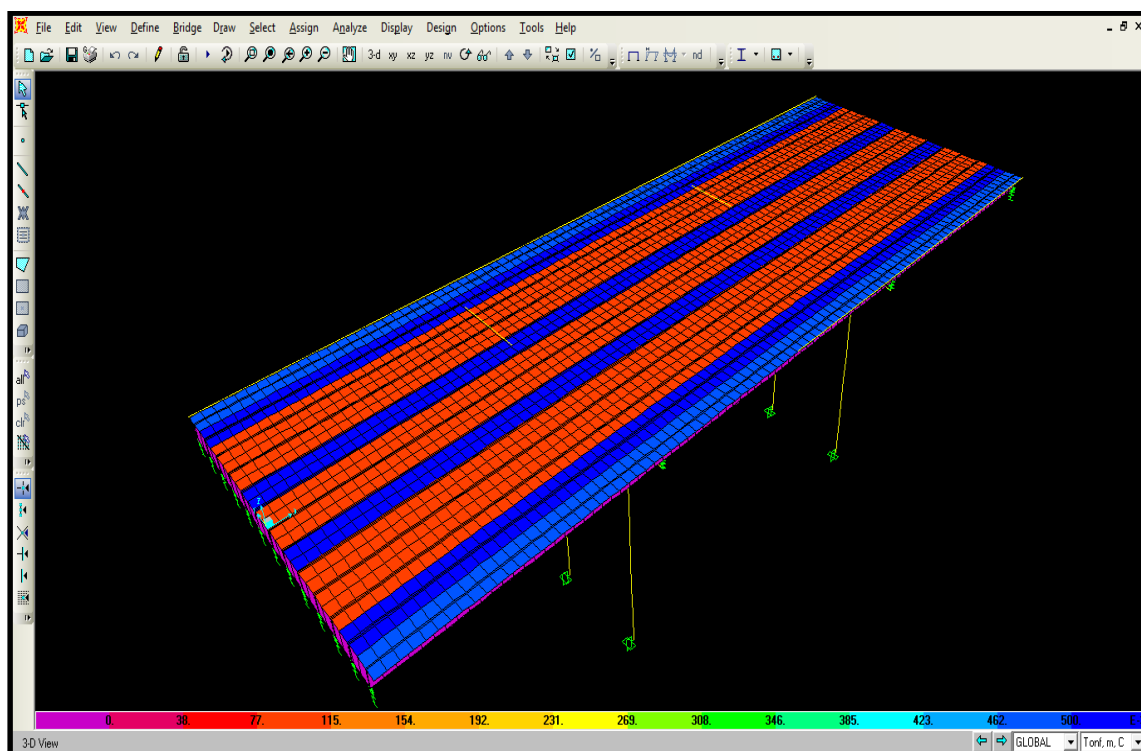


Figura 34 – Modelo Geométrico Tablero Tipo Cajón Multicelular - Puente Añashuayco
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

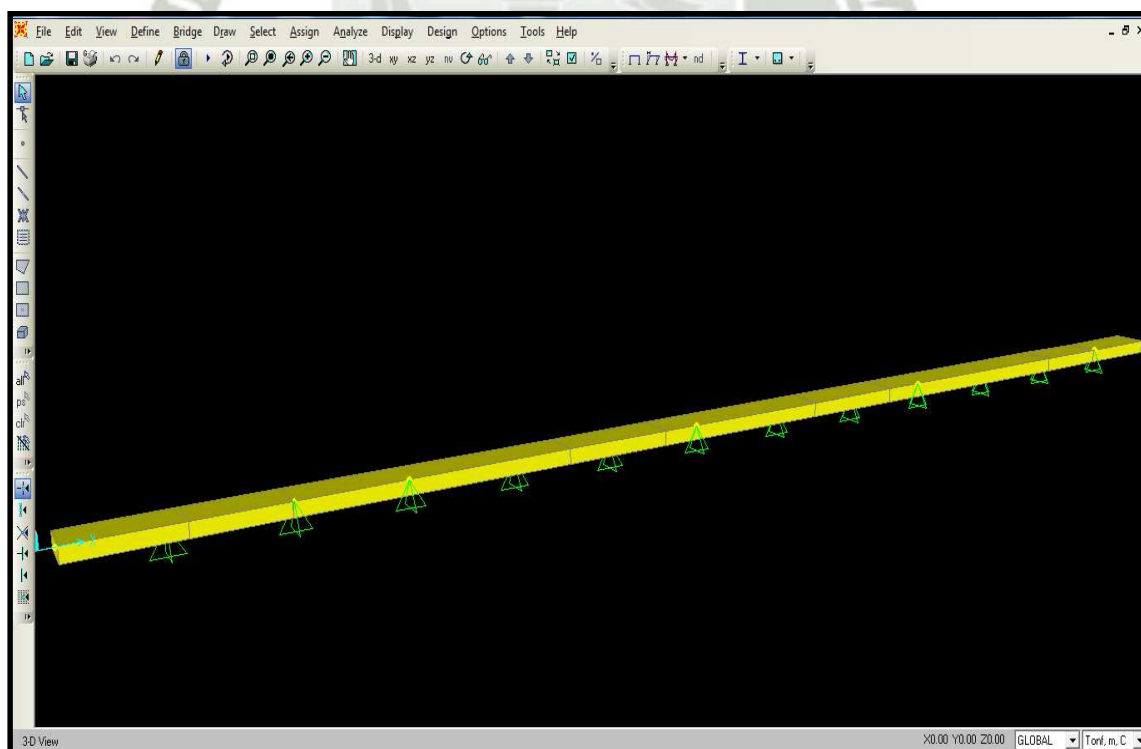


Figura 35 – Modelo Geométrico Losa en Volado - Puente Añashuayco
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - Sap 2000)

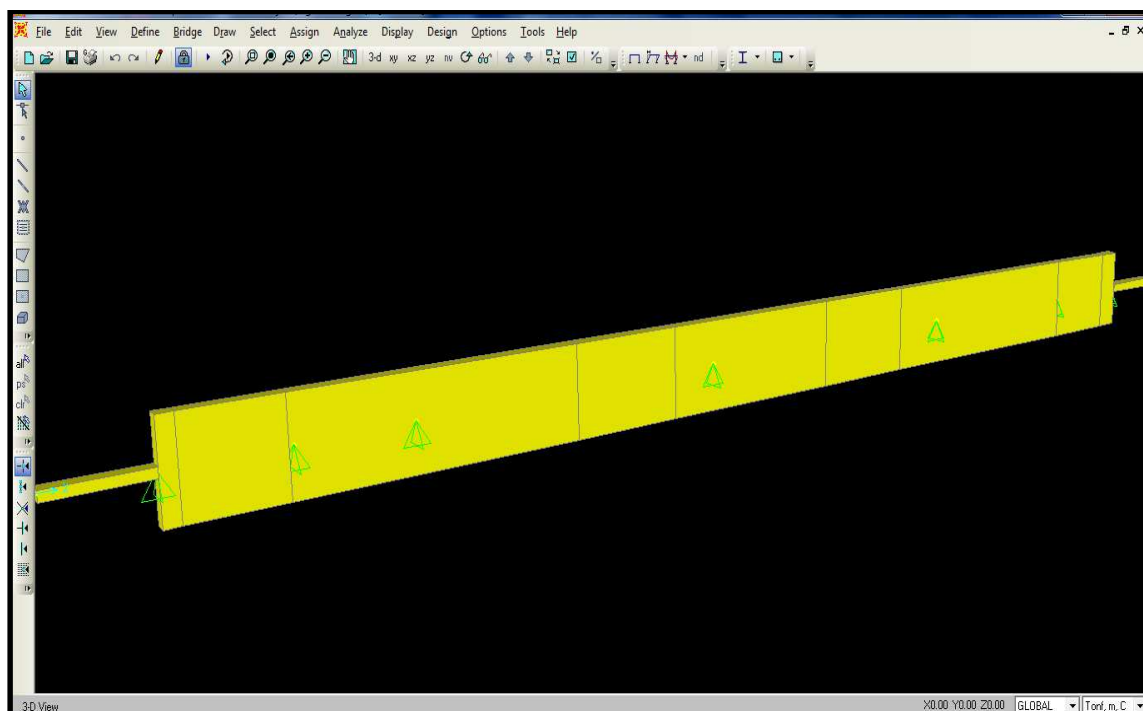


Figura 36 – Modelo Geométrico Viga Diafragma - Puente Añashuayco
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - Sap 2000)

3.4.2. COMBINACIONES DE CARGAS Y ENVOLVENTE

TABLE: Combination Definitions - Tablero					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
RESISTENCIA I	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.313
RESISTENCIA I			Moving Load	MOVIL	1.838
RESISTENCIA I			Linear Static	CARGAS MUERTAS	1.575
RESISTENCIA I			Linear Static	CARGAS VIVAS	1.838
RESISTENCIA I			Linear Static	TEMPERATURA	1.260
RESISTENCIA III	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.313
RESISTENCIA III			Linear Static	VIENTO	1.470
RESISTENCIA III			Linear Static	CARGAS MUERTAS	1.575
RESISTENCIA III			Linear Static	TEMPERATURA	1.260
EVENTO EXTREMO I	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.313
EVENTO EXTREMO I			Moving Load	MOVIL	1.000
EVENTO EXTREMO I			Linear Static	CARGAS MUERTAS	1.575
EVENTO EXTREMO I			Response Spectrum	ESPECTRA	1.000
EVENTO EXTREMO I			Linear Static	CARGAS VIVAS	1.000
SERVICIO I	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.000
SERVICIO I			Moving Load	MOVIL	1.000
SERVICIO I			Linear Static	CARGAS MUERTAS	1.000
SERVICIO I			Linear Static	VIENTO	0.300
SERVICIO I			Linear Static	TEMPERATURA	1.200
SERVICIO I			Linear Static	CARGAS VIVAS	1.000
ENVOLVENTE	Envelope	No	Response Combo	RESISTENCIA I	1.000
ENVOLVENTE			Response Combo	RESISTENCIA III	1.000
ENVOLVENTE			Response Combo	EVENTO EXTREMO I	1.000
ENVOLVENTE			Response Combo	SERVICIO I	1.000

CUADRO 122–Combinacionesde Carga - Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

TABLE: Combination Definitions – Losa en Volado					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
RESISTENCIA I	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3125
RESISTENCIA I			Linear Static	CARGA MUERTA	1.575
RESISTENCIA I			Linear Static	BARRERA	1.575
RESISTENCIA I			Moving Load	MOVIL	1.8375
EVENTO EXTREMO II	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3125
EVENTO EXTREMO II			Linear Static	CARGA MUERTA	1.575
EVENTO EXTREMO II			Linear Static	BARRERA	1.575
EVENTO EXTREMO II			Moving Load	MOVIL	0.5
EVENTO EXTREMO II			Linear Static	COLISION	1
CM+CT	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3125
CM+CT			Linear Static	CARGA MUERTA	1.575
CM+CT			Linear Static	BARRERA	1.575
CM+CT			Linear Static	COLISION	1

CUADRO 123 –Combinaciones de Carga – Losa en Volado
(Fuente: Computers and Structures, Inc. –Sap 2000)

TABLE: Combination Definitions – Viga Diafragma					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
RESISTENCIA I	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3125
RESISTENCIA I			Linear Static	CARGA MUERTA	1.575
RESISTENCIA I			Linear Static	CARGA VIVA	1.8375
RESISTENCIA I			Moving Load	MOVIL	1.8375

CUADRO 124 –Combinaciones de Carga – Viga Diafragma
(Fuente: Computers and Structures, Inc. –Sap 2000)

3.4.3. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

El Software CSI Bridge utiliza una sección de corte definida por grupos para obtener las fuerzas del puente y diagramas de esfuerzos. Estos cortes de sección se forman automáticamente a través de la definición paramétrica del modelo de puente.

El sistema de cortes de sección del puente (equivalente a frame en Sap 2000) presenta las coordenadas siguientes:

- El eje local 1 de un objeto puente es longitudinal en el sentido del tráfico, este eje es ortogonal a la sección de corte del puente.
- El eje local 2 es normal al eje local 1, orientado en el plano vertical.
- El eje local 3 es normal tanto a los locales 1 y 2 ejes, siguiendo la regla de la mano derecha, y está orientado al lado derecho del tablero del puente.

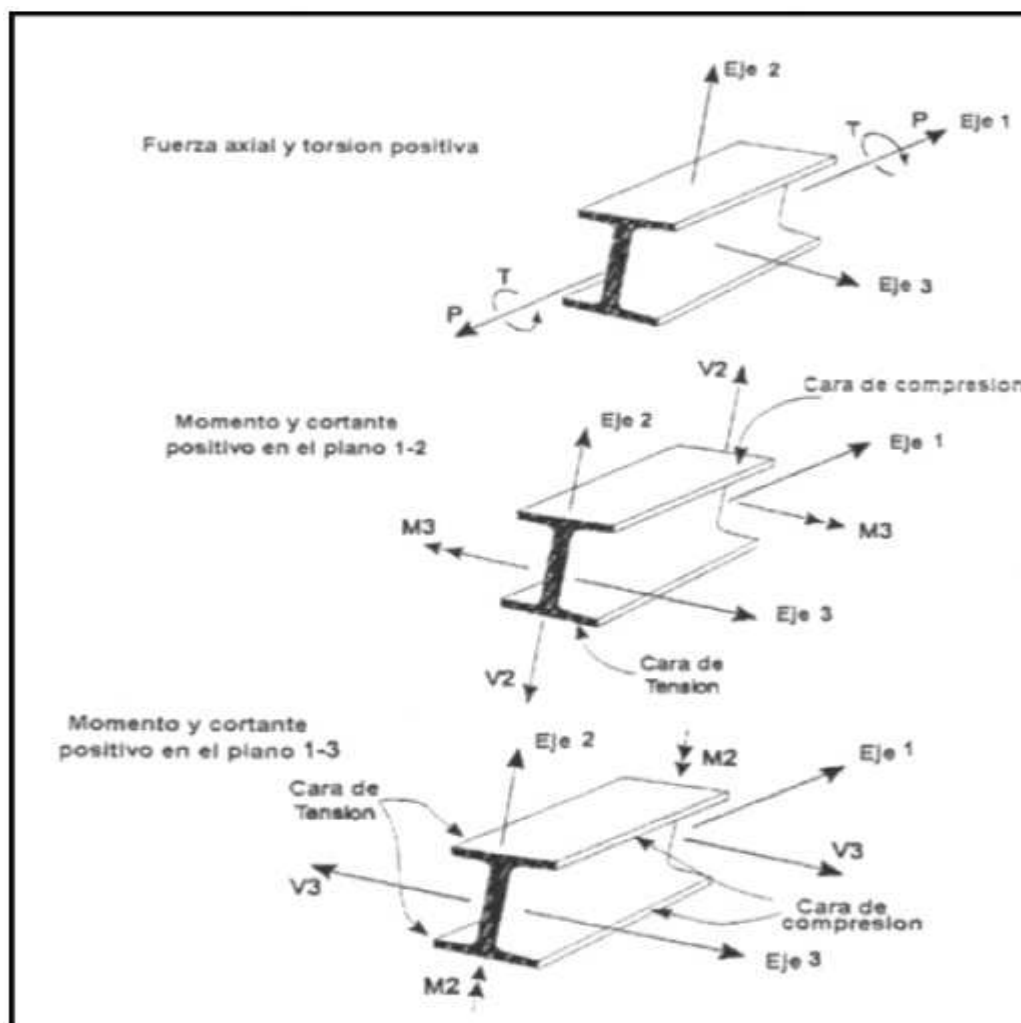


Figura 37 – Fuerzas y Momentos Internos de una Sección Puente en CSI Bridge
(Fuente: Computers and Structures)

Para el caso de elementos de área, el software muestra las fuerzas y momentos distribuidos por unidad de longitud en cada cara del elemento-área. La convención de signos de los elementos área es la siguiente:

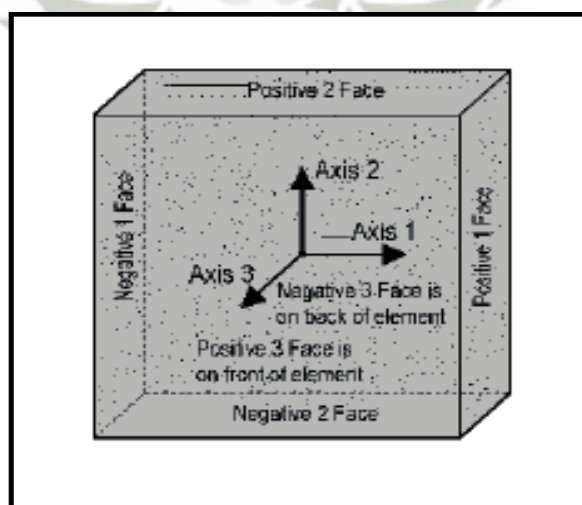


Figura 38 – Fuerzas y Momentos Internos de un Elemento Área en CSI Bridge
(Fuente: Computers and Structures)

- F11: Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- F22: Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.
- F12: Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2 y en las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- M11: Momento por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.
- M22: Momento por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.
- M12: Momento Torsor por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1 y en las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.
- V13: Corte por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) en dirección 3.
- V23: Corte por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) en dirección 3.

Para el diseño de la superestructura se tomará las fuerzas y momentos máximos y mínimos obtenidos de la envolvente de combinaciones de cargas. Dichos valores se encuentran resaltados con el color rojo en las siguientes tablas.

3.4.3.1. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN MULTICELULAR

A continuación se muestran tablas con las fuerzas y momentos últimos para cada viga del tablero de puente, dichos valores fueron determinados con una envolvente realizada para las combinaciones de carga.

3.4.3.1.1. LOSA SUPERIOR DEL TABLERO

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
LOSA SUPERIOR		RESISTENCIA I	Combination	Max	0.00	47.81	0.00	10.89	0.00	15.79
LOSA SUPERIOR		RESISTENCIA I	Combination	Min	0.00	-44.04	0.00	-10.89	0.00	-13.88
LOSA SUPERIOR		SERVICIO I	Combination	Max	0.00	26.31	0.00	5.93	0.00	8.65
LOSA SUPERIOR		SERVICIO I	Combination	Min	0.00	-24.26	0.00	-5.93	0.00	-7.71

CUADRO 125 – Fuerzas y Momentos Losa Superior – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

3.4.3.1.2. VIGAS PRINCIPALES DEL TABLERO

VIGAS EXTERIORES

TABLE: Resumen Envolventes Max/Min Exterior Girder							
Girder	ItemType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Left Exterior Girder	Max	434.18	103.25	331.25	166.93	262.20	348.83
	Min	-310.75	-108.89	-383.27	-179.65	-192.40	-592.89
Rigth Exterior Girder	Max	430.96	103.19	382.91	179.55	192.02	348.32
	Min	-310.64	-108.82	-330.38	-166.88	-262.18	-592.14
Valor Máximo		434.18	103.25	382.91	179.55	262.20	348.83
Valor Mínimo		-310.75	-108.89	-383.27	-179.65	-262.18	-592.89

CUADRO 126 – Fuerzas y Momentos Vigas Exteriores (Envolvente) – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

TABLE: Resumen Combination Servicio I Max/Min Exterior Girder							
Girder	ItemType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Left Exterior Girder	Max	417.80	47.73	317.93	143.53	249.32	218.47
	Min	-279.47	-78.30	-366.80	-153.43	-183.57	-403.26
Rigth Exterior Girder	Max	417.14	47.69	366.15	153.34	183.44	218.40
	Min	-277.80	-78.16	-317.76	-143.54	-248.62	-402.49
Valor Máximo		417.80	47.73	366.15	153.34	249.32	218.47
Valor Mínimo		-279.47	-78.30	-366.80	-153.43	-248.62	-403.26

CUADRO 127 – Fuerzas y Momentos Vigas Exteriores (Servicio) – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

VIGAS INTERIORES

TABLE: Resumen Envolventes Max/Min Interior Girder							
Girder	ItemType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Interior Girder 1	Max	259.50	170.86	525.85	216.67	310.65	509.23
	Min	-140.92	-168.10	-590.52	-224.32	-276.96	-787.97
Interior Girder 2	Max	90.85	195.65	418.42	59.49	242.16	493.34
	Min	-102.27	-191.65	-480.43	-67.40	-229.86	-826.96
Interior Girder 3	Max	94.41	140.80	311.12	111.03	176.29	484.28
	Min	-136.13	-136.47	-351.35	-120.18	-168.83	-735.54
Interior Girder 4	Max	114.58	149.95	205.76	58.27	115.29	489.96
	Min	-184.44	-145.42	-229.51	-64.29	-110.27	-743.33
Interior Girder 5	Max	128.85	151.53	103.30	87.36	57.87	489.92
	Min	-212.37	-146.73	-114.79	-90.09	-58.72	-754.28
Interior Girder 6	Max	140.98	180.46	44.25	37.73	23.91	484.35
	Min	-220.86	-175.21	-44.68	-38.26	-24.32	-793.81
Interior Girder 7	Max	130.31	150.39	114.50	90.25	58.35	488.60
	Min	-212.30	-145.55	-103.45	-87.53	-57.71	-750.73
Interior Girder 8	Max	116.24	148.69	229.37	63.65	110.21	488.42
	Min	-184.35	-144.13	-205.68	-57.64	-115.21	-738.98
Interior Girder 9	Max	95.18	140.42	351.32	119.26	168.81	482.79
	Min	-136.72	-136.06	-310.96	-110.11	-176.29	-732.77
Interior Girder 10	Max	90.92	195.02	480.44	67.29	229.85	492.06
	Min	-102.07	-191.04	-418.32	-59.78	-242.17	-824.54
Interior Girder 11	Max	259.40	170.90	590.54	223.78	276.95	508.34
	Min	-140.78	-168.13	-524.12	-216.13	-310.66	-786.96
Valor Máximo		259.50	195.65	590.54	223.78	310.65	509.23
Valor Mínimo		-220.86	-191.65	-590.52	-224.32	-310.66	-826.96

CUADRO 128 – Fuerzas y Momentos Vigas Interiores (Envolvente) – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

TABLE: Resumen Combination Servicio I Max/Min Interior Girder							
Girder	ItemType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Interior Girder 1	Max	236.17	118.01	502.29	172.86	295.90	348.94
	Min	-112.86	-116.14	-563.20	-180.03	-264.26	-543.10
Interior Girder 2	Max	40.30	137.51	399.24	45.37	229.86	329.92
	Min	-77.81	-134.33	-456.30	-56.95	-218.38	-578.68
Interior Girder 3	Max	76.73	97.57	295.10	74.09	166.77	323.23
	Min	-130.34	-93.92	-332.65	-82.73	-159.97	-514.82
Interior Girder 4	Max	98.36	100.80	194.38	39.54	108.69	323.80
	Min	-175.21	-96.85	-216.77	-45.30	-104.28	-516.32
Interior Girder 5	Max	111.63	101.59	97.17	41.05	54.25	329.96
	Min	-201.43	-97.38	-107.99	-42.43	-53.37	-522.72
Interior Girder 6	Max	120.35	120.72	4.78	16.20	3.23	327.48
	Min	-209.61	-116.08	-5.84	-16.41	-4.32	-549.50
Interior Girder 7	Max	112.76	100.95	106.42	42.21	52.42	329.33
	Min	-201.53	-96.70	-96.08	-40.98	-53.46	-520.69
Interior Girder 8	Max	99.86	100.08	215.40	44.79	103.63	322.86
	Min	-175.45	-96.09	-193.25	-39.06	-108.01	-513.88
Interior Girder 9	Max	78.01	97.36	331.49	82.07	159.41	322.28
	Min	-130.69	-93.66	-294.06	-73.44	-166.19	-513.14
Interior Girder 10	Max	38.75	137.14	455.33	56.77	217.92	329.08
	Min	-76.70	-133.93	-398.41	-45.27	-229.38	-577.14
Interior Girder 11	Max	234.98	118.06	562.51	179.57	263.93	348.37
	Min	-111.15	-116.21	-501.74	-172.44	-295.53	-542.57
Valor Máximo		236.17	137.51	562.51	179.57	295.90	348.94
Valor Mínimo		-209.61	-134.33	-563.20	-180.03	-295.53	-578.68

CUADRO 129 – Fuerzas y Momentos Vigas Interiores (Servicio) – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

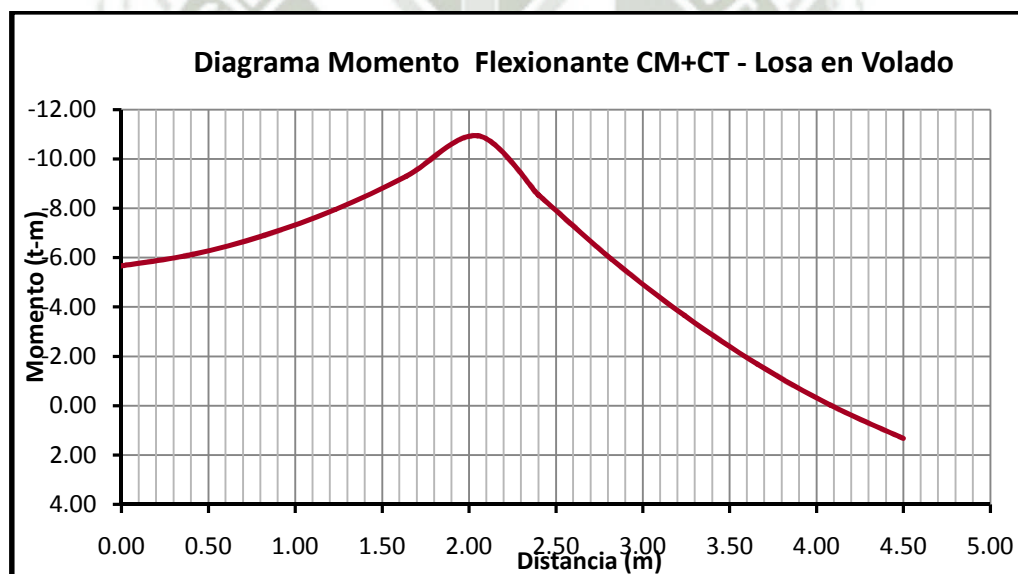
3.4.3.2. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOSA EN VOLADO

TABLE: Losa en Volado Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
LOSA VOLADO		RESISTENCIA I	Combination	Max	0.00	28.69	0.00	12.16	0.00	3.24
LOSA VOLADO		RESISTENCIA I	Combination	Min	0.00	-35.47	0.00	-12.16	0.00	-55.14
LOSA VOLADO		EVENTO EXTREMO II	Combination	Max	0.00	10.98	0.00	3.31	0.00	-5.67
LOSA VOLADO		EVENTO EXTREMO II	Combination	Min	0.00	-15.62	0.00	-3.31	0.00	-24.51

CUADRO 130 – Fuerzas y Momentos Losa en Volado – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - Sap 2000)

TABLE: Momento M3 Losa Volado - Element Forces - Frames					
Frame	Station	Distance	OutputCase	CaseType	M3
Text	m	m	Text	Text	Tonf-m
1	0	0	CM+CT	Combination	-5.67
1	0.001	0.001	CM+CT	Combination	-5.67079
1	0.4108	0.4108	CM+CT	Combination	-6.14037
1	0.8206	0.8206	CM+CT	Combination	-6.90224
1	1.2304	1.2304	CM+CT	Combination	-7.95641
1	1.6402	1.6402	CM+CT	Combination	-9.30287
1	2.05	2.05	CM+CT	Combination	-10.94162
1	2.399	2.399	CM+CT	Combination	-8.54578
1	2.4	2.4	CM+CT	Combination	-8.53922
2	0.001	2.401	CM+CT	Combination	-8.53266
2	0.4206	2.8206	CM+CT	Combination	-5.93707
2	0.8402	3.2402	CM+CT	Combination	-3.65346
2	1.2598	3.6598	CM+CT	Combination	-1.68184
2	1.6794	4.0794	CM+CT	Combination	-0.02221
2	2.099	4.499	CM+CT	Combination	1.32543
2	2.099	4.499	CM+CT	Combination	1.32543
2	2.1	4.5	CM+CT	Combination	1.32827

CUADRO 131 – Combinación de CM + CT – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - Sap 2000)



GRÁFICA 23 – Combinación de CM + CT – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - Sap 2000)

3.4.3.3. ANALISIS ESTRUCTURAL DE VIGA DIAFRAGMA

TABLE: Viga Diafragma Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
VIGA DIAFRAGMA		RESISTENCIA I	Combination	Max	0.00	26.46	0.00	3.27	0.00	8.89
VIGA DIAFRAGMA		RESISTENCIA I	Combination	Min	0.00	-24.30	0.00	-3.27	0.00	-6.72

CUADRO 132 – Fuerzas y Momentos Viga Diafragma (Resistencia) – Tablero Tipo Cajón Multicelular
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - Sap 2000)

3.5. DISEÑO EN CONCRETO REFORZADO

El diseño en concreto reforzado se efectuará según la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el Manual de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2003. Y el Manual de Diseño en Concreto Armado del American Concrete Institute ACI, 2006.

3.5.1. DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR

ACERO DE NEGATIVO

a) Acero de Refuerzo

$$M_u = -13.88 T - m$$

Utilizando As Ø 3/4" y recubrimiento de r = 5.0 cm

$$z = r + \frac{d_{\phi}}{2} = 5.0 + \frac{1.91}{2} = 5.96 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 30 - 5.96 = 24.04 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 * f'_c * b}} = 24.04 - \sqrt{24.04^2 - \frac{2 \times 13.88 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 2.87 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{13.88 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (24.04 - \frac{2.87}{2})} = 16.24 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 3/4", la separación será:

$$S = \frac{A_{\phi}}{A_s} = \frac{2.84}{16.24} = 0.17 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 3/4" @ 0.20 m

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.87}{0.85} = 3.38 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.14 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 30^2}{6} = 15,000 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 15,000 = 6.05 \text{ T - m}$$

$$1.33Mu = 1.33 \times 13.88 = 18.46 \text{ T - m}$$

$$Mu = 13.88 \text{ T - m} > 6.05 \text{ T - m OK!}$$

ACERO POSITIVO

a) Acero de Refuerzo

$$Mu = 15.79 \text{ T - m}$$

Utilizando As Ø 3/4" y recubrimiento de r = 5.0 cm

$$z = r + \frac{d_\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{1.91}{2} = 5.96 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 30 - 5.96 = 24.04 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * 0.85 * f'c * b}} = 24.04 - \sqrt{24.04^2 - \frac{2 \times 15.79 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 3.29 \text{ cm}$$

$$As(+)=\frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{15.79 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (24.04 - \frac{3.29}{2})} = 18.65 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 3/4", la separación será:

$$S = \frac{A_\emptyset}{As} = \frac{2.84}{18.65} = 0.15 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 3/4" @ 0.15 m

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.29}{0.85} = 3.87 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.16 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 30^2}{6} = 15,000 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 15,000 = 6.05 \text{ T - m}$$

$$1.33Mu = 1.33 \times 15.79 = 21.00 \text{ T - m}$$

$$Mu = 15.79 \text{ T - m} > 6.05 \text{ T - m OK!}$$

ACERO DE TEMPERATURA

$$A_g = bh = 100 \times 30 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.0018 * A_g = 0.0018 \times 3000 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Usando solo una capa se colocará: $\frac{A_s}{2} = 2.70 \text{ cm}^2$

Utilizando varillas Ø 3/8", la separación será:

$$S = \frac{A_\emptyset}{A_s} = \frac{0.74}{2.70} = 0.27 \text{ m}$$

$$S_{max} = 3h = 3 \times 0.30 = 0.90 \text{ m} > 0.27 \text{ m OK!}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m} > 0.27 \text{ m OK!}$$

USAR 1 Ø 3/8" @ 0.30 m

ACERO DE DISTRIBUCIÓN

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a (S=distancia entre caras de vigas en mm):

$$\% = \frac{3480}{\sqrt{S}} = \frac{3480}{\sqrt{2300}} = 72.6\% > 67\% \therefore 67\%$$

$$A_s = \% * A_{s(+)} = 0.67 \times 18.65 = 12.50 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 3/4", la separación será:

$$S = \frac{A_\emptyset}{A_s} = \frac{2.84}{12.50} = 0.23 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 3/4" @ 0.25 m

REVISIÓN POR FISURACIÓN

a) Acero Negativo

$$d_c = r + \frac{d_\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{1.91}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2 * d_c * b}{n_v} = \frac{2 * 5.95 * 18}{1} = 214.20 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30,591 \text{ kg/cm} \text{ (condición de exposición moderada)}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y = \frac{30,591}{(5.95 * 214.20)^{1/3}} \leq 0.6 * 4200 = 2,821.50 \leq 2,520$$

$$\therefore 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_s \text{ (estado límite servicio I)} = -7.71 \text{ T} - m$$

Para b cm de franja se toma:

$$M_s * b = 7.71 * 0.18 = 1.39 \text{ T} - m$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,400 \text{ kg/cm}^2}{256,754 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$A_{s_{trans}} = n A_\emptyset = 8 * 2.84 = 22.72 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos respecto del eje neutro se determina y:

$$b * y * \frac{y}{2} = A_{s_{trans}} * (d - y) = 18y * \frac{y}{2} = 22.72 * (24.04 - y) \therefore y = 6.34 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 24.04 - 6.34 = 17.70 \text{ cm}$$

$$I_{trans} = A_{s_{trans}} * c^2 + \frac{by^3}{3} = 22.72 * 17.70^2 + \frac{18 * 6.34^3}{3} = 8,646.99 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s * c}{I_{trans}} n = \frac{1.39 * 10^5 * 17.70}{8,646.99} * 8 = 2,276 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,283 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

b) Acero Positivo

$$d_c = r + \frac{d_\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{1.91}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2 * d_c * b}{n_v} = \frac{2 * 5.95 * 15}{1} = 178.50 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30,591 \text{ kg/cm} \text{ (condición de exposición moderada)}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6f_y = \frac{30,591}{(5.95 \times 178.50)^{1/3}} \leq 0.6 \times 4200 = 2,998.30 \leq 2,520$$

$$\therefore 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_s \text{ (estado límite servicio I)} = -8.65 \text{ T} - m$$

Para b cm de franja se toma:

$$M_s \times b = 8.65 \times 0.15 = 1.30 \text{ T} - m$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,400 \text{ kg/cm}^2}{256,754 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$A_{s_{trans}} = nA_{\emptyset} = 8 \times 2.84 = 22.72 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos respecto del eje neutro se determina y:

$$b * y \times \frac{y}{2} = A_{s_{trans}} \times (d - y) = 15y \times \frac{y}{2} = 22.72 \times (24.04 - y) \therefore y = 6.34 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 24.04 - 6.34 = 17.70 \text{ cm}$$

$$I_{trans} = A_{s_{trans}} * c^2 + \frac{by^3}{3} = 22.72 \times 17.70^2 + \frac{15 \times 6.34^3}{3} = 8,392.14 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s * c}{I_{trans}} n = \frac{1.30 \times 10^5 \times 17.70}{8,392.14} \times 8 = 2,193.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,193.48 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

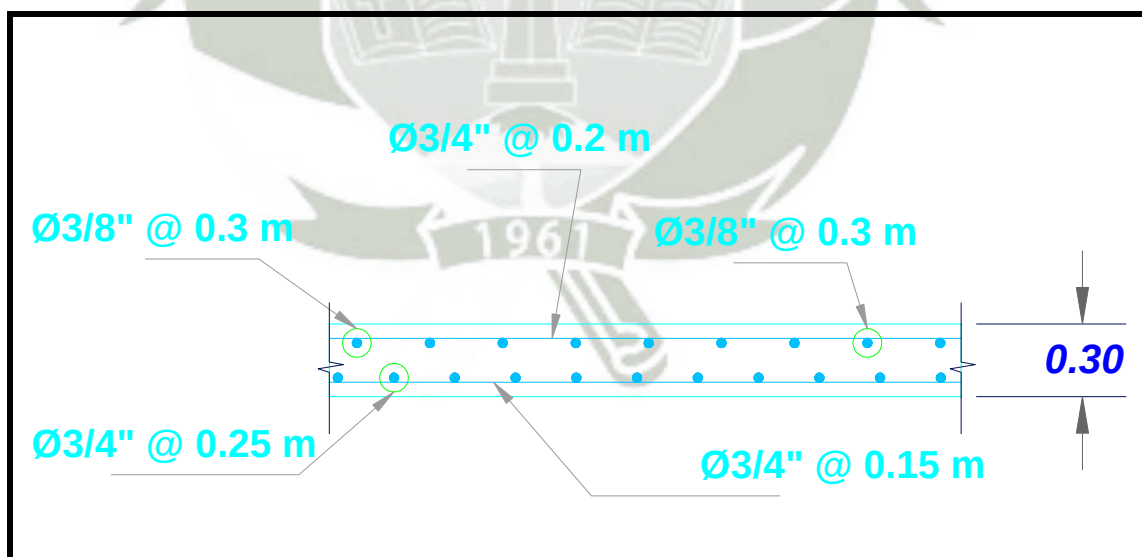


Figura 39 – Diseño en Concreto Armado – Losa Superior del Tablero de Puente
(Elaboración Propia)

3.5.2. DISEÑO DE LA LOSA INFERIOR

En la losa inferior deberá colocarse el acero principal del puente para absorber los momentos máximos, considerando una armadura mínima, la cual tiene las siguientes cuantías.

- Refuerzo uniformemente distribuido paralelo al tramo de viga, $\rho = 0.04$.
- Refuerzo uniformemente distribuido perpendicular al tramo de viga, $\rho = 0.05$.

ACERO DE DISTRIBUCIÓN PARALELO

$$A_s = \rho b d = 0.004 \times 100 \times 30 = 12 \text{ cm}^2$$

Por cada capa se colocará: $\frac{A_s}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm}^2$

Utilizando varillas $\emptyset 5/8"$, la separación será:

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{2.0}{6.0} = 0.33 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m} > 0.33 \text{ m OK!}$$

USAR 1 $\emptyset 5/8"$ @ 0.30 m

ACERO DE DISTRIBUCIÓN PERPENDICULAR

$$A_s = \rho b d = 0.005 \times 100 \times 30 = 15 \text{ cm}^2$$

Por cada capa se colocará: $\frac{A_s}{2} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}^2$

Utilizando varillas $\emptyset 5/8"$, la separación será:

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{2.0}{7.5} = 0.27 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m} > 0.27 \text{ m OK!}$$

USAR 1 $\emptyset 5/8"$ @ 0.25 m

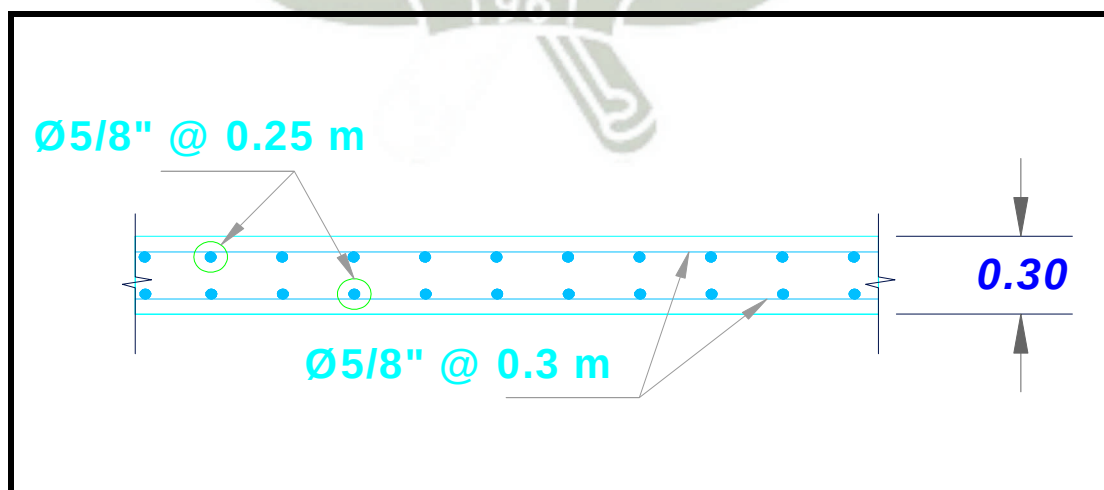


Figura 40 – Diseño en Concreto Armado – Losa Inferior del Tablero de Puente
(Elaboración Propia)

3.5.3. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

3.5.3.1. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR

ACERO NEGATIVO

a) Acero de Refuerzo

$$Mu = -826.96 \text{ T} - m$$

Utilizando As Ø 1" y recubrimiento de r = 5.0 cm

$$z = r + \frac{d_{\phi}}{2} = 5.0 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 6.27 = 183.73 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 183.73 - \sqrt{183.73^2 - \frac{2 \times 826.96 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 260}} = 8.27 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{826.96 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (183.73 - \frac{8.27}{2})} = 121.81 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^{\circ} = \frac{As}{A_{\phi}} = \frac{121.81}{10.06} = 12 \text{ varillas}$$

Tomando momentos en la base de la viga, con la finalidad de afinar el diseño:

$$12A(z) = 6A(9\text{cm}) + 6A(21\text{cm}) \therefore z = 15.00 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 15.00 = 175.00 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 175.00 - \sqrt{175.00^2 - \frac{2 \times 826.96 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 260}} = 8.70 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{826.96 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (175.00 - \frac{8.70}{2})} = 128.20 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^{\circ} = \frac{As}{A_{\phi}} = \frac{129.92}{10.06} = 14 \text{ varillas}$$

USAR 14Ø 1 3/8"

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.70}{0.85} = 10.25 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.06 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'_c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{260 \times 190^2}{6} = 1,564,333.33 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 1,564,333.33 = 631.30 \text{ T-m}$$

$$1.33M_u = 1.33 \times 826.96 = 1,099.86 \text{ T-m}$$

$$M_u = 826.96 \text{ T-m} > 631.30 \text{ T-m OK!}$$

ACERO POSITIVO

a) Acero de Refuerzo

$$M_u = 509.23 \text{ T-m}$$

Utilizando As $\emptyset$ 1" y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_{\emptyset}}{2} = 5.0 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 6.27 = 183.73 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b}} = 183.73 - \sqrt{183.73^2 - \frac{2 \times 509.23 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 260}} = 5.05 \text{ cm}$$

$$As(+)= \frac{M_u}{\emptyset * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{509.23 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (183.73 - \frac{5.05}{2})} = 74.34 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas $\emptyset$ 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^{\circ} = \frac{As}{A_{\emptyset}} = \frac{74.34}{10.06} = 8 \text{ varillas}$$

Tomando momentos en la base de la viga, con la finalidad de afinar el diseño:

$$8A(z) = 4A(9\text{cm}) + 4A(21\text{cm}) \therefore z = 15.00 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 15.00 = 175.00 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 175.00 - \sqrt{175.00^2 - \frac{2 \times 509.23 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 260}} = 5.31 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{509.23 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (175.00 - \frac{5.31}{2})} = 78.17 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{78.17}{10.06} = 8 \text{ varillas}$$

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.31}{0.85} = 6.24 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.04 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'_c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{260 \times 190^2}{6} = 1,564,333.33 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 1,564,333.33 = 631.30 \text{ T-m}$$

$$1.33Mu = 1.33 \times 509.23 = 677.28 \text{ T-m}$$

$$Mu = 509.23 \text{ T-m} < 631.30 \text{ T-m} \text{ NO CUMPLE!}$$

d) Acero de Refuerzo

$$Mu = 631.30 \text{ T-m}$$

Usamos el momento para acero mínimo y tomando momentos en la base de la viga, con la finalidad de afinar el diseño:

$$10A(z) = 6A(9\text{cm}) + 4A(21\text{cm}) \therefore z = 13.80 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 13.80 = 176.20 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 176.20 - \sqrt{176.20^2 - \frac{2 \times 631.30 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 260}} = 6.56 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{631.30 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(176.20 - \frac{6.56}{2}\right)} = 96.58 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{96.58}{10.06} = 10 \text{ varillas}$$

USAR 10Ø 1 3/8" OK!

ACERO DE DISTRIBUCIÓN

Llamado reforzamiento longitudinal de la membrana (A_{sk}), se usa en vigas con peralte mayor a 90 cm y deberá ser distribuido en una distancia $d/2$ y más cerca al refuerzo por tensión a flexión:

Utilizando varillas Ø 3/4" y $z = 15.0$ cm, la separación será el menor valor de:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{6} = \frac{175}{6} = 29.17 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{1000A_\phi}{(d - 75)} = \frac{1000 \times 2.84}{(175 - 75)} = 28.4 \text{ cm}$$

USAR 2Ø 3/4" @ 0.25 m

REVISIÓN POR FISURACIÓN

a) Acero Negativo

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2 \times 15 \times 30}{14} = 64.26 \text{ cm}^2$$

$Z = 30,591 \text{ kg/cm}$ (Condición de exposición moderada)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y = \frac{30,591}{(15 \times 64.26)^{1/3}} \leq 0.6 \times 4200 = 3,098 \leq 2,520$$

$$\therefore 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

M_s (estado límite servicio I) = $-578.68 \text{ T} - m$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,400 \text{ kg/cm}^2}{256,754 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$A_{s_{trans}} = nA_s = 8 \times 140.84 = 1,126.72 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos respecto del eje neutro se determina y:

$$b y \times \frac{y}{2} = A_{s_{trans}} \times (d - y) = 260 y \times \frac{y}{2} = 1,126.72 \times (175 - y) \therefore y = 34.85 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 175 - 34.85 = 140.15 \text{ cm}$$

$$I_{trans} = A_{s_{trans}} * c^2 + \frac{by^3}{3} = 1,126.72 \times 140.15^2 + \frac{260 \times 34.85^3}{3} = 25,799,322.34 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{Ms * c}{I_{trans}} n = \frac{578.68 \times 10^5 \times 140.15}{25,799,322.34} \times 8 = 2,514.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,514.82 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

b) Acero Positivo

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2 \times 13.8 \times 30}{10} = 82.80 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30,591 \text{ kg/cm} \text{ (Condición de exposición moderada)}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y = \frac{30,591}{(13.8 \times 82.80)^{1/3}} \leq 0.6 \times 4200 = 2,926.11 \leq 2,520$$

$$\therefore 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ms \text{ (estado límite servicio I)} = 348.94 \text{ T} - m$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,400 \text{ kg/cm}^2}{256,754 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$A_{s_{trans}} = n A_s = 8 \times 100.6 = 804.80 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos respecto del eje neutro se determina y:

$$by \times \frac{y}{2} = A_{s_{trans}} \times (d - y) = 260y \times \frac{y}{2} = 804.80 \times (176.20 - y) \therefore y = 30.08 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 176.20 - 30.08 = 146.12 \text{ cm}$$

$$I_{trans} = A_{s_{trans}} * c^2 + \frac{by^3}{3} = 804.80 \times 146.12^2 + \frac{260 \times 30.08^3}{3} = 19,542,098.46 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{Ms * c}{I_{trans}} n = \frac{348.94 \times 10^5 \times 146.12}{19,542,098.46} \times 8 = 2,087.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,087.32 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

ACERO POR CORTE

Determinación del peralte efectivo por corte, se toma el valor mayor de:

$$d_e = d_v = d - \frac{a}{2} = 175 - \frac{8.70}{2} = 170.65 \text{ cm}$$

$$d_e = 0.5 * d_v * \cot \theta = 0.5 \times 170.65 \times \cot 45 = 85.32 \text{ cm}$$

El peralte efectivo máximo es el valor mayor de:

$$de_{max} = 0.90d = 0.90 \times 175 = 157.5 \text{ cm}$$

$$de_{max} = 0.72h = 0.72 \times 190 = 136.80 \text{ cm}$$

$$de = 170.65 \text{ cm} > de_{max} = 157.50 \text{ cm} \therefore de = 157.50 \text{ cm}$$

$$Vu = 195,650 \text{ kg}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 157.50 = 41,904.12 \text{ kg}$$

$$Vc = 41,904.12 \text{ kg} < Vu = 195,650 \text{ kg} \text{ ESTRIBOS!}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{195,650}{0.9} - 41,904.12 = 175,484.77 \text{ kg}$$

Usando varillas $\emptyset 3/4"$, se tiene un espaciamiento:

$$S = \frac{2 * A_{\emptyset} * f_y * d}{Vs} = \frac{2 \times 2.84 \times 4200 \times 157.50}{175,484.77} = 21.41 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$Vu \geq 0.1 * f'c * b * d = 0.1 \times 280 \times 30 \times 157.5 = 132,300 \text{ kg}$$

$$Vu = 195,650 \text{ kg} > 132,300 \text{ kg} \therefore S_{max} = 0.4d \text{ ó } 30 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.4d = 0.4 \times 157.3 = 62.9 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 30 \text{ cm} \text{ OK!}$$

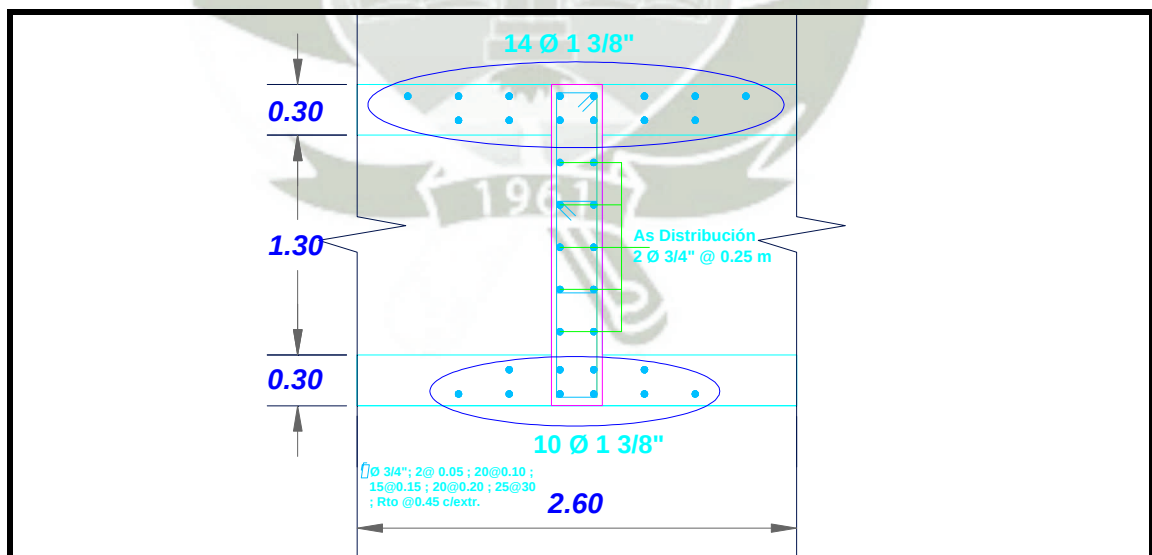


Figura 41 – Diseño en Concreto Armado – Viga Interior del Tablero de Puente
(Elaboración Propia)

3.5.3.2. DISEÑO VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

ACERO NEGATIVO

a) Acero de Refuerzo

$$Mu = -592.89 \text{ T} - m$$

Utilizando As $\emptyset$ 1" y recubrimiento de r = 5.0 cm

$$z = r + \frac{d_{\emptyset}}{2} = 5.0 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 6.27 = 183.73 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b}} = 183.73 - \sqrt{183.73^2 - \frac{2 \times 592.89 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 145}} = 10.70 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{592.89 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (183.73 - \frac{10.70}{2})} = 87.93 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas $\emptyset$ 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^{\circ} = \frac{As}{A_{\emptyset}} = \frac{87.93}{10.06} = 9 \text{ varillas}$$

Tomando momentos en la base de la viga, con la finalidad de afinar el diseño:

$$9A(z) = 5A(9\text{cm}) + 4A(21\text{cm}) \therefore z = 14.33 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 14.33 = 175.67 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b}} = 175.67 - \sqrt{175.67^2 - \frac{2 \times 592.89 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 145}} = 11.23 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{592.89 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (175.67 - \frac{11.23}{2})} = 92.23 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas $\emptyset$ 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^{\circ} = \frac{As}{A_{\emptyset}} = \frac{92.23}{10.06} = 10 \text{ varillas}$$

USAR 10 $\emptyset$ 1 3/8"

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.23}{0.85} = 13.21 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.08 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'_c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{145 \times 190^2}{6} = 872,416.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 872,416.67 = 352.07 \text{ T-m}$$

$$1.33M_u = 1.33 \times 592.89 = 788.54 \text{ T-m}$$

$$M_u = 592.89 \text{ T-m} > 352.07 \text{ T-m OK!}$$

ACERO POSITIVO

a) Acero de Refuerzo

$$M_u = 348.83 \text{ T-m}$$

Utilizando As Ø 1" y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 6.27 = 183.73 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b}} = 183.73 - \sqrt{183.73^2 - \frac{2 \times 348.83 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 145}} = 6.22 \text{ cm}$$

$$As(+)= \frac{M_u}{\emptyset * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{348.83 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (183.73 - \frac{6.22}{2})} = 51.09 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^\circ = \frac{As}{A_\emptyset} = \frac{51.09}{10.06} = 5 \text{ varillas}$$

Tomando momentos en la base de la viga, con la finalidad de afinar el diseño:

$$5A(z) = 3A(9\text{cm}) + 2A(21\text{cm}) \therefore z = 13.80 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 13.80 = 176.20 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 176.20 - \sqrt{176.20^2 - \frac{2 \times 348.83 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 145}} = 6.49 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{348.83 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (176.20 - \frac{6.49}{2})} = 53.36 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", el número de varillas será:

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{53.36}{10.06} = 6 \text{ varillas}$$

USAR 6Ø 1 3/8"

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.49}{0.85} = 7.64 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.04 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'_c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{145 \times 190^2}{6} = 872,416.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 872,416.67 = 352.01 \text{ T-m}$$

$$1.33Mu = 1.33 \times 348.83 = 463.94 \text{ T-m}$$

$$Mu = 393.26 \text{ T-m} > 352.01 \text{ T-m OK!}$$

ACERO DE DISTRIBUCIÓN

Llamado reforzamiento longitudinal de la membrana (A_{sk}), se usa en vigas con peralte mayor a 90 cm y deberá ser distribuido en una distancia $d/2$ y más cerca al refuerzo por tensión a flexión:

Utilizando varillas Ø 3/4" y $z = 13.8 \text{ cm}$, la separación será el menor valor de:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{6} = \frac{176.2}{6} = 29.37 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{1000A_{\phi}}{(d - 75)} = \frac{1000 \times 2.84}{(176.2 - 75)} = 28.06 \text{ cm}$$

USAR 2Ø 3/4" @ 0.25 m

REVISIÓN POR FISURACIÓN

a) Acero Negativo

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2 \times 14.33 \times 30}{10} = 85.98 \text{ cm}^2$$

$Z = 30,591 \text{ kg/cm}$ (Condición de exposición moderada)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y = \frac{30,591}{(14.33 \times 85.98)^{1/3}} \leq 0.6 \times 4200 = 2,853.51 \leq 2,520$$

$$\therefore 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

M_s (estado límite servicio I) = $-403.26 \text{ T} - m$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,400 \text{ kg/cm}^2}{256,754 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$A_{s_{trans}} = nA_s = 8 \times 100.60 = 804.80 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos respecto del eje neutro se determina y:

$$b y \times \frac{y}{2} = A_{s_{trans}} \times (d - y) = 145 y \times \frac{y}{2} = 804.80 \times (175.67 - y) \therefore y = 38.96 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 175.67 - 38.96 = 136.71 \text{ cm}$$

$$I_{trans} = A_{s_{trans}} * c^2 + \frac{b y^3}{3} = 804.80 \times 136.71^2 + \frac{145 \times 38.96^3}{3} = 17,899,685.60 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s * c}{I_{trans}} n = \frac{403.26 \times 10^5 \times 136.71}{17,899,685.60} \times 8 = 2,464.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,464.00 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

b) Acero Positivo

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2 \times 13.80 \times 30}{6} = 138.00 \text{ cm}^2$$

$Z = 30,591 \text{ kg/cm}$ (Condición de exposición moderada)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y = \frac{30,591}{(13.80 \times 138.00)^{1/3}} \leq 0.6 \times 4200 = 2,467.98 \leq 2,520$$

$$\therefore 2,467.98 \text{ kg/cm}^2$$

M_s (estado límite servicio I) = $218.47 \text{ T} - m$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,400 \text{ kg/cm}^2}{256,754 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$A_{s_{trans}} = nA_s = 8 \times 60.36 = 482.88 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos respecto del eje neutro se determina y:

$$b y \times \frac{y}{2} = A_{s_{trans}} \times (d - y) = 145 y \times \frac{y}{2} = 482.88 \times (176.20 - y) \therefore y = 31.09 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 176.20 - 31.09 = 145.11 \text{ cm}$$

$$I_{trans} = A_{s_{trans}} * c^2 + \frac{b y^3}{3} = 482.88 \times 145.11^2 + \frac{145 \times 31.09^3}{3} = 11,620,437.53 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s * c}{I_{trans}} n = \frac{218.47 \times 10^5 \times 145.11}{11,620,437.53} \times 8 = 2,182.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,182.53 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,467.98 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

ACERO POR CORTE

Determinación del peralte efectivo por corte, se toma el valor mayor de:

$$d_e = d_v = d - \frac{a}{2} = 176.20 - \frac{6.49}{2} = 172.76 \text{ cm}$$

$$d_e = 0.5 * d_v * \cot \theta = 0.5 \times 172.76 \times \cot 45 = 86.38 \text{ cm}$$

El peralte efectivo máximo es el valor mayor de:

$$d_{e_{max}} = 0.90d = 0.90 \times 176.20 = 158.58 \text{ cm}$$

$$d_{e_{max}} = 0.72h = 0.72 \times 190 = 136.80 \text{ cm}$$

$$d_e = 172.76 \text{ cm} > d_{e_{max}} = 158.58 \text{ cm} \therefore d_e = 158.58 \text{ cm}$$

$$V_u = 78,300 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 158.58 = 42,191.46 \text{ kg}$$

$$V_c = 42,191.46 \text{ kg} < V_u = 78,300 \text{ kg} \text{ ESTRIBOS!}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{78,300}{0.9} - 42,191.46 = 49,926.19 \text{ kg}$$

Usando varillas Ø 1/2", se tiene un espaciamiento:

$$S = \frac{2 * A_{\phi} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 \times 1.29 \times 4200 \times 158.58}{49,926.19} = 34.42 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$V_u \geq 0.1 * f'c * b * d = 0.1 \times 280 \times 30 \times 158.58 = 133,207.20 \text{ kg}$$

$$Vu = 78,300 \text{ Kg} < 133,207.20 \text{ kg} \therefore S_{max} = 0.8d \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.8d = 0.8 \times 158.58 = 126.86 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 60 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm} < S_{max} = 60 \text{ cm OK!}$$

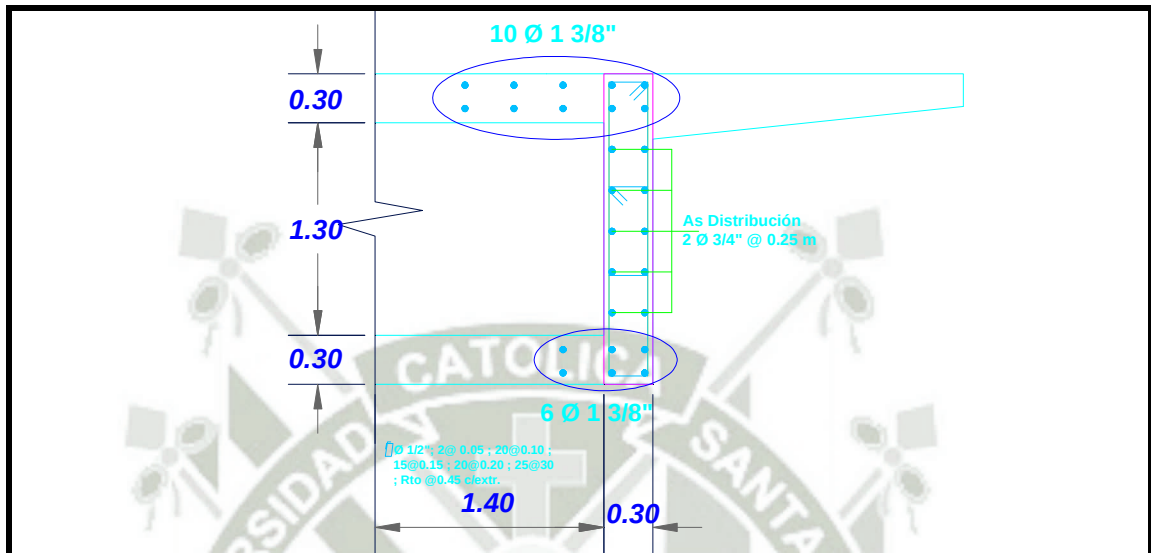


Figura 42 – Diseño en Concreto Armado – Viga Exterior del Tablero de Puente
(Elaboración Propia)

3.5.4. DISEÑO DE LOSA EN VOLADO

ACERO NEGATIVO

a) Acero de Refuerzo

$$Mu = -55.14 \text{ T} - m$$

$$As(-) = \frac{As(-)_{losa}}{S_{\emptyset(-)_{losa}}} = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}} = 14.2 \text{ cm}^2/m$$

$$z = r + \frac{d_{\emptyset}}{2} = 5.0 + \frac{1.905}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 40 - 5.95 = 34.05 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{14.20 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 2.51 \text{ cm}$$

$$\emptyset Mn = \emptyset * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 14.2 \times 4200 \times \left(34.05 - \frac{2.51}{2}\right) \div 10^5 = 17.60 \text{ T} - m$$

Entonces se deberá reforzar la losa para un momento remanente de.

$$Mu2 = 55.14 - 17.60 = 37.54 \text{ T} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}} = 34.05 - \sqrt{34.05^2 - \frac{2 \times 37.54 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 5.61 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{37.54 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (34.05 - \frac{5.61}{2})} = 31.78 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1", la separación entre varillas será:

$$S = \frac{A_{\phi}}{As} = \frac{5.10}{31.78} = 0.16 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 1" @ 0.15m(adicional al acero de losa superior)

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.61}{0.85} = 6.60 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.19 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 40^2}{6} = 26,666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 26,666.67 = 10.76 \text{ T-m}$$

$$1.33Mu = 1.33 \times 55.14 = 73.34 \text{ T-m}$$

$$Mu = 55.14 \text{ T-m} > 10.76 \text{ T-m OK!}$$

ACERO POSITIVO

a) Acero de Refuerzo

$$Mu = 3.24 \text{ T-m} < 10.76 \text{ T-m} \therefore Mu = 10.76 \text{ T-m}$$

Utilizando As Ø 3/4" y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_{\phi}}{2} = 5.0 + \frac{1.905}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 40 - 5.95 = 34.05 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 34.05 - \sqrt{34.05^2 - \frac{2 \times 10.76 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 1.51 \text{ cm}$$

$$A_s(+) = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{10.76 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (34.05 - \frac{1.51}{2})} = 8.55 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1", la separación entre varillas será:

$$S = \frac{A_\phi}{A_s} = \frac{2.84}{8.55} = 0.30 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 3/4" @ 0.30 m

LONGITUD DE DESARROLLO

a) Acero de Negativo

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 \times 25.4 \text{ mm}}{\sqrt{27.46 \text{ MPa}}} = 485 \text{ mm} = 48.5 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo será afectada por los factores de modificación:

$$l_{hb} = l_{dh} * Factor * \left(\frac{Mu_{requerido}}{Mu_{proveido}} \right) = 48.5 \times 0.7 \times \left(\frac{37.54}{39.49} \right) = 32.27 \text{ cm}$$

USAR $l_{dh} = 0.35 \text{ m}$

b) Acero de Positivo

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 \times 19.05 \text{ mm}}{\sqrt{27.46 \text{ MPa}}} = 363.53 \text{ mm} = 36.4 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo será afectada por los factores de modificación:

$$l_{dh} = l_{dh} * Factor * \left(\frac{Mu_{requerido}}{Mu_{proveido}} \right) = 36.4 \times 0.7 \times \left(\frac{3.24}{10.76} \right) = 7.67 \text{ cm}$$

USAR $l_{dh} = 0.10 \text{ m}$

LONGITUD DE BARRAS ADICIONALES AL VOLADO

a) Acero de Negativo

Del análisis estructural (Gráfica 14) tomamos la distancia "x" donde el momento para evento extremo II se hace cero:

$$x = 4.10 - 2.40 = 1.70 \text{ m}$$

Se agregará la longitud de $15d_b = 15 \times 2.54 = 0.38 \text{ m}$

$$L = 1.70 + 0.38 = 2.08 \text{ m} \quad \therefore \text{Usar} = 2.10 \text{ m}$$

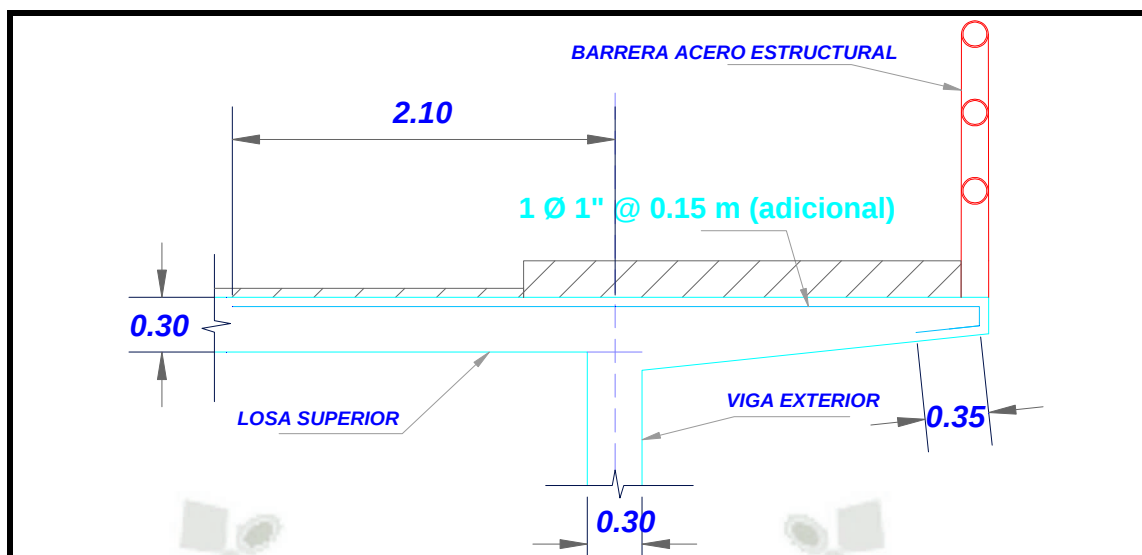


Figura 43 – Diseño en Concreto Armado – Losa en Volado del Tablero de Puente
(Elaboración Propia)

3.5.5. DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

ACERO NEGATIVO

a) Acero de Refuerzo

$$Mu = -6.72 \text{ T} - m$$

Utilizando $As \text{ } \varnothing 3/8"$ y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_{\varnothing}}{2} = 5.0 + \frac{0.952}{2} = 5.47 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 5.47 = 184.53 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\varnothing * 0.85 * f'_c * b}} = 184.53 - \sqrt{184.53^2 - \frac{2 \times 6.72 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 30}} = 0.57 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\varnothing * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{6.72 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (184.53 - \frac{0.57}{2})} = 0.96 \text{ cm}^2$$

b) Acero Máximo

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.57}{0.85} = 0.67 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.003 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$f_r = 2.01 \times \sqrt{f'_c} = 2.01 \times \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{30 \times 190^2}{6} = 180,500 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 180,500 = 72.84 \text{ T-m}$$

$$1.33M_u = 1.33 \times 6.72 = 8.94 \text{ T-m}$$

$$M_u = 6.72 \text{ T-m} < 8.94 \text{ T-m} \text{ NO CUMPLE!}$$

d) Acero de Refuerzo

$$M_u = -8.94 \text{ T-m}$$

Utilizando As Ø 3/8" y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{0.952}{2} = 5.47 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 5.47 = 184.53 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\emptyset * 0.85 * f'_c * b}} = 184.53 - \sqrt{184.53^2 - \frac{2 \times 8.94 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 30}} = 0.76 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{M_u}{\emptyset * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{8.94 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (184.53 - \frac{0.76}{2})} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 3/8", el número de varillas será:

$$N^\circ = \frac{As}{A_\emptyset} = \frac{1.28}{0.74} = 2.0 \text{ varillas}$$

USAR 2Ø 3/8"

ACERO POSITIVO

a) Acero de Refuerzo

$$M_u = 8.89 \text{ T-m} < 8.94 \text{ T-m} \therefore M_u = 8.94 \text{ T-m}$$

Utilizando As Ø 3/8" y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{0.952}{2} = 5.47 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 190 - 5.47 = 184.53 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 184.53 - \sqrt{184.53^2 - \frac{2 \times 8.94 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 30}} = 0.76 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{8.94 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (184.53 - \frac{0.76}{2})} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 3/8", el número de varillas será:

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{1.28}{0.74} = 2.0 \text{ varillas}$$

USAR 2Ø 3/8"

ACERO DE DISTRIBUCIÓN

Llamado reforzamiento longitudinal de la membrana (A_{sk}), se usa en vigas con peralte mayor a 90 cm y deberá ser distribuido en una distancia $d/2$ y más cerca al refuerzo por tensión a flexión:

Utilizando varillas Ø 3/4" y $z = 5.47 \text{ cm}$, la separación será el menor valor de:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{6} = \frac{184.53}{6} = 30.76 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{1000A_\phi}{(d - 75)} = \frac{1000 \times 2.84}{(184.53 - 75)} = 25.9 \text{ cm}$$

USAR 2Ø 3/4" @ 0.25 m

ACERO POR CORTE

Determinación del peralte efectivo por corte, se toma el valor mayor de:

$$d_e = d_v = 184.53 \text{ cm}$$

$$d_e = 0.5d_v \cot \theta = 0.5 \times 184.53 \times \cot 45 = 92.26 \text{ cm}$$

El peralte efectivo máximo es el valor mayor de:

$$d_{e_{max}} = 0.90d = 0.90 \times 184.53 = 166.08 \text{ cm}$$

$$d_{e_{max}} = 0.72h = 0.72 \times 190 = 136.80 \text{ cm}$$

$$d_e = 184.53 \text{ cm} > d_{e_{max}} = 166.08 \text{ cm} \quad \therefore d_e = 166.08 \text{ cm}$$

$$V_u = 26,460 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 166.08 = 44,186.89 \text{ kg}$$

$$V_c = 44,186.89 \text{ kg} > V_u = 26,460 \text{ kg} \text{ ESTRIBOS MÍNIMOS!}$$

Usando arillas $\varnothing 3/8"$, se tiene un espaciamiento mínimo:

$$S = \frac{2 * A_{\varnothing} * f_y}{0.083 * \sqrt{f'_c} * b} = \frac{2 * 74mm^2 * 420MPa}{0.083 * \sqrt{27.46MPa} * 300mm} = 476 mm \approx 45 cm$$

$$Vu \geq 0.1 * f'_c * b * d = 0.1 * 280 * 30 * 166.08 = 139,507.20kg$$

$$Vu = 26,460 kg < 139,507.20 kg \therefore S_{max} = 0.8d \text{ ó } 60 cm$$

$$S_{max} = 0.8d = 0.4 * 166.08 = 66.43 cm$$

$$S_{max} = 60 cm$$

$$S = 45 cm < S_{max} = 60 cm \text{ OK!}$$

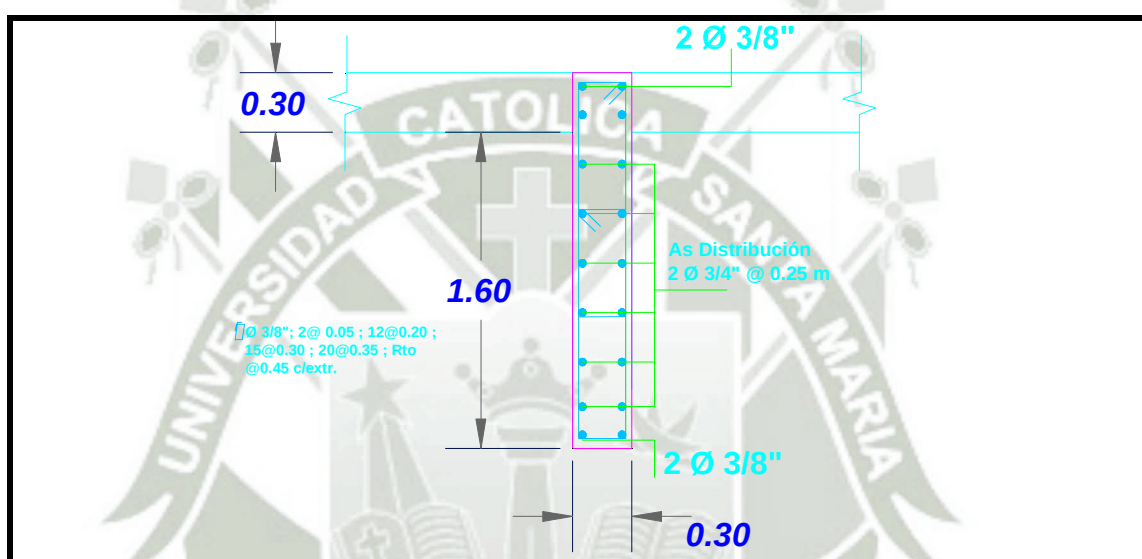


Figura 44 – Diseño en Concreto Armado – Viga Diafragma del Tablero de Puente
(Elaboración Propia)

3.6. ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

3.6.1. BARRERAS DE PUENTE

El propósito de una barrera en el caso de una colisión vehicular es redirigir el vehículo de una manera controlada. La barrera debe ser adecuada para resistir el impacto inicial de la colisión y seguir siendo eficaz en la reorientación del vehículo, debiendo por ello cumplir requisitos de resistencia y geometría. Secciones de barreras de acero que pueden controlar colisiones se han desarrollado a lo largo de los años y se ha demostrado su eficacia por pruebas de choque.

Los requisitos de resistencia dependen del volumen de camiones y la velocidad del tráfico previsto. Las fuerzas de diseño y su ubicación en relación con la losa de puente están dadas en seis niveles (Ver Cuadro 112).

Cabe destacar que un sistema de barreras y su conexión a la cubierta sólo se autoriza después de demostrar que es satisfactorio a través de pruebas de choque en barreras a escala natural

para el nivel de prueba deseado. Si se realizan modificaciones menores a modelos ya probados, que no afectan su resistencia, pueden utilizarse sin las pruebas de impacto requeridas.

3.6.1.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE UNA BARRERA DE PUENTE

DESEMPEÑO

Toda barrera para puente debe tener un nivel de contención mínimo de TL-3, según NCHRP Report 350, o nivel de contención similar MASH o EN 1317, además de será probada con tales requerimientos.

COMPATIBILIDAD

Se debe tener en cuenta toda la zona a proteger desde antes del inicio del puente, de modo que no hayan marcadas diferencias de altura, nivel de contención, deflexiones, etc. Para ello se deben colocar las transiciones adecuadas.

COSTO

Se debe buscar un equilibrio entre los costos iniciales del proyecto y los costos de mantenimiento, de tal forma que el proyecto sea viable a corto y largo plazo.

EXPERIENCIA DE CAMPO

Es importante conocer los posibles choques y modos que se producen, a fin de crear un diseño que pueda mejorar este problema y además reducir los costos de mantenimiento.

ESTÉTICA

Se debe colocar una barrera que vaya de acuerdo al entorno; por ejemplo, pueden ser de apariencia en caso de estar en zonas de vegetación, siempre y cuando cumplan con los niveles de seguridad y contención adecuados.²⁸

3.6.1.2. SELECCIÓN DE UNA BARRERA DE PUENTE

Luego de evaluar los criterios de selección para barreras de puentes se determina el uso de una barrera de acero estructural con una altura de 1.30 m (común en la ciudad de Arequipa), debido a su bajo costo de mantenimiento, buen desempeño y armonía con el entorno del proyecto.

²⁸Cobeñas, P. (2012). Sistemas de Contención Vehicular. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

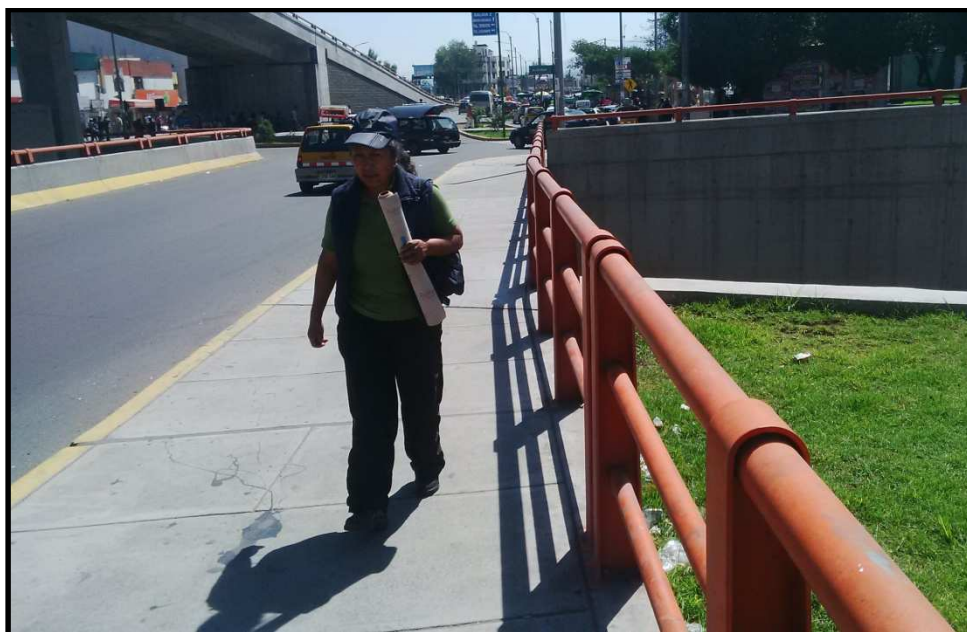


Figura 45 – Barrera de Puente de Acero Estructural $h=1.30$ m, (Vista Propia)

3.6.2. SARDINEL SEPARADOR DE VÍAS

Para separar las bermas de las calzadas y ciclovía del proyecto se usarán sardineles barrera, los cuales tienen el objeto de impedir que el vehículo salga del carril por el cual transita desviando la llanta y encausándolo.

Se caracterizan por su geometría, conservando su sección prismática y un corte angular en la zona superior en el lado que da al carril. La altura de sardinel será de 20 cm y será vaciado en concreto armado $f'c=210$ kgf/cm² anclado en la losa de tablero de puente como se muestra en la siguiente figura.



Figura 46 – Sardinel Separador de Vías Para Puente $h=0.20$ m, (Vista Propia)

3.6.3. VEREDAS PEATONALES

Las veredas se construirán con concreto simple vibrado y una vez terminada, presentará una superficie uniforme, nivelada, y ligeramente rugosa, obteniendo una resistencia a la compresión a los 28 días de $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$.

El espesor total de la losa será de 20 cm, además se debe considerar juntas de dilatación a cada 3.00 metros de longitud, teniendo un espesor de 1" y una profundidad igual al espesor de la vereda; lo que será sellado con mezcla asfáltica, la mezcla se compactará en la junta de dilatación a ras del nivel de la vereda no permitiéndose quedar suelta (Ver Figura 45).





CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUB- ESTRUCTURA

4.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.1.1. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Al igual que en el Ítem 3.1.1, se usa el método de diseño de las especificaciones LRFD, el cual puede ser expresado con la condición matemática:

$$n \sum Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 4.1 – Diseño por Factores de Carga y Resistencia

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

Y_i = Factor de Carga.

ϕ = Factor de Resistencia.

n = Factor que Relaciona la Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa.

Q_i = Efectos de Fuerza.

R_n = Resistencia Nominal.

R_r = Resistencia Factorizada: ϕR_n

4.1.2. EVALUACIÓN DE CARGAS

Esto se efectuará según Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2003.

4.1.2.1. CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA

Son las cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.

4.1.2.2. PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y SU RELLENO

El peso propio será estimado en función de las dimensiones indicadas en el pre dimensionamiento. Considerando los siguientes valores específicos.

- Asfalto : 2.20 T/m³.
- Concreto Armado : 2.50 T/m³.
- Relleno Granular : 2.05 T/m³.

4.1.2.3. EMPUJE DEL TERRENO MÁS EL EFECTO DE SOBRECARGA SOBRE EL TERRENO

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.

4.1.2.3.1. EMPUJE DE TERRENO

Las presiones de tierra deberán calcularse de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 5 KN/m^3 .

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

4.1.2.3.2. SOBRE CARGA VERTICAL

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente.

ALTURA DEL MURO (m)	h_{eq} (m)
≤ 1.50	1.70
3.00	1.20
6.00	0.76
≥ 9.00	0.61

CUADRO 133 – Altura Equivalente de Suelo para Cargas de Tráfico Vehicular
(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

4.1.2.4. CARGAS DE VIENTO

Las presiones originadas por el viento se transmiten a la sub-estructura por medio del apoyo fijo, y son calculadas de acuerdo al Ítem 3.1.2.6. de este documento.

4.1.2.5. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACIÓN

Las fuerzas de frenado y aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tandems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme y se deberán incluir los efectos modificatorios del Ítem 3.1.2.2.4. de este documento, pero no los efectos dinámicos.

Se supondrán que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,80 m sobre el nivel de la losa del tablero.

4.1.2.6. FUERZA DE SÍSMICA

Considera el empuje de tierras por efectos sísmicos el cual se calculará con métodos de mecánica de suelos, y también considera el efecto sísmico de la superestructura en los apoyos fijos.

4.1.3. NOTACIÓN DE CARGAS, FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES

Esto se efectuará según Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2003.

4.1.3.1. CARGAS Y NOTACIÓN

CARGAS PERMANENTES

DC =Carga Muerta de Componentes Estructurales y no Estructurales.

DW =Carga Muerta de la Superficie de Rodadura y Dispositivos Auxiliares.

EH =Presión de Tierra Horizontal.

ES =Presión Superficial en el Terreno.

EV =Presión Vertical del Terreno.

CARGAS TRANSITORIAS

BR =Fuerza de Frenado Vehicular.

CT =Fuerza de Choque Vehicular.

EQ =Fuerza de Sismo.

IM =Carga de Impacto.

LL =Carga Viva Vehicular.

PL =Carga Viva de Peatones.

LS =Carga Viva Superficial.

SH = Fuerza de Contracción.

TG = Gradiente de Temperatura.

WS = Efecto de Viento Sobre la Estructura.

WL = Efecto de Viento Sobre la Carga Viva.

4.1.3.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 4.2 – Carga Última por Factores de Carga y Resistencia

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

Q = Carga Total Factorizada.

n = Factor que Relaciona la Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa.

γ_i = Factor de Carga.

Q_i = Efectos de Fuerza.

ϕ = Factor de Resistencia.

R_n = Resistencia Nominal.

R_r = Resistencia Factorizada: ϕR_n .

4.1.3.2.1. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES EN ESTRIBOS

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia, y Evento Extremo aplicables en este caso y con un valor $n=n_D n_R n_I=1$.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizará los factores γ_i máximos para las cargas horizontales que generan vuelco y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ_i mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado A.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ_i máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos B.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio.

Por lo cual las combinaciones de carga usadas son las siguientes:

- RESISTENCIA I.- Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA III.- Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I.- Combinación de carga incluyendo el sismo.
- SERVICIO I.- Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de grietas en estructuras de concreto armado.

Q	n	$\Sigma \gamma_i Q$
RESISTENCIA IA	1.00	$[0.9(DC) + 0.65(DW) + 1.0(EV) + 1.5(EH) + 1.75(LS) + 1.75(BR)]$
RESISTENCIA IB	1.00	$[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.35(EV) + 1.5(EH) + 1.75(LL + IM + PL) + 1.75(LS) + 1.75(BR)]$
RESISTENCIA IIIA	1.00	$[0.9(DC) + 0.65(DW) + 1.0(EV) + 1.5(EH) + 1.40(WS)]$
RESISTENCIA IIIB	1.00	$[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.35(EV) + 1.5(EH) + 1.40(WS)]$
EVENTO EXTREMO IA	1.00	$[0.9(DC) + 0.65(DW) + 1.0(EV) + 1.5(EH) + 1.0(LS) + 1.00(EQ)]$
EVENTO EXTREMO IB	1.00	$[1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.35(EV) + 1.5(EH) + 1.0(LL + IM + PL) + 1.0(LS) + 1.0(BR) + 1.00(EQ)]$
SERVICIO I	1.00	$[1.00(DC + DW + EV + EH) + 1.00(LL + IM + PL + LS + BR) + 0.30(WS)]$

CUADRO 134 – Estados Límite de Carga Factorizada para Estribos

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

4.1.3.2.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES EN PILARES

Tomamos Las combinaciones aplicables de los efectos de fuerza extrema factorizada se especifican en los estados límites siguientes:

- RESISTENCIA I.- Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA III.- Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I.- Combinación de carga incluyendo el sismo.
- EVENTO EXTREMO II.- Combinación de carga relacionada al choque vehicular.
- SERVICIO I.- Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de grietas en estructuras de concreto armado.

El Factor “n” se determina como:

$$n = n_D n_R n_i > 0.95$$

Ecuación 4.3 - Factor de Ductilidad, Redundancia e Importancia Operativa

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

Donde:

n_D = Factor de Ductilidad.

n_R = Factor de Redundancia.

n_i = Factor de Importancia Operacional.

COMBINACIÓN DE CARGAS	n_D	n_R	n_i	n
RESISTENCIA I	1.00	1.05	1.00	1.05
RESISTENCIA III	1.00	1.05	1.00	1.05
EVENTO EXTREMO I	1.00	1.00	1.00	1.00
EVENTO EXTREMO II	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00

CUADRO 135 – Factor “n” para los Estados Límite

(Fuente: Elaboración Propia)

Entonces los estados límites de carga factorizada, aplicando los factores de carga “ γ_i ”, se especifican en el siguiente cuadro.

Q	n	$\Sigma \gamma_i Q$
RESISTENCIA I	1.05	$[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL + IM + PL) + 1.20(TG)]$
RESISTENCIA III	1.05	$[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.40(WS) + 1.20(TG)]$
EVENTO EXTREMO I	1.00	$[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.00(LL + IM + PL) + 1.00(EQ)]$
EVENTO EXTREMO II	1.00	$[1.25(DC) + 1.50(DW) + 0.50(LL + IM + PL) + 1.00(CT)]$
SERVICIO I	1.00	$[1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM + PL) + 0.30(WS) + 0.30(WL) + 1.20(TG)]$

CUADRO 136 – Estados Límite de Carga Factorizada para Pilares

(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.)

4.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

El diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección.

4.2.1. ACERO DE REFUERZO

Las barras de refuerzo deberán ser corrugadas, excepto que barras o alambre liso puede ser usado para espirales, estribos y mallas de alambre.

La resistencia nominal a la fluencia deberá ser el mínimo especificado para el grado de acero seleccionado. Cuando sea indispensable soldarse, se podrá recurrir al ASTM A706, barras corrugadas de acero de baja aleación para refuerzo de concreto.

Designación	Acero Corrugado Grado 60
Norma Nacional	NTP 341.031-2001 Grado 060
Norma Internacional	ASTM A 615-00 Grado 060
Resistencia a la Tracción	63 300 Kg/cm ²
Límite de Fluencia	42 200 Kg/cm ²
Modulo de Elasticidad	2 000 000 Kg/cm ²

CUADRO 137– Propiedades Mecánicas del Acero Corrugado Grado 60

(Fuente: Norma Técnica Peruana NTP 341.031-2001 Grado 060.)

Diámetro de Barra		Perímetro Nominal	Sección Nominal	Peso Nominal	Max. Espaciamiento Corrugaciones	Altura Min. Corrugaciones	Cuerda de Corrugaciones	Longitud
Pulg.	cm	cm	cm ²	kg/m	cm	cm	cm	m
1/4	0.635	2	0.320	0.250	-	-	-	9
3/8	0.952	3	0.710	0.560	0.662	0.038	0.363	
1/2	1.270	4	1.290	0.994	0.888	0.051	0.485	
5/8	1.588	5	2.000	1.552	1.110	0.071	0.608	
3/4	1.905	6	2.840	2.235	1.335	0.096	0.728	
7/8	2.222	7	3.870	3.042	1.538	0.111	0.850	
1	2.540	8	5.100	3.973	1.779	0.127	0.973	
1 1/8	2.865	9	6.450	5.060	2.010	0.142	1.100	12
1 1/4	3.226	10	8.190	6.403	2.250	0.162	1.240	
1 3/8	3.580	11	10.060	7.906	2.500	0.180	1.370	
1 11/16	4.300	14	14.520	11.384	3.020	0.215	1.640	
2 1/4	5.733	18	25.810	20.238	4.010	0.258	2.190	

CUADRO 138 – Dimensiones y Pesos del Acero Corrugado Grado 60

(Fuente: Harmsen, T. Mayorca, P.(2000). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú)

4.2.2. CONCRETO

4.2.2.1. CONCRETO CICLOPEO

Concretos de densidad normal con un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días y un módulo de elasticidad de $198431.35 \text{ Kg/cm}^2$. El coeficiente de expansión térmica se tomara como $9.90 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C}$. A este concreto se le añadirá 30% de piedra grande con la finalidad de aumentar la resistencia, logrando un concreto ciclópeo.

4.2.2.2. CONCRETO $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Concretos de densidad normal con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días y un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ Kg/cm}^2$. El coeficiente de expansión térmica se tomara como $9.90 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C}$.

4.2.2.3. CONCRETO $F'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Concretos de alta densidad con un $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días y un módulo de elasticidad de 250998 Kg/cm^2 . El coeficiente de expansión térmica se tomara como $9.90 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C}^{29}$.

²⁹Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.

4.2.3. PROPIEDADES DEL TERRENO

4.2.3.1. MATERIAL DE RELLENO

Para el relleno de estribos se empleará material granular seleccionado (afirmado), obtenido en forma natural de la cantera de Añashuayco. Es una mezcla de grava con arena, en estado denso, color pardo, con grava subredondeada.

Densidad Máxima Seca (g/cm^3)	2.05
Humedad Óptima (%)	11.87
Angulo de Rozamiento Interno (grad.)	39.30
Cohesión Efectiva (g/cm^2)	0.00

CUADRO 139 – Propiedades Mecánicas del Afirmado
(Fuente: Elaboración Propia)

4.2.3.2. SUELO DE CIMENTACIÓN

Los cimientos del puente estarán apoyados en el estrato de suelo compuesto por sillar.

Compresión Simple (kg/cm^2)	83.80
Carga Admisible del Estrato (kg/cm^2)	8.38

CUADRO 140 – Propiedades Mecánicas del Sillar
(Fuente: Elaboración Propia)

4.2.4. OTROS

Para barandas, tuercas, pernos, entre otros, los materiales cumplirán las especificaciones técnicas del Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003).

4.3. PREDIMENSIONAMIENTO

4.3.1. PREDIMENSIONADO DE ESTRIBOS

Para el proyecto se emplearán estribos de gravedad 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.

Para este tipo de estribos se tiene el siguiente pre-dimensionamiento:

Descripción	Símbolo	Pre-dimensionado	Magnitud Adoptada	Unidad
Altura del Estribo	H	$H = 6.00$	6.00	m
Ancho de Cimentación	B	$B = \frac{1}{2}H \sim \frac{2}{3}H$	4.00	m
Altura de Cimentación	D	$D = \frac{1}{6}H \sim \frac{1}{8}H$	1.00	m
Profundidad de Cimentación	D_f	$D_f = \text{Ver Perfil Topográfico}$	2.50	m
Longitud de la Punta	a	$a = \frac{1}{6}H \sim \frac{1}{12}H$	0.30	m
Longitud del Talón	b	$b = \frac{1}{6}H \sim \frac{1}{12}H$	0.30	m
Ancho de Cresta	c	$c = \frac{1}{12}H$	0.57	m
Cajuela	N	$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$	0.50	m
Altura de Parapeto	h_{parapeto}	$h_{\text{parapeto}} = h_{\text{puente}} + e_{\text{neopreno}} + \text{bombeo}$	2.00	m

CUADRO 141 – Pre-dimensionamiento del Estribo de Gravedad,
(Fuente: Rodríguez, A. (2012). Puentes con AASHTO-LRFD 2010. Lima.)

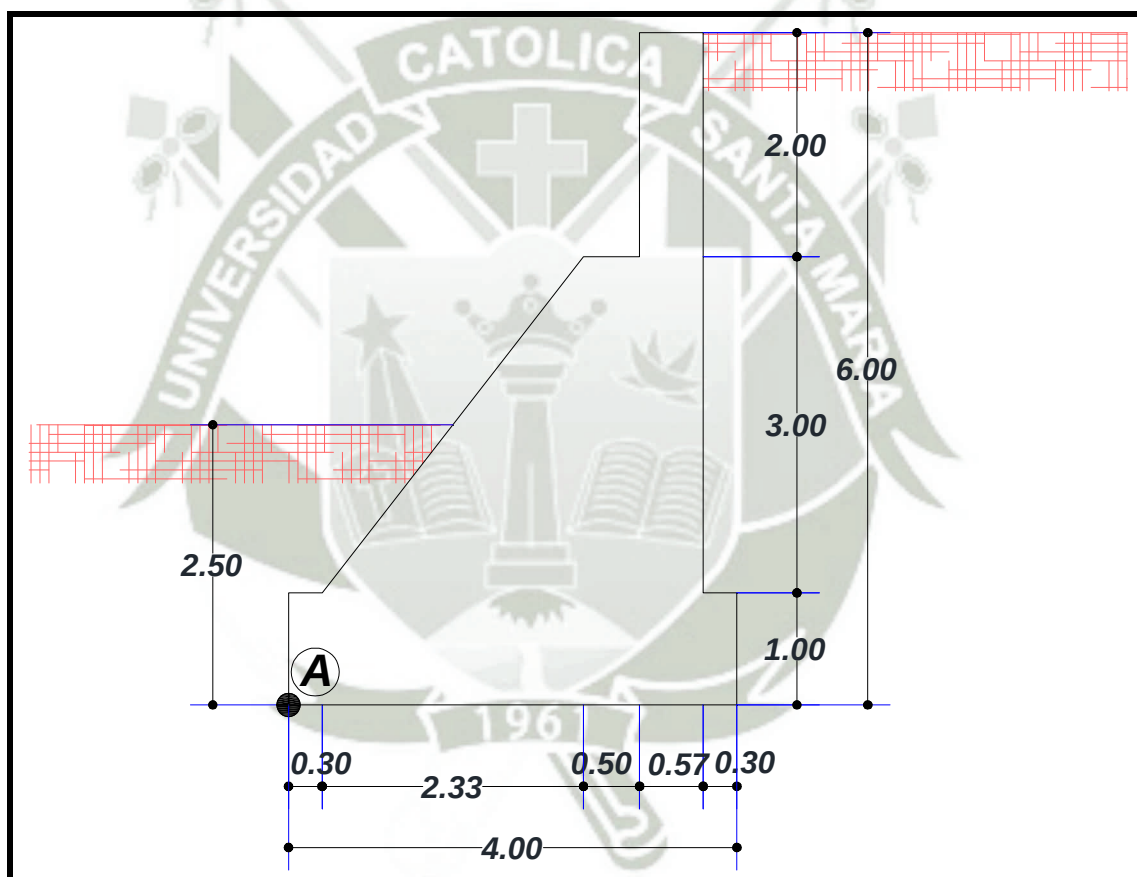


Figura 47 – Pre-dimensionamiento de Estribos por Gravedad en Concreto Ciclópeo,
(Fuente: Elaboración Propia)

4.3.2. PREDIMENSIONADO DE PILARES

Para este proyecto se emplearán pilares que se ubicarán a 27.5 m y 62.5 m del extremo del puente, esto con la finalidad de optimizar la distribución de los esfuerzos internos de la superestructura.

4.3.2.1. COLUMNA CIRCULAR

Cada pilar se diseñará en concreto armado y estará compuesto por múltiples columnas de sección circular, esto con la finalidad de brindar una resistencia uniforme en sentido del pórtico como en el sentido transversal al pórticos, espaciadas una distancia de 5.20 m entre sus ejes y con una altura de $H = 20.70$ m (Ver Planos Anexo 1), de manera que estén apoyadas sobre el estrato rocoso (sillar).

La unión entre la superestructura y cada una de las columnas circulares se efectuará mediante un nudo rígido, haciendo monolítica la superestructura con los pilares lo que generará una acción conjunta para las diferentes solicitaciones de carga.

Para este tipo de pilares se tiene el siguiente pre-dimensionamiento:

Tenemos $P_u = 912.65$ T (ver ítem 4.6.1.) y $n = 0.2$ ³⁰.

$$D = \sqrt{\frac{4 * P_u}{\pi * n * f'_c}} = \sqrt{\frac{4 * 912,650.0}{\pi * 0.2 * 350}} = 128.84 \text{ cm} \approx 1.30 \text{ m}$$

Por lo que se asumirá un diámetro de columna de 1.30 m y una distribución de acero con una cuantía mínima de 1%, lo cual que corresponde a $27 \varnothing 1"$ espaciados 10 cm en el perímetro de la columna.

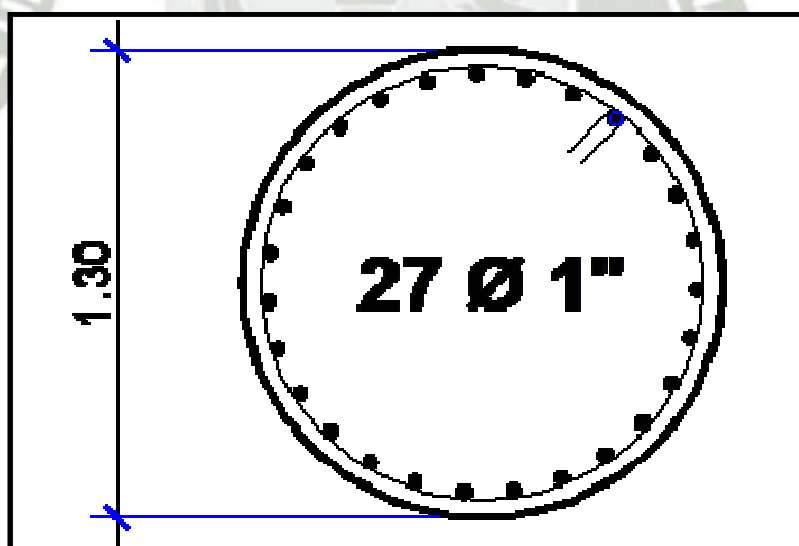


Figura 48 – Pre-dimensionamiento de Columnas para Pilares de Concreto Armado,
(Fuente: Elaboración Propia)

4.3.2.2. CIMENTACIÓN DE PILARES

³⁰Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.

Debido a que el estrato de cimentación posee una elevada capacidad portante, se usaran zapatas cuadradas en los cimientos de las columnas, que conforman el pilar de puente. Con una profundidad de $H_f = 9.50 \text{ m}$ y una dimensión de:

Tenemos $P_u = 912.65 \text{ T}$ (ver ítem 4.6.2.)

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_{suelo} * h_f = 83.80 - 2.05 * 10.5 = 62.30 \text{ T/m}^2$$

$$A_{ZAP} = \frac{P_u}{\sigma_n} = \frac{912.65}{62.30} = 14.65 \text{ m}^2 \approx 7.30 * 7.30 \text{ m}^2$$

Se verifica que para el área requerida, ocurre traslape entre zapatas, por lo cual se requiere una zapata combinada para solucionar el problema de la cimentación.

$$P_T = \Sigma P_u = 2 * (900.05 + 902.38 + 912.65) = 5,430.16 \text{ T}$$

$$A_{ZAP} = \frac{P_T}{\sigma_n} = \frac{5,430.16}{62.30} = 87.16 \text{ m}^2$$

$$P_T X = \Sigma P_u x_i ; (\text{tomando momentos desde el eje de la columna izquierda})$$

$$5,430.16 X = 902.38 * 5.20 + 912.65 * 10.40 + 912.65 * 15.60 + 902.38 * 20.80 + 900.05 * 26.00 ; X = 13.00 \text{ m}$$

Si tenemos $L = 27.30 \text{ m}$

$$B = \frac{A_{ZAP}}{L} = \frac{87.16}{27.30} = 3.19 \text{ m} \approx 3.20 \text{ m}$$

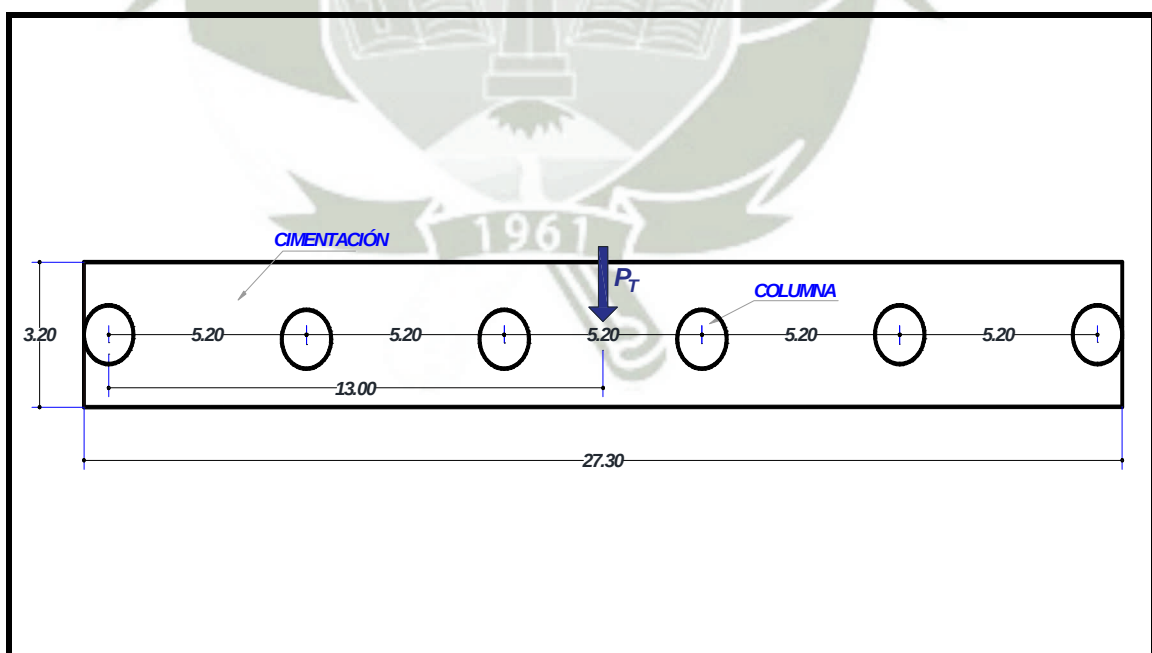


Figura 49 – Pre-dimensionamiento de Cimentación para Pilares de Concreto Armado,
(Fuente: Elaboración Propia)

4.4. ANALISIS ESTRUCTURAL DE ESTRIBOS

A continuación se muestran tablas con las fuerzas horizontales y verticales para cada estribo del puente. Estas fuerzas se muestran sin ser afectadas por factores de carga.

4.4.1. FUERZAS DE LA SUPERESTRUCTURA

Estas fuerzas fueron determinadas con el Software CSI Bridge conjuntamente con el análisis estructural del tablero del puente en el ítem 3.4 de este estudio.

TABLE: Joint Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
CARGAS MUERTAS + DEAD	LinStatic	--	15.02	3.16	0.00
CARGAS VIVAS + MOVIL	LinStatic + LinMoving	Max	10.06	2.34	7.64
		Min	-0.79	-2.34	-4.91
VIENTO	LinStatic	--	0.16	0.97	1.13
SISMO	LinRespSpec	Max	4.59	13.93	22.97

CUADRO 142 – Fuerzas para Estribo de Puente
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

$$X_A = 2.88 \text{ m} ; Y_A = 4.00 \text{ m}$$

4.4.2. FUERZAS POR EL PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y SU RELLENO

Se tiene una sobrecarga equivalente de 0.76 m (Ver Cuadro 128).

PESO DEL ESTRIBO

$$\text{Peso Estribo} = A_{\text{estribo}} \times \gamma_{\text{concreto}} = 11.84 \text{ m}^2 \times 2.40 \text{ T/m}^3 = 28.42 \text{ T/m}$$

$$X_A = 2.41 \text{ m} ; Y_A = 1.92 \text{ m}$$

PESO DEL RELLENO

$$\text{Peso Relleno 1} = A_{\text{relleno}} \times \gamma_{\text{relleno}} = 1.50 \text{ m}^2 \times 2.05 \text{ T/m}^3 = 3.08 \text{ T/m}$$

$$X_A = 3.81 \text{ m} ; Y_A = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Peso Relleno 2} = A_{\text{relleno}} \times \gamma_{\text{relleno}} = 1.32 \text{ m}^2 \times 2.05 \text{ T/m}^3 = 2.71 \text{ T/m}$$

$$X_A = 0.51 \text{ m} ; Y_A = 1.42 \text{ m}$$

$$\text{Peso Sobrecarga} = A_{\text{relleno}} \times \gamma_{\text{relleno}} = 0.76 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 2.05 \text{ T/m}^3 = 0.47 \text{ T/m}$$

$$X_A = 3.81 \text{ m} ; Y_A = 6.00 \text{ m}$$

4.4.3. FUERZAS DE EMPUJE Y SOBRECARGA DEL TERRENO

El cálculo de estas fuerzas se efectuará según los principios de ingeniería de cimentaciones

Braja M. Das, 2001. Y mecánica de suelos Berry, P. Reid, D. 1993.³¹

FUERZA DE EMPUJE ACTIVO

Se sabe que por pre-dimensionamiento del muro por gravedad que $\beta=90^\circ$ y $\alpha=0^\circ$, además de las propiedades del terreno se tiene $\phi=39.30^\circ$, $\delta=2/3\phi=26.2^\circ$ y $\gamma=2.05 \text{ t/m}^3$. También se tiene una sobrecarga equivalente de 0.76 m (Ver Cuadro 128).

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta) \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\sin^2(90 + 39.3)}{\sin^2(90) \sin(90 - 26.2) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(39.3 + 26.2) \sin(39.3 - 0)}{\sin(90 - 26.2) \sin(0 + 90)}} \right]^2} = 0.206$$

$$P_a = K_a (\gamma H_{eq}) H + \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = 0.206(2.05 \times 0.76)6.0 + \frac{1}{2} 0.206 \times 2.05 \times 6.0^2 = 9.51 \text{ T/m}$$

$$P_{av} = P_a \sin \delta = 9.51 \sin 26.2 = 4.19 \text{ T/m}$$

$$P_{ah} = P_a \cos \delta = 9.51 \cos 26.2 = 8.53 \text{ T/m}$$

$$X_A = 4.00 \text{ m}; Y_A = 2.20 \text{ m}$$

FUERZA DE EMPUJE PASIVO

Se sabe que por pre-dimensionamiento del muro por gravedad que $\beta=52^\circ$ y $\alpha=0^\circ$, además de las propiedades del terreno se tiene $\phi=39.30^\circ$, $\delta=2/3\phi=26.2^\circ$ y $\gamma=2.05 \text{ t/m}^3$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2(\beta) \sin(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\sin^2(52 - 39.3)}{\sin^2(52) \sin(52 + 26.2) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(39.3 + 26.2) \sin(39.3 + 0)}{\sin(52 + 26.2) \sin(0 + 52)}} \right]^2} = 4.324$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 4.324 \times 2.05 \times 2.5^2 = 27.70 \text{ T/m}$$

$$P_{pv} = P_p \sin \delta = 27.70 \sin 11.8 = 5.66 \text{ T/m}$$

$$P_{ph} = P_p \cos \delta = 27.70 \cos 11.8 = 27.11 \text{ T/m}$$

³¹Braja, M. Das (2001). Ingeniería de Cimentaciones. California: Thomson.
Berry, P. Reid, D. (1993). Mecánica de Suelos. Saltford: McGraw-Hill.

$$X_A = 0.00 \text{ m} ; Y_A = 0.83 \text{ m}$$

4.4.4. FUERZA DE FRENADO Y ACCELERACIÓN

Para determinar esta fuerza se toma el camión de diseño HL-93 de la AASHTO LRFD con un peso de 14.78 T en los ejes posteriores.

$$BR = 0.25P_{LL} = 0.25 \times 14.78 = 3.70 \text{ T/m}$$

$$X_A = 1.12 \text{ m} ; Y_A = 7.80 \text{ m}$$

4.4.5. FUERZA SÍSMICA DEL TERRENO

El cálculo de estas fuerzas se efectuará según los principios de mecánica de suelos Rodríguez, A. 2012.³²

FUERZA SÍSMICA DE EMPUJE ACTIVO

Se sabe que por pre-dimensionamiento del muro por gravedad que $\beta=0^\circ$ y $i=0^\circ$, además de las propiedades del terreno se tiene $A=0.4$, $\emptyset=39.30^\circ$, $\delta=2/3\emptyset=26.2^\circ$ y $\gamma=2.05 \text{ t/m}^3$.

$$K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.4 = 0.2$$

$$K_v = 0$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.2}{1 - 0} \right) = 11.31$$

$$\begin{aligned} K_{ae} &= \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta) \sin(\emptyset - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(39.3 - 11.31 - 0)}{\cos 11.31 \cos^2 0 \cos(26.2 + 0 + 11.31) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(39.3 + 26.2) \sin(39.3 - 11.31 - 0)}{\cos(26.2 + 0 + 11.31) \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\ &= 0.333 \end{aligned}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} (K_{ae} - K_a) \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.333 - 0.206) \times 2.05 \times 6.0^2 = 4.72 \text{ T/m}$$

$$P_{aev} = P_{ae} \sin \delta = 4.72 \sin 26.2 = 2.08 \text{ T/m}$$

$$P_{aeh} = P_{ae} \cos \delta = 4.72 \cos 26.2 = 4.23 \text{ T/m}$$

$$X_A = 4.00 \text{ m} ; Y_A = 3.00 \text{ m}$$

FUERZA SÍSMICA DE EMPUJE PASIVO

³²Rodríguez, A. (2012). Puentes con AASHTO LRFD 2010. Lima.

Se sabe que por pre-dimensionamiento del muro por gravedad que $\beta=38^\circ$ y $i=0^\circ$, además de las propiedades del terreno se tiene $A=0.4$, $\emptyset=39.30^\circ$, $\delta=2/3\emptyset=26.2^\circ$ y $\gamma=2.05 \text{ t/m}^3$.

$$K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.4 = 0.2$$

$$K_v = 0$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.2}{1 - 0} \right) = 11.31$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta) \sin(\emptyset - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(39.3 - 11.31 + 0)}{\cos 11.31 \cos^2 0 \cos(26.2 - 0 + 11.31) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(39.3 + 26.2) \sin(39.3 - 11.31 + 0)}{\cos(26.2 - 0 + 11.31) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.333$$

$$P_{pe} = \frac{1}{2} (K_p - K_{pe}) \gamma H^2 = \frac{1}{2} (4.324 - 3.907) \times 2.05 \times 6.0^2 = 15.41 \text{ T/m}$$

$$P_{pev} = P_{pe} \sin \delta = 15.41 \sin 11.8 = 3.15 \text{ T/m}$$

$$P_{peh} = P_{pe} \cos \delta = 15.41 \cos 11.8 = 15.08 \text{ T/m}$$

$$X_A = 0.00 \text{ m}; Y_A = 1.25 \text{ m}$$

4.4.6. FUERZA INERCIAL DE ESTRIBOS

De acuerdo al Manual de Puentes AASTHO LRFD 2012 en el puente actúa una fuerza sísmica por inercia que se origina por la acción compuesta del estribo y el terreno.³³ Considerando $A=0.4$ (Ver Ítem 2.4.2.1), se calcula:

$$W = W_{estribo} + W_{relleno1} + W_{relleno2} = 28.42 + 3.08 + 2.71 = 34.21 \text{ T/m}$$

$$K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.4 = 0.2$$

$$EQ_{estribo} = K_h * W = 0.2 \times 34.21 = 6.84 \text{ T/m}$$

$$Y_A = \frac{W_{estribo} * Y_1 + W_{relleno1} * Y_2 + W_{relleno2} * Y_3}{W}$$

$$= \frac{28.42 \times 1.92 + 3.08 \times 3.95 + 2.71 \times 1.42}{34.21} = 2.06 \text{ T/m}$$

³³ AASTHO LRFD (2012). Desing Bridge Specifications. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.

4.4.7. RESUMEN DE FUERZAS DE ESTRIBOS

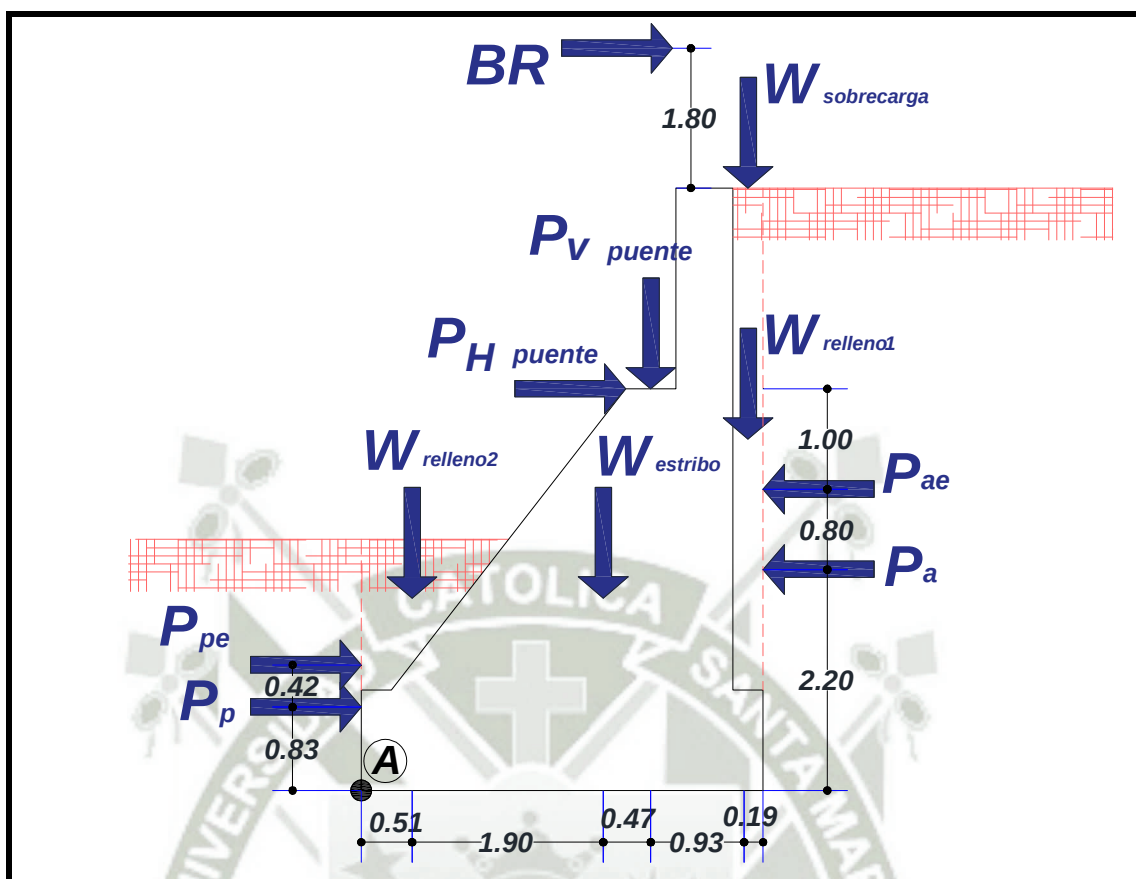


Figura 50 – Resumen de Fuerzas del Estribo de Puente,
(Fuente: Elaboración Propia)

4.4.7.1. RESUMEN FUERZAS VERTICALES DE ESTRIBOS

RESUMEN CARGAS VERTICALES DEL ESTRIBO				
Tipo de Carga	Nomenclatura	V (T/m)	X _A (m)	M _V (T-m/m)
Peso Propio del Estribo	W ESTRIBO	28.42	2.41	68.49
Carga Muerta Superestructura	P _{DC}	15.02	2.88	43.26
Carga Viva Superestructura	P _{LL}	10.06	2.88	28.97
Carga Sismo de la Superestructura	EQ vertical	4.59	2.88	13.22
Presión Vertical del Relleno 1	W RELLENO 1	3.08	3.81	11.73
Presión Vertical del Relleno 2	W RELLENO 2	2.71	0.51	1.38
Peso Sobrecarga	W SOBRECARGA	0.47	3.81	1.79
Presión Lateral Activa (vertical)	P _a vertical	4.19	4.00	16.76
Presión Lateral Activa Sismo (vertical)	P _{ae} vertical	2.08	4.00	8.32
Presión Lateral Pasiva (vertical)	P _p vertical	5.66	0.00	0.00
Presión Lateral Pasiva Sismo (vertical)	P _p e vertical	3.15	0.00	0.00
Σ=		79.43		193.93

CUADRO 143 – Resumen Fuerzas Verticales del Estribo de Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.4.7.2. RESUMEN FUERZAS HORIZONTALES DE ESTRIBOS

RESUMEN CARGAS HORIZONTALES				
Tipo de Carga	Nomenclatura	H (T/m)	Y_A (m)	$M_H(T\cdot m/m)$
Carga Viva Superestructura	P_{LL}	7.64	4.00	30.56
Carga de Viento Superestructura	WS	1.13	4.00	4.52
Carga Sismo de la Superestructura	$EQ_{horizontal}$	22.97	4.00	91.88
Presión Lateral Activa (horizontal)	$Pa_{horizontal}$	8.53	2.20	18.77
Presión Lateral Activa Sismo (horizontal)	$Pae_{horizontal}$	4.23	3.00	12.69
Presión Lateral Pasiva (horizontal)	$Pp_{horizontal}$	-27.11	0.83	-22.50
Presión Lateral Pasiva Sismo (horizontal)	$Ppe_{horizontal}$	-15.08	1.25	-18.85
Carga de Aceleración y Frenado	BR	3.70	7.80	28.86
Carga Inercial del Estribo	$EQ_{estribo}$	6.84	2.06	14.09
$\Sigma=$		12.85		160.02

CUADRO 144 – Resumen Fuerzas Horizontales del Estribo de Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5. DISEÑO DE ESTRIBOS POR ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

Para el diseño del estribo se tomará las fuerzas y momentos últimos correspondientes a los estados límites de Resistencia I y III, Evento Extremo I y Servicio I aplicables en este caso con un valor $n=n_D n_R n_I=1$ (Ver ítem 4.1.3.2.). Para los estados límite encontramos que pueden establecerse dos combinaciones distintas. Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento, observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizaremos los factores “ γ ” máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto “A” y deslizamiento en la base y los factores de carga “ γ ” mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad para de esta manera maximizar las condiciones críticas en la estructura. Estos casos serán denominados A.

Para el chequeo de presiones en la base utilizaremos los factores “ γ ” máximos en las cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A estos casos los denominaremos B.

4.5.1. CASO I – ESTRIBO CON PUENTE

4.5.1.1. CÁLCULO DE LOS ESTADOS LÍMITE Y COMBINACIONES DE CARGA

COMBINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

COMBINACIONES DE CARGAS VERTICALES - ESTRIBO CON PUENTE												
Tipo de Carga	W estribo	P DC	P LL	EQ vertical	W relleno 1	W relleno 2	W sobrecarga	Pa vertical	Pae vertical	Pp vertical	Ppe vertical	Σ
V (T/m)	28.42	15.02	10.06	4.59	3.08	2.71	0.47	4.19	2.08	5.66	3.15	Vu (T/m)
Resistencia IA	X	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	54.58
	V*Y	13.52	0.00	0.00	2.77	2.44	0.42	4.19	0.00	5.66	0.00	
Resistencia IB	X	1.25	1.75	0.00	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	93.03
	V*Y	35.53	18.78	0.00	3.85	3.39	0.59	5.66	0.00	7.64	0.00	
Resistencia IIIA	X	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	54.58
	V*Y	25.58	13.52	0.00	2.77	2.44	0.42	4.19	0.00	5.66	0.00	
Resistencia IIIB	X	1.25	0.00	0.00	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	75.42
	V*Y	35.53	18.78	0.00	3.85	3.39	0.59	5.66	0.00	7.64	0.00	
Evento Extremo IA	X	0.90	0.00	1.00	0.90	0.90	0.90	1.00	0.90	1.00	0.90	63.88
	V*Y	25.58	13.52	4.59	2.77	2.44	0.42	4.19	1.87	5.66	2.84	
Evento Extremo IB	X	1.25	1.00	1.00	1.25	1.25	1.25	1.35	1.00	1.35	1.00	95.30
	V*Y	35.53	18.78	4.59	3.85	3.39	0.59	5.66	2.08	7.64	3.15	
Servicio I	X	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	79.43
	V*Y	28.42	15.02	4.59	3.08	2.71	0.47	4.19	2.08	5.66	3.15	

CUADRO 145 – Combinaciones de Cargas Verticales - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

COMBINACIÓN DE MOMENTOS ESTABILIZADORES (POR CARGA VERTICALES) - ESTRIBO CON PUENTE												
Tipo de Carga	W estribo	P DC	P LL	EQ vertical	W relleno 1	W relleno 2	W sobrecarga	Pa vertical	Pae vertical	Pp vertical	Ppe vertical	Σ
Mv (T/m)												Mvu (T/m)
Resistencia IA	X	0.90	0.90	0.00	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	130.75
	Mv * Y	61.64	38.93	0.00	10.56	1.24	1.61	16.76	0.00	0.00	0.00	
Resistencia IB	X	1.25	1.25	0.00	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	231.65
	Mv * Y	85.62	54.07	0.00	14.67	1.73	2.24	22.63	0.00	0.00	0.00	
Resistencia IIIA	X	0.90	0.90	0.00	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	130.75
	Mv * Y	61.64	38.93	0.00	10.56	1.24	1.61	16.76	0.00	0.00	0.00	
Resistencia IIIB	X	1.25	1.25	0.00	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	180.95
	Mv * Y	85.62	54.07	0.00	14.67	1.73	2.24	22.63	0.00	0.00	0.00	
Evento Extremo IA	X	0.90	0.90	1.00	0.90	0.90	0.90	1.00	0.90	1.00	0.90	151.46
	Mv * Y	61.64	38.93	13.22	10.56	1.24	1.61	16.76	7.49	0.00	0.00	
Evento Extremo IB	X	1.25	1.25	1.00	1.25	1.25	1.25	1.35	1.00	1.35	1.00	231.46
	Mv * Y	85.62	54.07	13.22	14.67	1.73	2.24	22.63	8.32	0.00	0.00	
Servicio I	X	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	172.39
	Mv * Y	68.49	43.26	0.00	11.73	1.38	1.79	16.76	0.00	0.00	0.00	

CUADRO 146 – Combinaciones de Momentos Estabilizadores - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

COMBINACIÓN DE CARGAS HORIZONTALES

COMBINACIÓN DE CARGAS HORIZONTALES - ESTRIBO CON PUENTE											
Tipo de Carga	P LL	WS	EQ horizontal	Pa horizontal	Pae horizontal	Pp horizontal	Ppe horizontal	BR	EQ estribo	Σ	
H (T/m)	7.64	1.13	22.97	8.53	4.23	-27.11	-15.08	3.7	6.84	Hu (T/m)	
Resistencia IA	X	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.75	0.00	-21.40	
	H*Y	0.00	0.00	12.80	0.00	-40.67	0.00	6.48	0.00		
Resistencia IB	X	1.75	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.75	0.00	-8.03	
	H*Y	13.37	0.00	12.80	0.00	-40.67	0.00	6.48	0.00		
Resistencia IIIA	X	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	-26.29	
	H*Y	0.00	0.00	12.80	0.00	-40.67	0.00	0.00	0.00		
Resistencia IIIB	X	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	-26.29	
	H*Y	0.00	0.00	12.80	0.00	-40.67	0.00	0.00	0.00		
Evento Extremo IA	X	0.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	0.00	1.00	-8.91	
	H*Y	0.00	22.97	12.80	4.23	-40.67	-15.08	0.00	6.84		
Evento Extremo IB	X	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	2.43	
	H*Y	7.64	22.97	12.80	4.23	-40.67	-15.08	3.70	6.84		
Servicio I	X	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	-6.90	
	H*Y	7.64	0.00	8.53	0.00	-27.11	0.00	3.70	0.00		

CUADRO 147 – Combinaciones de Cargas Horizontales - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

COMBINACIÓN DE MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) - ESTRIBO CON PUENTE											
Tipo de Carga	P LL	WS	EQ horizontal	Pa horizontal	Pae horizontal	Pp horizontal	Ppe horizontal	BR	EQ estribo	Σ	
M _H (T/m)	30.56	4.52	91.88	18.77	12.69	-22.50	-18.85	28.86	14.09	M _{HU} (T/m)	
Resistencia IA	X	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.75	0.00	44.90	
	M _H *Y	0.00	0.00	28.15	0.00	-33.75	0.00	50.51	0.00		
Resistencia IB	X	1.75	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.75	0.00	98.38	
	M _H *Y	53.48	0.00	28.15	0.00	-33.75	0.00	50.51	0.00		
Resistencia IIIA	X	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.73	
	M _H *Y	0.00	0.00	28.15	0.00	-33.75	0.00	0.00	0.00		
Resistencia IIIB	X	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.73	
	M _H *Y	0.00	0.00	28.15	0.00	-33.75	0.00	0.00	0.00		
Evento Extremo IA	X	0.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	0.00	1.00	94.21	
	M _H *Y	0.00	91.88	28.15	12.69	-33.75	-18.85	0.00	14.09		
Evento Extremo IB	X	1.00	0.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	153.63	
	M _H *Y	30.56	91.88	28.15	12.69	-33.75	-18.85	28.86	14.09		
Servicio I	X	1.00	0.30	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	57.04	
	M _H *Y	30.56	1.36	18.77	0.00	-22.50	0.00	28.86	0.00		

CUADRO 148 – Combinaciones de Momentos de Vuelco - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5.1.2. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VUELCO

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto “A” en la base del estribo. Y 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 $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8B$).³⁴

B =	4.00	m
-----	------	---

Estado	V _u (T/m)	M _{VU} (T/m)	M _{HU} (T/m)	x _o = (M _{VU} - M _{HU})/V _u (m)	e= B/2 - x _o (m)	e _{max} =3B/8 (m)	e < e _{max}
Resistencia IA	54.58	130.75	44.90	1.57	0.43	1.50	OK!
Resistencia IB	93.03	231.65	98.38	1.43	0.57	1.50	OK!
Resistencia IIIA	54.58	130.75	0.73	2.38	0.38	1.50	OK!
Resistencia IIIB	75.42	180.95	0.73	2.39	0.39	1.50	OK!
Evento Extremo IA	63.88	151.46	94.21	0.90	1.10	1.50	OK!
Evento Extremo IB	95.30	231.46	153.63	0.82	1.18	1.50	OK!
Servicio I	79.43	172.39	57.04	1.45	0.55	1.50	OK!

CUADRO 149 – Chequeo de Estabilidad por Vuelco - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5.1.3. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO EN LA BASE

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_T Q_T$) donde:

$$Q_R = \phi_T (V \tan \delta) + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Ecuación 4.4 – Resistencia al Deslizamiento Factorizada

(Fuente: AASTHO LRFD (2012). Desing Bridge Specifications. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.)

Donde:

Q_R = Resistencia al Deslizamiento Factorizada.

Q_T = Fuerza Friccionante entre el Suelo y el Muro ($V \tan \delta$).

V = Fuerza Vertical Última.

$\tan \delta$ = Tangente del ángulo de fricción entre el Suelo y el Muro.

ϕ_T = Factor de Resistencia por Deslizamiento.

Q_{ep} = Empuje de Suelo Pasivo en la Base del Terreno.

ϕ_{ep} = Factor de Resistencia por Presión Pasiva del Terreno.

³⁴ AASTHO LRFD (2012). Desing Bridge Specifications. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Tipo de Resistencia	Símbolo	Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de Apoyo	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh, 2001), Arcilla	0.5
		Método Teórico (Munfakh, 2001), Arena, usando CPT	0.5
		Método Teórico (Munfakh, 2001), Arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (Meyenorf, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre Roca	0.45
		Prueba de Cargas en Placas	0.55
Deslizamiento	ϕ_T	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.9
		Concreto vaciado en el lugar sobre arena	0.8
		Concreto pre-moldeado o vaciado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo Sobre Suelo	0.9
	ϕ_{ep}	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.5

CUADRO 150 – Factores de resistencia en Cimientos Superficiales, Estado Límite de Resistencia
(Fuente: AASTHO LRFD (2012). Design Bridge Specifications. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.)

Los factores de resistencia al deslizamiento para el estado límite de evento extremo es " $Q_T = 1$ " y " $Q_{ep} = 0$ ".

El ángulo de fricción entre la superficie de contacto del muro con la base del terreno se determina con la siguiente tabla:

MATERIALES EN LA INTERFASE	ÁNGULO DE FRICCIÓN δ
Concreto masivo y mampostería sobre los siguientes suelos de cimentación:	
• Roca sana limpia	35
• Grava limpia, mezclas de grava-arena, arena gruesa	29 a 31
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29
• Arena limpia fina, arena limosa media o arcillosa fina a media	19 a 24
• Arcilla Arenosa fina, limo no plástico	17 a 19
• Arcilla preconsolidada o residual muy rígido y duro	22 a 26
• Arcilla media rígida a rígida y arcilla limosa	17 a 19
Concreto prefabricado o premoldeado sobre:	
• Grava limpia, mezclas de grava-arena, relleno rocoso bien graduado con gravilla	22 a 26
• Arena limpia, mezclas de arena limosa-grava, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limos o arcilla	17
• Limo arenoso fino, limos no plásticos	14
Varios materiales estructurales	
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:	
o Roca débil sobre roca débil	35
o Roca dura sobre roca débil	33
o Roca dura sobre roca dura	29
• Acero sobre acero en empalmes de tablestacas	17

CUADRO 151–Ángulo de Fricción entre la Superficie de Contacto de Materiales Distintos
(Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles)

Por lo tanto, para el chequeo de estabilidad por deslizamiento tenemos:

$\delta =$	35.00				
$\mu = \tan \delta$	0.70				
Estado	V_u (T/m)	ϕ_r	RESISTENTE (T/m) $F_r = \mu(\phi_r * V_u)$	ACTUANTE (T/m) $ H_u $	$F_r > H_u$
Resistencia IA	54.58	0.85	32.48	21.40	OK!
Resistencia IB	93.03	0.85	55.37	-8.03	OK!
Resistencia IIIA	54.58	0.85	32.48	26.29	OK!
Resistencia IIIB	75.42	0.85	44.89	-26.29	OK!
Evento Extremo IA	63.88	1.00	44.73	8.91	OK!
Evento Extremo IB	95.30	1.00	66.73	2.43	OK!
Servicio I	79.43	0.85	47.27	6.90	OK!

CUADRO 152 – Chequeo de Estabilidad por Deslizamiento - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

En este caso no se tomo en cuenta la resistencia al deslizamiento por fuerza de terreno pasiva en la base, ya que el estribo cumple satisfactoriamente con los estados límite de cargas y no requiere el empleo de un dentellón.

4.5.1.4. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR PRESIONES EN LA BASE

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 y luego se comparan con la carga última factorada del terreno de fundación.

El valor de la resistencia de carga admisible factorada por presiones en la base corresponde a:

$$Q_R \leq \phi_b Q_n$$

Ecuación 4.5 – Resistencia de Presión del Terreno Factorizada

(Fuente: AASTHO LRFD (2012). Design Bridge Specifications. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.)

Donde:

Q_R = Resistencia de Presión del Terreno Factorizada.

ϕ_b = Factor de Resistencia de Apoyo (Ver Cuadro 141).

Q_n = Carga Última del Terreno de Fundación.

Se sabe que la carga última es el producto del factor de seguridad “FS=3”, de presión en la base del estribo, por la carga admisible del terreno de fundación “ $Q_{adm}=8.38 \text{ Kg/cm}^2$ ”.Entonces tenemos:³⁵

- Estado Límite de Resistencia I y Resistencia III

$$Q_R = \phi_b Q_n = \phi_b (FS * Q_{adm}) = 0.45 \times 3 \times 8.38 = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado Límite de Evento Extremo I

³⁵Braja, M. Das (2001). Ingeniería de Cimentaciones. California: Thomson.

$$Q_R = \emptyset_b Q_n = \emptyset_b (FS * Q_{adm}) = 1.00 \times 3 \times 8.38 = 25.14 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado Servicio I

$$Q_R = Q_{adm} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

B =	4.00	m
-----	------	---

Estado	V _U (T/m)	M _{VU} (T/m)	M _{HU} (T/m)	x _o = (M _{VU} - M _{HU})/V _U (m)	e = B/2 - x _o (m)	Q _{max} = (V _U /B) * (1 + 6e/B) (kg/cm ²)	Q _R (kg/cm ²)	Q _R > Q _{max}
Resistencia IA	54.58	130.75	44.90	1.57	0.43	2.24	22.62	OK!
Resistencia IB	93.03	231.65	98.38	1.43	0.57	4.31	22.62	OK!
Resistencia IIIA	54.58	130.75	0.73	2.38	0.38	2.15	22.62	OK!
Resistencia IIIB	75.42	180.95	0.73	2.39	0.39	2.99	22.62	OK!
Evento Extremo IA	63.88	151.46	94.21	0.90	1.10	4.24	50.28	OK!
Evento Extremo IB	95.30	231.46	153.63	0.82	1.18	6.61	50.28	OK!
Servicio I	79.43	172.39	57.04	1.45	0.55	3.62	16.76	OK!

CUADRO 153 – Chequeo de Estabilidad por Presiones en la Base - Estribo con Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5.2. CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE

En el caso II - estribo sin puente, se realiza el diseño por estabilidad y esfuerzos con la misma metodología empleada para el caso I, sin considerar las cargas de la superestructura, convirtiendo al estribo en un muro de contención solamente.

4.5.2.1. CÁLCULO DE LOS ESTADOS LÍMITE Y COMBINACIONES DE CARGA

COMBINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

COMBINACIÓN DE CARGAS VERTICALES - ESTRIBO SIN PUENTE											
Tipo de Carga	W estribo	W relleno 1	W relleno 2	W sobrecarga	Pa vertical	Pae vertical	Pp vertical	Ppe vertical	Σ		
V (T/m)	28.42	3.08	2.71	0.47	4.19	2.08	5.66	3.15	Vu (T/m)		
Resistencia IA	X	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	41.06		
	V*Y	25.58	2.77	2.44	4.19	0.00	5.66	0.00			
Resistencia IB	X	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	56.65		
	V*Y	35.53	3.85	3.39	5.66	0.00	7.64	0.00			
Resistencia IIIA	X	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	41.06		
	V*Y	25.58	2.77	2.44	4.19	0.00	5.66	0.00			
Resistencia IIIB	X	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	56.65		
	V*Y	35.53	3.85	3.39	5.66	0.00	7.64	0.00			
Evento Extremo IA	X	0.90	0.90	0.90	1.00	0.90	1.00	0.90	45.77		
	V*Y	25.58	2.77	2.44	4.19	1.87	5.66	2.84			
Evento Extremo IB	X	1.25	1.25	1.25	1.35	1.00	1.35	1.00	61.88		
	V*Y	35.53	3.85	3.39	5.66	2.08	7.64	3.15			
Servicio I	X	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	49.76		
	V*Y	28.42	3.08	2.71	4.19	2.08	5.66	3.15			

CUADRO 154 – Combinaciones de Cargas Verticales - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

COMBINACIÓN DE MOMENTOS ESTABILIZADORES (POR CARGA VERTICALES) - ESTRIBO SIN PUENTE											
Tipo de Carga	W estribo	W relleno 1	W relleno 2	W sobrecarga	Pa vertical	Pae vertical	Pp vertical	Ppe vertical	Σ		
M_v (T/m)	68.49	11.73	1.38	1.79	16.76	8.32	0.00	0.00	M_{vu} (T/m)		
Resistencia IA	X	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	91.82	0.00	
	$M_v * Y$	61.64	10.56	1.24	1.61	0.00	0.00	0.00			
Resistencia IB	X	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	126.88	0.00	
	$M_v * Y$	85.62	14.67	1.73	2.24	0.00	0.00	0.00			
Resistencia IIIA	X	0.90	0.90	0.90	1.00	0.00	1.00	0.00	91.82	0.00	
	$M_v * Y$	61.64	10.56	1.24	1.61	0.00	0.00	0.00			
Resistencia IIIB	X	1.25	1.25	1.25	1.35	0.00	1.35	0.00	126.88	0.00	
	$M_v * Y$	85.62	14.67	1.73	2.24	0.00	0.00	0.00			
Evento Extremo IA	X	0.90	0.90	0.90	1.00	0.90	1.00	0.90	99.31	0.00	
	$M_v * Y$	61.64	10.56	1.24	1.61	7.49	0.00	0.00			
Evento Extremo IB	X	1.25	1.25	1.25	1.35	1.00	1.35	1.00	135.20	0.00	
	$M_v * Y$	85.62	14.67	1.73	2.24	8.32	0.00	0.00			
Servicio I	X	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	100.16	0.00	
	$M_v * Y$	68.49	11.73	1.38	1.79	0.00	0.00	0.00			

CUADRO 155 – Combinaciones de Momentos Estabilizadores - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

COMBINACIÓN DE CARGAS HORIZONTALES

COMBINACIÓN DE CARGAS HORIZONTALES - ESTRIBO SIN PUENTE									
Tipo de Carga	Pa horizontal	Pae horizontal	Pp horizontal	Ppe horizontal	EQ estribo	Σ			
H (T/m)	8.53	4.23	-27.11	-15.08	6.84	Hu (T/m)			
Resistencia IA	X	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00			
	H * Y	12.80	0.00	-40.67	0.00	0.00			
Resistencia IB	X	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00			
	H * Y	12.80	0.00	-40.67	0.00	0.00			
Resistencia IIIA	X	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00			
	H * Y	12.80	0.00	-40.67	0.00	0.00			
Resistencia IIIB	X	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00			
	H * Y	12.80	0.00	-40.67	0.00	0.00			
Evento Extremo IA	X	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00			
	H * Y	12.80	4.23	-40.67	-15.08	6.84			
Evento Extremo IB	X	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00			
	H * Y	12.80	4.23	-40.67	-15.08	6.84			
Servicio I	X	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00			
	H * Y	8.53	0.00	-27.11	0.00	0.00			

CUADRO 156 – Combinaciones de Cargas Horizontales - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

COMBINACIÓN DE MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) - ESTRIBO SIN PUENTE							
Tipo de Carga	Pa horizontal	Pae horizontal	Pp horizontal	Ppe horizontal	EQ estribo	Σ	
M_H (T/m)	18.77	12.69	-22.50	-18.85	14.09	M_{HU} (T/m)	
Resistencia IA	X	1.50	0.00	1.50	0.00		
	$M_H * Y$	28.15	0.00	-33.75	0.00		
Resistencia IB	X	1.50	0.00	1.50	0.00		
	$M_H * Y$	28.15	0.00	-33.75	0.00		
Resistencia IIIA	X	1.50	0.00	1.50	0.00		
	$M_H * Y$	28.15	0.00	-33.75	0.00		
Resistencia IIIB	X	1.50	0.00	1.50	0.00		
	$M_H * Y$	28.15	0.00	-33.75	0.00		
Evento Extremo IA	X	1.50	1.00	1.50	1.00		
	$M_H * Y$	28.15	12.69	-33.75	14.09		
Evento Extremo IB	X	1.50	1.00	1.50	1.00		
	$M_H * Y$	28.15	12.69	-33.75	14.09		
Servicio I	X	1.00	0.00	1.00	0.00		
	$M_H * Y$	18.77	0.00	-22.50	0.00		

CUADRO 157 – Combinaciones de Momentos de Vuelco - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5.2.2. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VUELCO

B =	4.00	m
------------	------	---

Estado	Estado	V _U (T/m)	M _{VU} (T/m)	M _{HU} (T/m)	x ₀ = (M _{VU} - M _{HU})/V _U (m)	e = B/2 - x ₀ (m)	e _{max} = 3B/8 (m)
Resistencia IA	41.06	91.82	-5.60	2.37	0.37	1.50	OK!
Resistencia IB	56.65	126.88	-5.60	2.34	0.34	1.50	OK!
Resistencia IIIA	41.06	91.82	-5.60	2.37	0.37	1.50	OK!
Resistencia IIIB	56.65	126.88	-5.60	2.34	0.34	1.50	OK!
Evento Extremo IA	45.77	99.31	2.33	2.12	0.12	1.50	OK!
Evento Extremo IB	61.88	135.20	2.33	2.15	0.15	1.50	OK!
Servicio I	49.76	100.16	-3.74	2.09	0.09	1.50	OK!

CUADRO 158 – Chequeo de Estabilidad por Vuelco - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5.2.3. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO EN LA BASE

δ =	35.00
μ = tan δ	0.70

Estado	V _U (T/m)	Ø _T	RESISTENTE (T/m) F _r = μ(Ø _T * V _U)	ACTUANTE (T/m) H _u	F _r > H _u
Resistencia IA	41.06	0.85	24.44	-27.87	OK!
Resistencia IB	56.65	0.85	33.72	-27.87	OK!
Resistencia IIIA	41.06	0.85	24.44	-27.87	OK!
Resistencia IIIB	56.65	0.85	33.72	-27.87	OK!
Evento Extremo IA	45.77	1.00	32.05	-31.88	OK!
Evento Extremo IB	61.88	1.00	43.33	-31.88	OK!
Servicio I	49.76	0.85	29.62	-18.58	OK!

CUADRO 159 – Chequeo de Estabilidad por Deslizamiento - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.5.2.4. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR PRESIONES EN LA BASE

- Estado Límite de Resistencia I y Resistencia III

$$Q_R = \phi_b Q_n = \phi_b (FS * Q_{adm}) = 0.45 \times 3 \times 8.38 = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado Límite de Evento Extremo I

$$Q_R = \phi_b Q_n = \phi_b (FS * Q_{adm}) = 1.00 \times 3 \times 8.38 = 25.14 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado Servicio I

$$Q_R = Q_{adm} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

B =	4.00	m
-----	------	---

Estado	V_u (T/m)	M_{vu} (T/m)	M_{Hu} (T/m)	$x_o = (M_{vu} - M_{Hu})/V_u$ (m)	$e = B/2 - x_o $ (m)	$Q_{max} = (V_u/B) * (1 + 6e/B)$ (kg/cm ²)	Q_R (kg/cm ²)	$Q_R > Q_{max}$
Resistencia IA	41.06	91.82	-5.60	2.37	0.37	1.60	11.31	OK!
Resistencia IB	56.65	126.88	-5.60	2.34	0.34	2.14	11.31	OK!
Resistencia IIIA	41.06	91.82	-5.60	2.37	0.37	1.60	11.31	OK!
Resistencia IIIB	56.65	126.88	-5.60	2.34	0.34	2.14	11.31	OK!
Evento Extremo IA	45.77	99.31	2.33	2.12	0.12	1.35	25.14	OK!
Evento Extremo IB	61.88	135.20	2.33	2.15	0.15	1.89	25.14	OK!
Servicio I	49.76	100.16	-3.74	2.09	0.09	1.41	8.38	OK!

CUADRO 160 – Chequeo de Estabilidad por Presiones en la Base - Estribo sin Puente
(Fuente: Elaboración Propia)

4.6. ANALISIS ESTRUCTURAL DE PILARES

4.6.1. ANALISIS ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

A continuación se muestran tablas con las fuerzas y momentos para cada una de las columnas que conforman los pilares de puente. Estas fuerzas revelan los valores máximos y mínimos sin ser afectadas por factores de carga, y finalmente la envolvente que muestra los valores máximos y mínimos correspondientes a todos los estados límites.

Estas fuerzas fueron determinadas con el Software CSI Bridge conjuntamente con el análisis estructural del tablero del puente en el ítem 3.4 de este estudio.

TABLE: Resumen Envolventes Max/Min Pilar Bridge							
	ItemType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD+CARGAS MUERTAS	Max	-34.06	0.22	0.56	0.01	12.12	2.92
	Min	-492.47	-0.22	0.05	-0.01	0.07	-2.92
MOVIL+CARGAS VIVAS	Max	5.39	0.14	0.16	0.24	3.52	1.82
	Min	-76.48	-0.14	-0.11	-0.24	-2.31	-1.82
VIENTO	Max	0.27	-0.04	0.01	0.03	0.19	0.38
	Min	-0.14	-0.04	-0.01	-0.03	-0.17	-0.41
SISMO	Max	108.09	17.72	7.68	3.06	66.15	93.78
	Min	77.21	1.72	0.19	2.42	1.72	4.18
ENVOLVENTE	Max	-467.08	17.84	8.73	3.21	88.79	94.58
	Min	-912.65	-17.84	-6.82	-3.21	-47.26	-94.58

CUADRO 161 – Fuerzas y Momentos - Pilares de Puente
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

4.6.2. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOSA DE CIMENTACIÓN

A continuación se muestran tablas con las fuerzas y momentos que las columnas del pilar de puente, transmiten a la losa de cimentación. Dichos valores corresponden a la envolvente con los valores máximos y mínimos para todos los estados límites.

Estas fuerzas fueron determinadas con el Software CSI Bridge conjuntamente con el análisis estructural del tablero del puente en el ítem 3.4 de este estudio.

Los nodos del 8573 al 8613 se refieren a la unión rígida cimiento-columna de derecha a izquierda en CSI Bridge.

TABLE: Joint Reactions Righth Pillar									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
8573	ENVOLVENTE	Combination	Min	900.05	15.75	6.82	2.92	88.79	94.58
8573	ENVOLVENTE	Combination	Min	568.65	-15.67	-8.73	-2.87	-47.26	-94.27
8581	ENVOLVENTE	Combination	Max	902.38	15.37	6.28	2.76	83.00	92.57
8581	ENVOLVENTE	Combination	Min	576.35	-15.32	-8.18	-2.73	-41.52	-92.33
8589	ENVOLVENTE	Combination	Max	912.65	15.32	5.99	2.65	79.95	92.36
8589	ENVOLVENTE	Combination	Min	600.06	-15.16	-7.87	-2.65	-38.57	-91.35
8597	ENVOLVENTE	Combination	Max	912.65	15.16	5.99	2.65	79.95	91.35
8597	ENVOLVENTE	Combination	Min	600.05	-15.32	-7.87	-2.65	-38.57	-92.36
8605	ENVOLVENTE	Combination	Max	902.38	15.32	6.28	2.73	83.00	92.33
8605	ENVOLVENTE	Combination	Min	576.32	-15.37	-8.18	-2.76	-41.52	-92.57
8613	ENVOLVENTE	Combination	Max	900.05	15.67	6.82	2.87	88.79	94.27
8613	ENVOLVENTE	Combination	Min	568.54	-15.75	-8.73	-2.92	-47.26	-94.58

CUADRO 162 – Fuerzas y Momentos - Columna-Cimentación de Puente
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Bridge)

Luego se procede a realizar un modelo estructural de la losa de cimentación en el Software Sap 2000, para obtener los esfuerzos internos de diseño para la losa de cimentación.

TABLE: Element Forces - Area Shells	Area	Text	1	1
	AreaElem	Text	1	1
	ShellType	Text	Shell-Thick	Shell-Thick
	Joint	Text	1	~1
	OutputCase	Text	ENVOLVENTE	ENVOLVENTE
	CaseType	Text	LinStatic	LinStatic
	StepType	Text	Max	Min
	M11	Tonf-m/m	242.78	-300.19
	M22	Tonf-m/m	367.26	-17.11
	M12	Tonf-m/m	55.03	-62.40
	MMax	Tonf-m/m	373.88	-15.13
	MMin	Tonf-m/m	227.65	-300.27
	MAngle	Degrees	90.00	-89.99
	V13	Tonf/m	92.50	-92.07
	V23	Tonf/m	83.35	-85.08
	VMax	Tonf/m	125.68	0.37
	VAngle	Degrees	17.96	-17.99

CUADRO 163 – Fuerzas y Momentos - Losa de Cimentación de Puente
(Fuente: Computers and Structures, Inc. -Sap 2000)

4.7. DISEÑO DE PILARES EN CONCRETO REFORZADO

El diseño en concreto reforzado se efectuará según la norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el Manual de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003. Y el Manual de Diseño en Concreto Armado del American Concrete Institute ACI, 2006.

4.7.1. DISEÑO DE COLUMNAS

ACERO DE REFUERZO

a) Columna Propuesta

Tenemos $P_u = 912.65 \text{ T}$, $D = 130 \text{ cm}$, $A_s = 16 \text{ } \varnothing 1"$ y recubrimiento de $r = 6.0 \text{ cm}$

$$D = 130 \text{ cm}$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 130^2}{4} = 13273.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = N^\circ * A_\varnothing = 27 \times 5.10 = 137.7 \text{ cm}^2$$

b) Acero Máximo

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{137.7}{13273.23} = 0.0115 \leq 0.08$$

$$0.0104 \leq 0.08 \text{ OK!}$$

c) Acero Mínimo

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} = \frac{137.7 \times 4200}{13273.23 \times 350} = 0.138 \geq 0.135$$

$$0.125 \geq 0.135 \text{ OK!}$$

CHEQUEO POR ESBELTEZ

a) En el Plano del Pórtico (no arriostrado)

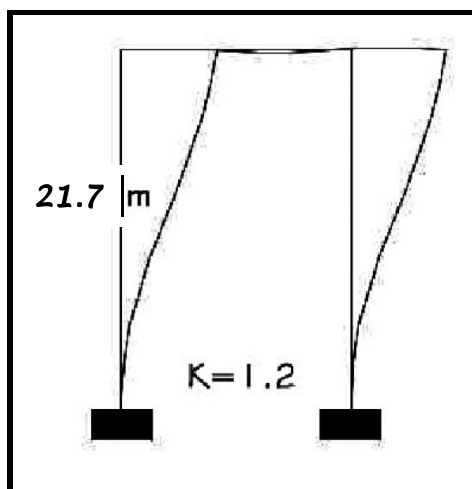


Figura 51 – Factor de Longitud Efectiva “K” en el Plano del Pórtico,
(Fuente: Rodríguez, A. (2012). Puentes con AASHTO LRFD 2010. Lima.)

$$r = \frac{D}{4} = \frac{130}{4} = 32.50 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1.20 \times 2170}{32.50} = 80.12 > 22$$

80.12 > 22 COLUMNA ESBELTA!

b) En el Plano Transversal al Pórtico (no arriostrado)

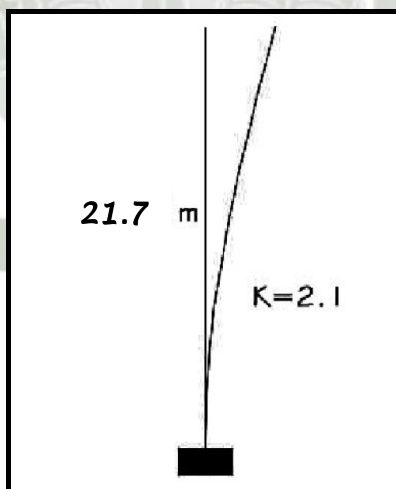


Figura 52 – Factor de Longitud Efectiva “K” en el Plano Transversal al Pórtico,
(Fuente: Rodríguez, A. (2012). Puentes con AASHTO LRFD 2010. Lima.)

$$r = \frac{D}{4} = \frac{130}{4} = 32.50 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{2.1 \times 2170}{32.50} = 140.22 > 22$$

140.22 > 22 COLUMNA ESBELTA!

CHEQUEO POR CAPACIDAD

a) En el Plano del Pórtico

Tenemos que $P_u=912.65$ T, $M_u= 94.58$ T-m. Y se sabe que $C_m = 1.0$

$$M_{2b} = 1.312M_{cm} + 1.838M_{cv} = (1.312 \times 2.92) + (1.838 \times 1.82) = 7.17 \text{ T} - m$$

$$M_{2s} = 1.40M_{cw} + 1.0M_{cs} = (1.40 \times 0.38) + (1.0 \times 93.78) = 94.31 \text{ T} - m$$

$$E_c = 15\,000\sqrt{f'_c} = 15\,000\sqrt{350} = 280,624.30 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I = \frac{\pi d^4}{4} = \frac{\pi \times 130^4}{4} = 224,317,569.4 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = \frac{M_{2b}}{M_u} = \frac{7.17}{94.58} = 0.076$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5(1 + \beta_d)} = \frac{280,624.30 \times 224,317,569.4}{2.5 \times (1 + 0.076)} = 2.340E + 13 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.340E + 13}{(1.2 \times 2170)^2} = 34,064.72 \text{ Kgf}$$

$$\delta_b = \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{912.65}{0.75 \times 34,064.72}} = 1.04 \geq 1.0$$

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1.04 \times 7.17 + 1.04 \times 94.31 = 109.61 \text{ T} - m$$

b) En el Plano Transversal al Pórtico

Tenemos que $P_u=912.65$ T, $M_u= 88.79$ T-m. Y se sabe que $C_m = 1.0$

$$M_{2b} = 1.312M_{cm} + 1.838M_{cv} = (1.312 \times 12.12) + (1.838 \times 3.52) = 22.37 \text{ T} - m$$

$$M_{2s} = 1.40M_{cw} + 1.0M_{cs} = (1.40 \times 0.19) + (1.0 \times 66.15) = 66.42 \text{ T} - m$$

$$E_c = 15\,000\sqrt{f'_c} = 15\,000\sqrt{350} = 280,624.30 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I = \frac{\pi d^4}{4} = \frac{\pi \times 130^4}{4} = 224,317,569.4 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = \frac{M_{2b}}{M_u} = \frac{22.37}{94.58} = 0.252$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5(1 + \beta_d)} = \frac{280,624.30 \times 224,317,569.4}{2.5 \times (1 + 0.252)} = 2.011E + 13 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.011E + 13}{(2.1 \times 2170)^2} = 9,558.75 \text{ Kgf}$$

$$\delta_b = \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{912.65}{0.75 \times 9,558.75}} = 1.08 \geq 1.0$$

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1.15 \times 22.37 + 1.15 \times 66.42 = 101.74 \text{ T} - m$$

c) Diagrama de interacción de la Columna Circular

Se calcula el momento combinado que es:

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = \sqrt{109.61^2 + 101.74^2} = 149.55 \text{ T} - m$$

Usando el Software CSI Column, tenemos el diagrama de interacción para un $\phi=0.75$.

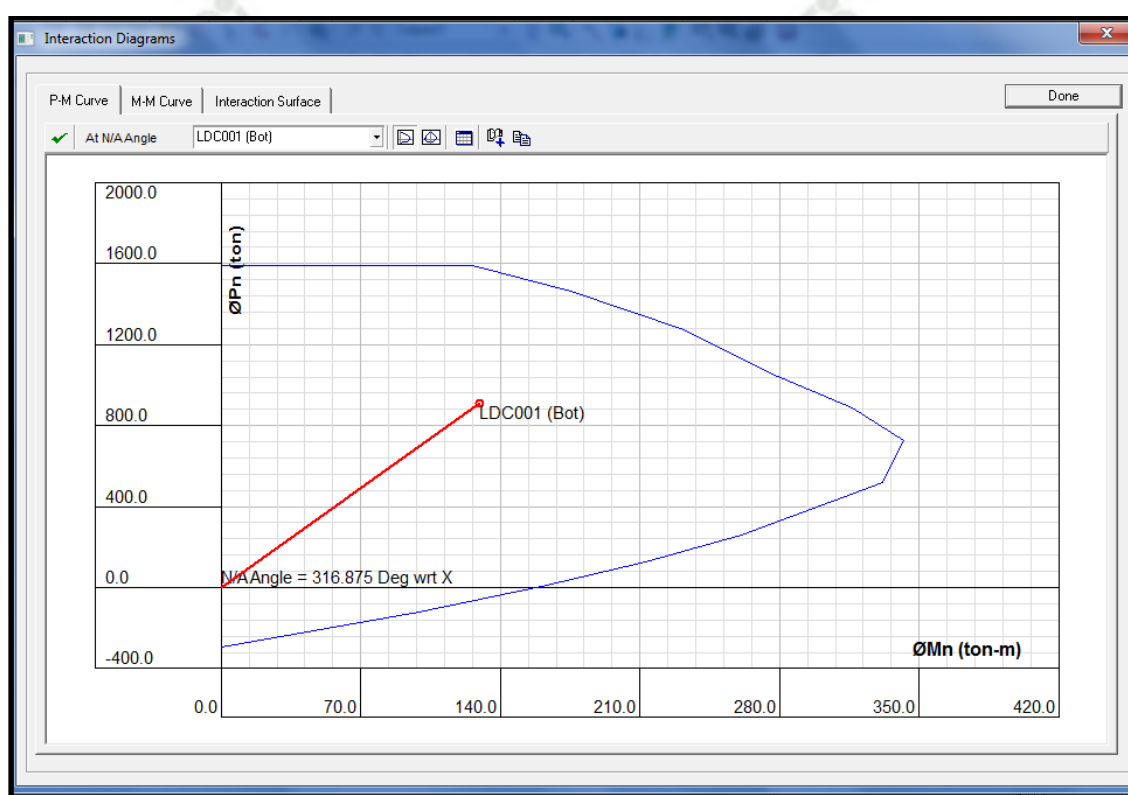


Figura 53 – Diagrama de Interacción de Columna Circular de Puente para ambos Sentidos,
(Fuente: Computers and Structures, Inc. - CSI Column)

Como se aprecia en el diagrama de interacción de la columna circular, $P = 912.65 \text{ T}$ y $M=149.55 \text{ T-m}$, están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección son adecuados.

ACERO POR CORTANTE Y TORSIÓN

Tenemos que $M_u=350 \text{ T-m}$ y $P_u= 912.65\text{T}$ (Del diagrama de interacción de columna circular), $T_u = 3.51 \text{ T-m}$.

a) Acero por Cortante

$$P_u \geq 0.1 * f'_c * A_g = 0.1 \times 350 \times 13273.23/1000 = 278,74 T$$

$$P_u = 912.65 T > 278.74 T \text{ CONSIDERAR } V_c!$$

$$V_u = \frac{2M_n}{L_n} = \frac{2 \times 350/0.75}{21.70} = 43.01 T$$

$$V_c = 0.5 * \sqrt{f'_c} * \pi * \frac{D^2}{4} * \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

$$= 0.5 * \sqrt{350} * \pi * \frac{130^2}{4} * \left(1 + 0.0071 \frac{912,650.00}{13,273.23}\right) = 184.77 T$$

$$V_c = 184.77 T > V_u = 43.01 T \text{ ESTRIBOS MÍNIMOS!}$$

Usando varillas Ø 1/2" Y r = 5.0 cm, se tiene un espaciamiento:

$$S = \frac{2 * A_{\phi} * f_y}{3.5 * d} = \frac{2 \times 1.29 \times 4200}{3.5 \times 125} = 24.77 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d = 0.5 \times 125 = 62.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm} < S_{max} = 30 \text{ cm} \quad \therefore S = 25 \text{ cm OK!}$$

b) Acero por Torsión

$$T_u \geq 0.13\phi\sqrt{f'_c}\Sigma(X^2Y) = 0.13 \times 0.75 \times \sqrt{350} \times (2.4^2 \times 2.4) = 25.21 \text{ kgf}$$

$$T_u = 3510 \text{ kg} > 25.21 \text{ kg NO REQUIERE TORSIÓN!}$$

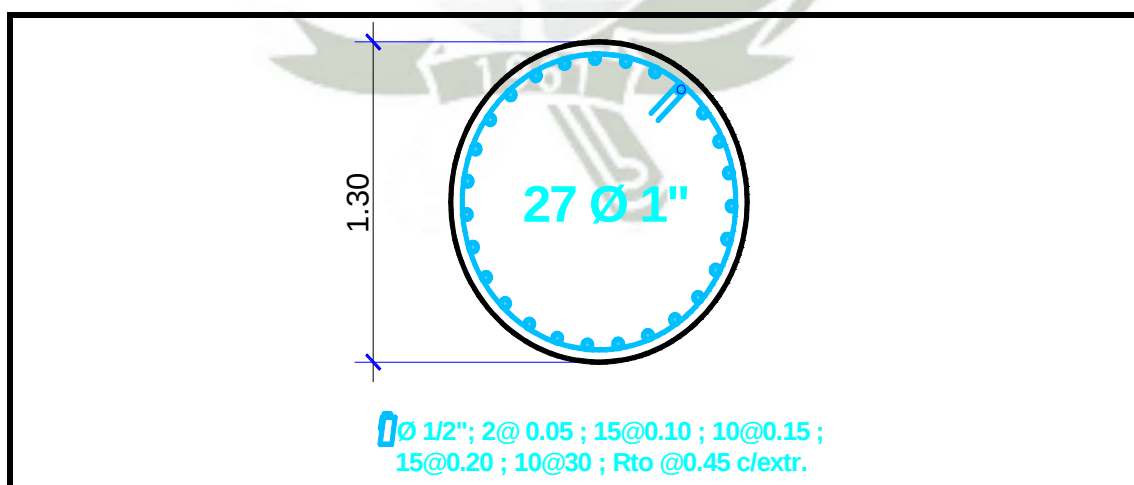


Figura 54 – Diseño en Concreto Armado – Columna para Pilares de Puente
(Elaboración Propia)

4.7.2. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

A que las dimensiones de la zapata combinada son de 27.30 m x 3.20 m con un $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.

PERALTE EFECTIVO

$$Mu_{max} = 373.88 T - m$$

Utilizando recubrimiento de $r = 7.5 \text{ cm}$ y $b = 100 \text{ cm}$. Tomamos una cuantía $\rho = 0.0075$ para la cual tenemos:

$$K_u = 27.45 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{K_u b}} = \sqrt{\frac{373.88 \times 10^5}{27.45 \times 100}} = 116.71 \text{ cm} \quad \therefore h = 150 \text{ cm}$$

ACERO EN LA DIRECCIÓN DEL PORTICO

a) Acero Positivo

$$Mu = 367.26 T - m$$

Utilizando $As \text{ } \emptyset 1 \frac{3}{8}$ " y recubrimiento de $r = 7.5 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{d_{\emptyset}}{2} = 7.5 + \frac{3.49}{2} = 10.99 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 150 - 10.99 = 140.75 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset 0.85 * f'c * b}} = 140.75 - \sqrt{140.75^2 - \frac{2 \times 367.26 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 12.76 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{367.26 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (140.75 - \frac{12.76}{2})} = 72.30 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 140.75 = 25.33 \text{ cm}^2 < 72.30 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Utilizando varillas $\emptyset 1 \frac{3}{8}$ ", la separación será:

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{As} = \frac{10.06}{72.30} = 0.14 \text{ m}$$

USAR 1 $\emptyset 1 \frac{3}{8}$ " @ 0.15 m

a) Acero Negativo

$$Mu = -17.11 \text{ T} - m$$

Utilizando As Ø 1 3/8" y recubrimiento de r = 7.5 cm

$$As_{min} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 140.75 = 25.33 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", la separación será:

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{As} = \frac{10.06}{25.33} = 0.40 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 1 3/8" @ 0.40 m

ACERO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL AL PORTICO

a) Acero Positivo

$$Mu = 242.78 \text{ T} - m$$

Utilizando As Ø 1 3/8" y recubrimiento de r = 7.5 cm

$$z = r + \frac{d_{\emptyset}}{2} = 7.5 + \frac{3.49}{2} = 10.99 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 150 - 10.99 = 140.75 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset 0.85 * f'_c * b}} = 140.75 - \sqrt{140.75^2 - \frac{2 \times 242.78 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 8.30 \text{ cm}$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\emptyset * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{242.78 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times (140.75 - \frac{8.30}{2})} = 47.02 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 140.75 = 25.33 \text{ cm}^2 < 47.02 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Utilizando varillas Ø 1 3/8", la separación será:

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{As} = \frac{10.06}{47.02} = 0.21 \text{ m}$$

USAR 1 Ø 1 3/8" @ 0.20 m

b) Acero Negativo

$$Mu = -300.19 \text{ T} - m$$

Utilizando As Ø 1 3/8" y recubrimiento de r = 7.5 cm

$$z = r + \frac{d_{\emptyset}}{2} = 7.5 + \frac{3.49}{2} = 10.99 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 150 - 10.99 = 140.75 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 140.75 - \sqrt{140.75^2 - \frac{2 \times 300.19 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 10.34 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{Mu}{\emptyset \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} = \frac{300.19 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (140.75 - \frac{10.34}{2})} = 58.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 140.75 = 25.33 \text{ cm}^2 < 58.57 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Utilizando varillas $\emptyset 1 \frac{3}{8}$ ", la separación será:

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{10.06}{58.57} = 0.17 \text{ m}$$

USAR 1 $\emptyset 1 \frac{3}{8}$ " @ 0.15 m

CHEQUEO POR CORTE

$$Vu_{max} = 125,680 \text{ kg}$$

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 140.75 = 124,828.82 \text{ kg}$$

$$Vc = 124,828.82 \text{ kg} > Vu = 125,680 \text{ kg OK!}$$

CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO

a) Columna Exterior

$$W_{nu} = \frac{Pu}{L} = \frac{900.05}{27.30} = 32.96 \text{ T/m}$$

$$W_{NU} = \frac{W_{nu}}{B} = \frac{32.96}{3.20} = 10.30 \text{ T/m}^2$$

$$bo = \pi \cdot (D + d) = \pi \cdot (1.30 + 1.41) = 8.51 \text{ m}$$

$$Vu = Pu - W_{NU} \cdot bo = 900.05 - 10.30 \cdot 8.51 = 812.40 \text{ T}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{662.43}{0.75} = 1,083.20 \text{ T} \approx 1,083,200.0 \text{ Kg}$$

$$Vc = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bo \cdot d = 1.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 851 \cdot 140.75 = 2,204,759.56 \text{ kg}$$

$$Vc = 2,204,759.56 \text{ kg} > Vn = 1,083,200 \text{ Kg OK!}$$

b) Columna Interior Crítica

$$Wnu = \frac{Pu}{L} = \frac{912.65}{27.30} = 33.43 \text{ T/m}$$

$$W_{NU} = \frac{Wnu}{B} = \frac{33.43}{3.20} = 10.45 \text{ T/m}^2$$

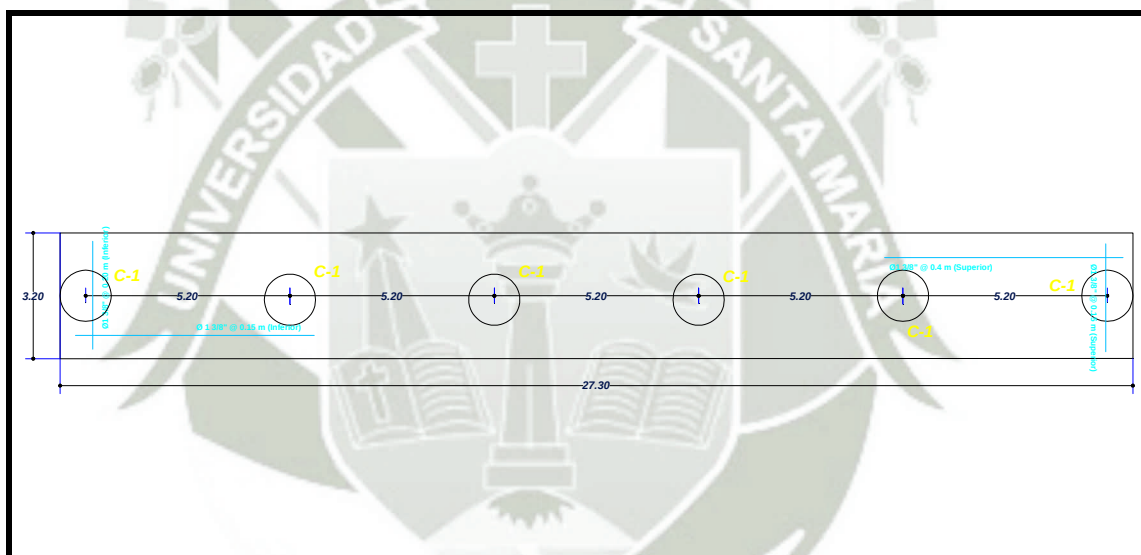
$$bo = \pi * (D + d) = \pi * (1.30 + 1.41) = 8.51 \text{ m}$$

$$Vu = Pu - W_{NU} * bo = 912.65 - 10.30 * 8.51 = 824.97 \text{ T}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{662.43}{0.75} = 1,099.99 \text{ T} \approx 1,099,99.0 \text{ Kg}$$

$$Vc = 1.1 * \sqrt{f'c} * bo * d = 1.1 * \sqrt{280} * 851 * 140.75 = 2,204,759.56 \text{ kg}$$

$$Vc = 2,204,759.56 \text{ kg} > Vn = 1,099,99.0 \text{ Kg OK!}$$



**Figura 55 – Diseño en Concreto Armado – Losa de Cimentación para Pilares de Puente
(Elaboración Propia)**

4.8. ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

4.8.1. APOYOS DE ELASTÓMERO

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas 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.

En 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.

Para el caso del puente de este tratado se utilizarán apoyos de elastómero en los estribos de puente solamente.



Figura 56 – Apoyo Elastomérico – Puente Añashuayco,
(Fuente: www.composanpuentes.com)

4.8.2. JUNTAS DE DILATACIÓN

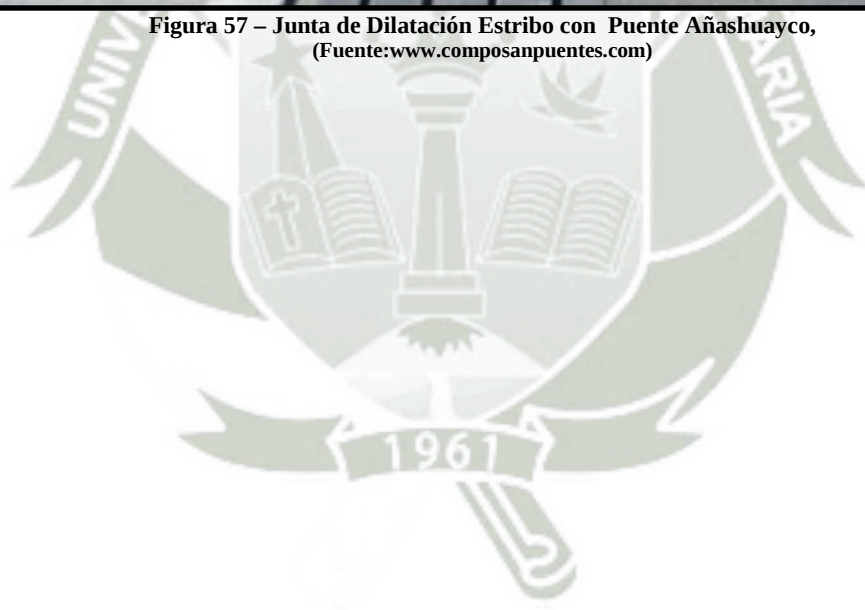
Las juntas de dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Algunos proyectos de puentes interrumpen los tableros para cubrir requerimientos estructurales de diseño y construcción, para garantizar los movimientos causados por cambios de temperatura, efectos de retracción o flujo plástico, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas, compatibles con las condiciones de apoyo. En tales casos, en la estructura se deben considerar movimientos permisibles que garanticen un desempeño adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente, donde el deterioro o la falla de las juntas puede comprometer su seguridad.

La cobertura para juntas de dilatación (Tapa-Junta) para este proyecto se colocarán en las uniones de estribos con el tablero de puente, de modo que no haya interrupciones superficiales

del pavimento, y asegurar el confort de los usuarios vehiculares, el desplazamiento pedestre, y el movimiento de bicicletas y de motos.



Figura 57 – Junta de Dilatación Estribo con Puente Añashuayco,
(Fuente: www.composanpuentes.com)





CAPÍTULO 5. COSTOS Y TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

5.1. PLANILLAS DE METRADO

Planilla de Metrados

Obra "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO, EN LA AVENIDA INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA"
Cliete UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA **Costo A** : Mayo 2015
Ubicación YANAHUARA - AREQUIPA - AREQUIPA

Item	Descripción	Nº veces	Largo	Ancho	Alto	Área	Asumid	Parcial	Unid	Metrado
01	TRABAJOS PROVISIONALES									
01.01	OFICINAS, ALMACENES Y CASETA DE GUARDIANIA	1.00					20.00	20.00	M2	20.00
01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 x 2.40M (BANER ARTISTICO)	1.00					1.00	1.00	UND	1.00
01.03	CERCO DE MALLA ARPILLERA	2.00	40.00				80.00	80.00	M	80.00
01.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO EN AREQUIPA	1.00					1.00	1.00	GLB	1.00
01.05	SERVICIOS HIGIENICOS AMBULATORIOS	1.00					4.00	4.00	MES	4.00
										-
02	TRABAJOS PRELIMINARES									-
02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	1.00	130.00	85.00			11,050.00	11,050.00	M2	11,050.00
02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	1.00	130.00				130.00	130.00	M	130.00
02.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	1.00	130.00	32.70			4,251.00	4,251.00	M2	4,251.00
02.04	HABILITACION DE ACCESOS VEHICULARES	1.00	1,124.00				1,124.00	1,124.00	M	1,124.00
										-
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS									-
03.01	EXCAV. MASIVA EN TR HASTA H=4.00 M C/MAQUINARIA							3,622.32	M3	3,622.32
	Estribos de Puente	2.00	32.70	4.00	6.50		1,700.40			-
	Pilares de Puente	2.00	27.30	3.20	11.00		1,921.92			-
03.02	RELLENO COMPACTADO P/ESTRUCTURAS							2,804.06	M3	2,804.06
	Estribos de Puente		VOL. EXC - VOL. CONCRETO				1,056.86			-
	Pilares de Puente		VOL. EXC - VOL. CONCRETO				1,747.20			-
03.03	TRANSPORTE DE MATERIALES GRANULARES D>1.00KM							3,645.28	M3	3,645.28
	Estribos de Puente		VOL. RELLENOS + 30% ESPON.				1,373.92			-
	Pilares de Puente		VOL. RELLENOS + 30% ESPON.				2,271.36			-
03.04	TRANSPORTE DE MATERIALES EXCEDENTE D>1.00KM							3,645.28	M3	3,645.28
	Estribos de Puente		VOL. RELLENOS + 30% ESPON.				1,373.92			-
	Pilares de Puente		VOL. RELLENOS + 30% ESPON.				2,271.36			-
										-
04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE									-
04.01	ESTRIBOS DE PUENTE									-
04.01.01	SOLADO F'C=100 KG/CM2 PARA SOLADO E=0.50M							436.32	M2	436.32
	Estribos de Puente	2.00	32.70	4.00			261.60			-
	Pilares de Puente	2.00	27.30	3.20			174.72			-
04.01.01	CONCRETO CICLOPEO F'C=210 KG/CM2 + P.G. 30%							774.34	M3	774.34

	Estribos de Puente	2.00	32.70			11.84	774.34			-
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS							544.40	M2	544.40
	Laterales	4.00				11.84	47.36			-
	Frontal	2.00	32.70	7.60			497.04			-
										-
05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO									-
05.01	CIMENTOS REFORZADOS									-
05.01.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA CIMENTOS	2.00	27.30	3.20	1.50		262.08	262.08	M3	262.08
05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS						-	183.00	M2	183.00
		4.00	27.30	1.50			163.80			-
		4.00	3.20	1.50			19.20			-
05.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA CIMENTOS REFORZADOS						43,931.29	43,931.29	KG	43,931.29
05.02	PILARES									-
05.02.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA COLUMNAS	12.00			18.70	1.33	297.78	297.78	M3	297.78
05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PILARES	12.00	4.08		18.70		224.40	224.40	M2	224.40
05.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS						43,937.99	43,937.99	KG	43,937.99
05.03	TABLERO TIPO CAJÓN MULTICELULAR									-
05.03.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA LOSAS	1.00	90.00			23.00	2,070.00	2,070.00	M3	2,070.00
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA DE TECHO							10,377.00	M2	10,377.00
	cajones	11.00	90.00	7.20			7,128.00			-
	losa inferior	1.00	90.00	28.90			2,601.00			-
	costados de puente	2.00	90.00	3.60			648.00			-
05.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA LOSA DE TECHO						431,661.44	431,661.44	KG	431,661.44
05.04	VIGA DIAFRAGMA									-
05.04.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA VIGAS	4.00	28.90	0.30	1.90		65.89	65.89	M3	65.89
05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	4.00	28.90	2.20			254.32	254.32	M2	254.32
05.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA VIGAS						5,578.19	5,578.19	KG	5,578.19
										-
06	PISOS Y PAVIMENTOS									-
06.01	LOSA DE PISO									-
06.01.01	CONCRETO PARA LOSA DE PISO F'C=210 KG/CM2	2.00	20.00	22.80	0.20		182.40	182.40	M3	182.40
06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS	6.00	20.00	0.20			24.00	24.00	M2	24.00
06.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA LOSA DE PISO						7,390.59	7,390.59	KG	7,390.59
06.02	PAVIMENTO ASFÁLTICO E=2" (5 CM)									-
06.02.01	IMPRIMADO PARA PAVIMENTO	1.00	90.00	19.20			1,728.00	1,728.00	M2	1,728.00
06.02.02	PAVIMENTO ASFÁLTICO EN FRIO	1.00	90.00	19.20			1,728.00	1,728.00	M2	1,728.00
										-
07	VEREDAS, BERMAS Y JARDINERAS									-
07.01	VEREDAS									-
07.01.01	VEREDA DE CONCRETO F'C=175KG/CM2 INC. BRUÑADO	2.00	130.00	2.55			663.00	663.00	M2	663.00
07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VEREDAS	4.00	130.00	0.20			104.00	104.00	M2	104.00
07.01.03	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1"	87.00	4.80				417.60	417.60	M	417.60

	(2.5 CM)									
07.02	BERMAS Y JARDINERAS									-
07.02.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 PARA SARDINEL CARAVISTA	6.00	130.00			0.05	35.10	35.10	M3	35.10
07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SARDINEL CARAVISTA	12.00	130.00		0.30		468.00	468.00	M2	468.00
07.02.03	COLOCACIÓN DE GRASS SINTÉTICO COLOR VERDE OSCURO	1.00	90.00	8.40			756.00	756.00	M2	756.00
07.02.04	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1" (2.5 CM)	10.00	3.45				34.50	34.50	M	34.50
										-
08	SEÑALIZACIÓN									-
08.01	SEÑALES PREVENTIVAS 0.60X0.60M	4.00						4.00	UND	4.00
08.02	SEÑALES REGLAMENTARIAS 0.90X0.60M	4.00						4.00	UND	4.00
08.03	SEÑALES INFORMATIVAS	4.00						4.00	UND	4.00
08.04	TACHAS REFLECTIVAS	50.00						50.00	UND	50.00
08.05	PINTURA DE PAVIMENTO							942.00	M2	942.00
	sardineles	6.00	130.00	0.45			351.00			-
	veredas	2.00	130.00	0.35			91.00			-
	pavimentos	1.00				80.50	500.00			-
										-
09	VARIOS									-
09.01	SUM. E INST. POSTES DE ALUMBRADO PÚBLICO	13.00					13.00	13.00	UND	13.00
09.02	DRENAJE PLUVIAL PARA PUENTE	60.00					60.00	60.00	UND	60.00
09.03	APOYOS ELÁSTOMÉRICOS P/PUENTE	16.00					16.00	16.00	GLB	16.00
09.04	BARANDA METALICA VEHICULAR	72.00					72.00	72.00	UND	72.00
09.05	JUNTAS DE DILATACIÓN ESTRIBO-PUENTE	73.00					73.00	73.00	UND	73.00
										-
10	SEGURIDAD, SALUD Y MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL									-
10.01	ELABORACION, IMPLEMETACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	1.00					1.00	1.00	GLB	1.00
10.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA	1.00					1.00	1.00	GLB	1.00
10.03	SEÑALIZACIÓN TEMPORAL DE SEGURIDAD	1.00					1.00	1.00	GLB	1.00
10.04	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	1.00					1.00	1.00	GLB	1.00
10.05	MITIGACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL	1.00					1.00	1.00	GLB	1.00

PLANILLA DE METRADOS DE ACERO

Obra Cliente Ubicación "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO, EN LA AVENIDA INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA"
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

ITEM	Descripción	Ø	N° de elementos iguales	N° de piezas x elemento	Long. Por pieza	Longitud (m) por Ø						1 3/8"	1"	Peso Parcial kg	PESO TOTAL kg
						1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"				
05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					0.222	0.560	0.994	1.552	2.235	3.973	7.907			
05.01	CIMIENTO REFORZADO														
	ACERO FY=4200 Kg/cm2 GRADO 60														
	Acero Transversal Superior	1 3/8	2	183.00	6.20	-	-	-	-	-	-	2.269.20	-	17.942.56	
	Acero Transversal Inferior	1 3/8	2	138.00	6.20	-	-	-	-	-	-	1.711.20	-	13.530.46	
	Acero Longitudinal Superior	1 3/8	2	9.00	30.30	-	-	-	-	-	-	545.40	-	4.312.48	
	Acero Longitudinal Inferior	1 3/8	2	17.00	30.30	-	-	-	-	-	-	1.030.20	-	8.145.79	
05.02	COLUMNA REFORZADA														
	ACERO FY=4200 Kg/cm2 GRADO 60														
	Acero Longitudinal	1	12	16.00	20.70	-	-	-	-	-	3.974.40	-	-	15.790.29	43.937.99
	Acero Estribos	1/2	12	114.00	20.70	-	-	28.317.60	-	-	-	-	-	28.147.69	
05.03	TABLERO CAJÓN MULTICELULAR														
	ACERO FY=4200 Kg/cm2 GRADO 60														
	Acero Losa Superior														
	Acero Transversal Superior	3/4	1	451.00	33.70	-	-	-	-	15.198.70	-	-	-	33.969.09	
	Acero Transversal Inferior	3/4	1	601.00	33.70	-	-	-	-	20.253.70	-	-	-	45.267.02	
	Acero Longitudinal Superior	3/8	1	110.00	90.50	-	9.955.00	-	-	-	-	-	-	5.574.80	
	Acero Longitudinal Inferior	3/4	1	132.00	91.00	-	-	-	-	12.012.00	-	-	-	26.846.82	
	Acero Losa Inferior														
	Acero Transversal Superior	5/8	1	301.00	33.70	-	-	-	10.143.70	-	-	-	-	15.743.02	
	Acero Transversal Inferior	5/8	1	301.00	33.70	-	-	-	10.143.70	-	-	-	-	15.743.02	
	Acero Longitudinal Superior	5/8	1	132.00	91.00	-	-	-	12.012.00	-	-	-	-	18.642.62	
	Acero Longitudinal Inferior	5/8	1	132.00	91.00	-	-	-	12.012.00	-	-	-	-	18.642.62	
	Acero Viga Interior														
	Acero Longitudinal Superior	1 3/8	10	14.00	93.00	-	-	-	-	-	-	13.020.00	-	102.949.14	
	Acero Longitudinal Inferior	1 3/8	10	10.00	93.00	-	-	-	-	-	-	9.300.00	-	73.535.10	
	Acero Longitudinal Distribución	3/4	10	10.00	91.00	-	-	-	-	9.100.00	-	-	-	20.338.50	
	Acero Estribos	3/4	10	204.00	5.40	-	-	-	-	11.016.00	-	-	-	24.620.76	
	Acero Viga Exterior														

	Acero Longitudinal Superior	1 3/8	2	10.00	93.00	-	-	-	-	-	-	-	1,860.00	14,707.02	
	Acero Longitudinal Inferior	1 3/8	2	6.00	93.00	-	-	-	-	-	-	-	1,116.00	8,824.21	
	Acero Longitudinal Distribución	3/4	2	10.00	91.00	-	-	-	-	1,820.00	-	-	-	4,067.70	
	Acero Estribos	1/2	2	204.00	5.40	-	-	-	2,203.20	-	-	-	-	2,189.98	
05.04	VIGA DIAFRAGMA														
	ACERO FY=4200 Kg/cm2 GRADO 60														5,578.19
	Acero Longitudinal Superior	3/8	4	2.00	29.40	-	235.20	-	-	-	-	-	-	131.71	
	Acero Longitudinal Inferior	3/8	4	2.00	29.40	-	235.20	-	-	-	-	-	-	131.71	
	Acero Longitudinal Distribución	3/4	4	14.00	29.90	-	-	-	-	1,674.40	-	-	-	3,742.28	
	Acero Estribos	3/8	4	130.00	5.40	-	2,808.00	-	-	-	-	-	-	1,572.48	
06	PISOS Y PAVIMENTOS														
06.01	LOSA DE PISO														
	ACERO FY=4200 Kg/cm2 GRADO 60														7,390.59
	Acero Transversal Inferior	1/2	2	92.00	22.80	-	-	-	4,195.20	-	-	-	-	4,170.03	
	Acero Longitudinal Inferior	1/2	2	81.00	20.00	-	-	-	3,240.00	-	-	-	-	3,220.56	

5.2. PRESUPUESTO DE OBRA

Presupuesto

Proyecto "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO, EN LA AVENIDA INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA"

Ciente UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA **Costo a : Mayo 2015**

Item	Descripción	Unid	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	TRABAJOS PROVISIONALES						10,216.35
01.01	OFICINAS, ALMACENES Y CASETA DE GUARDIANA	M2	20.00	110.83	2,216.60		
01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 x 2.40M (BANER ARTISTICO)	UND	1.00	847.73	847.73		
01.03	CERCO DE MALLA ARPILLERA	M	80.00	5.01	400.80		
01.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO EN AREQUIPA	GLB	1.00	751.22	751.22		
01.05	SERVICIOS HIGIENICOS AMBULATORIOS	UND	4.00	1,500.00	6,000.00		
02	TRABAJOS PRELIMINARES						50,922.99
02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	11,050.00	1.24	13,702.00		
02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M	130.00	2.55	331.50		
02.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	M2	4,251.00	1.79	7,609.29		
02.04	HABILITACION DE ACCESOS VEHICULARES	M	1,124.00	26.05	29,280.20		
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS						1,610,638.96
03.01	EXCAV. MASIVA EN TR HASTA H=4.00 M C/MAQUINARIA	M3	3,622.32	192.95	698,926.64		
03.02	RELLENO COMPACTADO P/ESTRUCTURAS	M3	2,804.06	167.97	470,997.96		
03.03	TRANSPORTE DE MATERIALES GRANUALES D>1.00KM	M3	3,645.28	60.45	220,357.18		
03.04	TRANSPORTE DE MATERIALES EXCEDENTE D>1.00KM	M3	3,645.28	60.45	220,357.18		
04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE						432,476.16
04.01	ESTRIBOS DE PUENTE					432,476.16	
04.01.01	CONCRETO F'C=100 KG/CM2 PARA SOLADO E=50CM	M2	436.32	154.47	67,398.35		
04.01.02	CONCRETO CICLOPEO F'C=210 KG/CM2 + P.G. 30%	M3	774.34	443.20	343,187.49		
04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS	M2	544.40	40.21	21,890.32		
05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO						3,798,970.89
05.01	CIMENTOS REFORZADOS					293,677.01	
05.01.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA CIMENTOS	M3	262.08	478.85	125,497.01		
05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	M2	183.00	37.99	6,952.17		
05.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA	KG	43,931.29	3.67	161,227.83		

	CIMENTOS REFORZADOS						
05.02	PILARES					311,259.41	
05.02.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA COLUMNAS	M3	297.78	478.85	142,591.95		
05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PILARES	M2	224.40	46.75	10,490.70		
05.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS	KG	43,937.99	3.60	158,176.76		
05.03	TABLERO TIPO CAJÓN MULTICELULAR					3,128,055.37	
05.03.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA LOSAS	M3	2,070.00	478.85	991,219.50		
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA DE TECHO	M2	10,377.00	54.92	569,904.84		
05.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA LOSA DE TECHO	KG	431,661.44	3.63	1,566,931.03		
05.04	VIGA DIAFRAGMA					65,979.10	
05.04.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA VIGAS	M3	65.89	478.85	31,551.43		
05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	M2	254.32	56.41	14,346.19		
05.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA VIGAS	KG	5,578.19	3.60	20,081.48		
06	PISOS Y PAVIMENTOS						201,949.69
06.01	LOSA DE PISO					89,301.37	
06.01.01	CONCRETO PARA LOSA DE PISO F'C=210 KG/CM2	M3	182.40	333.21	60,777.50		
06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS	M2	24.00	58.35	1,400.40		
06.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA LOSA DE PISO	KG	7,390.59	3.67	27,123.47		
06.02	PAVIMENTO ASFÁLTICO					112,648.32	
06.02.01	IMPRIMADO PARA PAVIMENTO	M2	1,728.00	3.71	6,410.88		
06.02.02	PAVIMENTO ASFALTICO EN FRIO	M2	1,728.00	61.48	106,237.44		
07	VEREDAS, BERMAS Y JARDINERAS						135,107.33
07.01	VEREDAS					41,090.69	
07.01.01	VEREDA DE CONCRETO F'C=175KG/CM2 INC. BRUÑADO	M2	663.00	52.51	34,814.13		
07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VEREDAS	M2	104.00	33.85	3,520.40		
07.01.03	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1" (2.5 CM)	M	417.60	6.60	2,756.16		
07.02	BERMAS Y JARDINERAS					94,016.64	
07.02.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 PARA SARDINEL CARAVISTA	M3	35.10	354.07	12,427.86		
07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SARDINEL CARAVISTA	M2	468.00	36.04	16,866.72		
07.02.03	COLOCACIÓN DE GRASS SINTÉTICO COLOR VERDE OSCURO	M2	756.00	85.31	64,494.36		
07.02.04	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1" (2.5 CM)	M	34.50	6.60	227.70		
08	SEÑALIZACIÓN						14,711.30
08.01	SEÑALES PREVENTIVAS 0.60X0.60M	UND	4.00	343.87	1,375.48		
08.02	SEÑALES REGLAMENTARIAS 0.90X0.60M	UND	4.00	426.37	1,705.48		
08.03	SEÑALES INFORMATIVAS	UND	4.00	500.10	2,000.40		
08.04	TACHAS REFLECTIVAS	UND	50.00	12.30	615.00		
08.05	PINTURA DE PAVIMENTO	M2	942.00	9.57	9,014.94		

09	VARIOS						284,369.83
09.01	SUM. E INST. POSTES DE ALUMBRADO PÚBLICO	UND	13.00	5,000.00	65,000.00		
09.02	DRENAJE PLUVIAL PARA PUENTE	UND	60.00	190.33	11,419.80		
09.03	APOYOS ELÁSTOMÉRICOS P/PUENTE	GLB	16.00	6,000.00	96,000.00		
09.04	BARANDA METALICA VEHÍCULAR	UND	72.00	1,500.00	108,000.00		
09.05	JUNTA DE DILATACIÓN ESTRIBO-PUENTE	M	73.00	54.11	3,950.03		
10	SEGURIDAD, SALUD Y MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL						76,524.18
10.01	ELABORACION, IMPLMETACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00		
10.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA	GLB	1.00	10,133.44	10,133.44		
10.03	SEÑALIZACIÓN TEMPORAL DE SEGURIDAD	GLB	1.00	1,221.74	1,221.74		
10.04	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	169.00	169.00		
10.05	MITIGACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL	GLB	1.00	50,000.00	50,000.00		

COSTO DIRECTO		6,615,887.68
GASTOS GENERALES	10 %	661,588.77
UTILIDAD	8 %	529,271.01
SUB TOTAL		7,806,747.46
IGV.	18 %	1,405,214.54
PRESUPUESTO TOTAL		9,211,962.00
Son: NUEVE MILLONES DOSCIENTOS ONCE MIL NOVECIENTOS SESENTA Y DOS CON 00/100 NUEVOS SOLES		

5.3. ANALISIS COSTOS UNITARIOS

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO, EN LA AVENIDA INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA"

Cliente UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo 2015

Partida	01.01	OFICINAS, ALMACENES Y CASETA DE GUARDIANIA			Rend:	20.0000 M2/DIA
<i>Descripción Insumo</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	21.48	0.86	
OPERARIO	HH	2.000	0.8000	18.36	14.69	
OFICIAL	HH	1.000	0.4000	15.39	6.16	
PEON	HH	2.000	0.8000	13.84	11.07	
						32.78
Materiales						
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.1500	2.54	0.38	
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.2000	16.86	3.37	
HORMIGON	M3		0.0650	38.14	2.48	
MADERA TORNILLO	P2		3.8000	4.20	15.96	
TRIPLAY LUPUNA 4' x 8' x 19 mm	PLN		0.5500	87.29	48.01	
CALAMINA 1.80 X 0.8 X 0.14 M	PZA		0.9000	7.63	6.87	
						77.07
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.78	0.98	
						0.98
						Costo unitario:
						110.83
Partida	01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 x 2.40M (BANER ARTISTICO)			Rend:	1.0000 UND/DIA
<i>Descripción Insumo</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100	0.8000	21.48	17.18	
OPERARIO	HH	2.000	16.0000	18.36	293.76	
PEON	HH	2.000	16.0000	13.84	221.44	
						532.38
Materiales						
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		1.0000	2.54	2.54	
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		1.0000	16.86	16.86	
BANNER ARTISTICO DE 2.40 X 3.60 M	UND		1.0000	220.34	220.34	
HORMIGON	M3		0.3600	38.14	13.73	
MADERA TORNILLO CEPILLADA	P2		10.9300	4.20	45.91	
						299.38
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	532.38	15.97	
						15.97
						Costo unitario:
						847.73
Partida	01.03	CERCO DE MALLA ARPILLERA			Rend:	500.0000 M/DIA
<i>Descripción Insumo</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100	0.0016	21.48	0.03	
PEON	HH	2.000	0.0320	13.84	0.44	
						0.47
Materiales						
MADERA EUCALIPTO	P2		0.1525	4.20	0.64	
MALLA ARPILLERA	M		1.0200	3.81	3.89	
						4.53
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.47	0.01	
						0.01
						Costo unitario:
						5.01

Partida	01.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO EN AREQUIPA			Rend:	1.0000 GLB/DIA
Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
PEON		HH	0.500	4.0000	13.84	55.36
						55.36
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	55.36	1.66
CAMION VOLQUETE 210 HP x 6 M3.		HM	0.500	4.0000	80.00	320.00
CAMION PLATAFORMA 4X2 122HP 8ton		hm	0.500	4.0000	93.55	374.20
						695.86
Costo unitario:						751.22
Partida	01.05	SERVICIOS HIGIENICOS AMBULATORIOS			Rend:	1.0000 UND/DIA
Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Equipo						
SERVICIOS HIGIENICOS AMBULATORIOS TIPO STANDAR 20		MES		1.0000	1,500.00	1,500.00
						1,500.00
Costo unitario:						1,500.00
Partida	02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL			Rend:	200.0000 M2/DIA
Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
PEON		HH	2.000	0.0800	13.84	1.11
						1.20
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.20	0.04
						0.04
Costo unitario:						1.24
Partida	02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR			Rend:	300.0000 M/DIA
Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.100	0.0027	21.48	0.06
TOPOGRAFO		HH	1.000	0.0267	18.36	0.49
OFICIAL		HH	1.000	0.0267	15.39	0.41
PEON		HH	2.000	0.0533	13.84	0.74
						1.70
Materiales						
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60		KG		0.0100	2.25	0.02
CORDEL		M		1.0000	0.05	0.05
YESO DE 25 Kg		BOL		0.0050	9.18	0.05
						0.12
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.70	0.05
MIRA TOPOGRAFICA		HE	1.000	0.0267	1.82	0.05
ESTACION TOTAL INC 02 PRISMAS		HM	1.000	0.0267	18.75	0.50
NIVEL INC MIRA TOPOGRAFICA		HE	1.000	0.0267	5.00	0.13
						0.73
Costo unitario:						2.55
Partida	02.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA			Rend:	500.0000 M2/DIA
Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
CAPATAZ		HH	0.100	0.0016	21.48	0.03
TOPOGRAFO		HH	1.000	0.0160	18.36	0.29
OFICIAL		HH	1.000	0.0160	15.39	0.25
PEON		HH	2.000	0.0320	13.84	0.44
						1.01
Materiales						
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60		KG		0.0100	2.25	0.02
CORDEL		M		1.0000	0.05	0.05
YESO DE 25 Kg		BOL		0.0050	9.18	0.05
PINTURA ESMALTE SINTETICO		GLN		0.0025	29.66	0.07

					0.19
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.01	0.03
RADIO EMISOR-TRANSEPTOR	HM	3.000	0.0480	3.75	0.18
ESTACION TOTAL INC 02 PRISMAS	HM	1.000	0.0160	18.75	0.30
NIVEL INC MIRA TOPOGRAFICA	HE	1.000	0.0160	5.00	0.08
					0.59
Costo unitario:					1.79
Partida 02.04	HABILITACION DE ACCESOS VEHICULARES			Rend:	130.0000 M/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.100	0.0062	21.48	0.13
PEON	HH	2.000	0.1231	13.84	1.70
					1.83
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.83	0.05
MOTOSNIVELADORA DE 125HP	HM	1.000	0.0615	145.00	8.92
TRACTOR ORUGA DE 190 - 240 HP	HM	1.000	0.0615	248.00	15.25
					24.22
Costo unitario:					26.05
Partida 03.01	EXCAV. MASIVA EN TR HASTA H=4.00 M C/MAQUINARIA			Rend:	15.0000 M3/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	21.48	1.14
PEON	HH	1.000	0.5333	13.84	7.38
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	1.000	0.5333	14.00	7.47
					15.99
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	15.99	0.48
MARTILLO HIDRÁULICO P/RETROEXCAVADORA	HM	1.000	0.5333	120.00	64.00
RETROEXCAVADORA S/ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 YD3	HM	1.000	0.5333	210.91	112.48
					176.96
Costo unitario:					192.95
Partida 03.02	RELLENO COMPACTADO P/ESTRUCTURAS			Rend:	9.6600 M3/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.100	0.0828	21.48	1.78
OPERARIO	HH	1.000	0.8282	18.36	15.21
PEON	HH	2.000	1.6563	13.84	22.92
					39.91
Materiales					
AFIRMADO	M3		1.3000	38.14	49.58
					49.58
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	39.91	1.20
CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 122 HP 1,500 GAL.	HM	0.500	0.4141	140.00	57.97
PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	1.000	0.8282	23.31	19.31
					78.48
Costo unitario:					167.97
Partida 03.03	TRANSPORTE DE MATERIALES GRANUALES D>1.00KM			Rend:	20.0000 M3/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.200	0.0800	21.48	1.72
OPERARIO	HH	2.000	0.8000	18.36	14.69
PEON	HH	6.000	2.4000	13.84	33.22
					49.63
Materiales					
FLETE	TON		1.0000	9.33	9.33
					9.33
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	49.63	1.49
					1.49
Costo unitario:					60.45

Partida	03.04	TRANSPORTE DE MATERIALES EXCEDENTE D>1.00KM			Rend:	20.0000 M3/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.200	0.0800	21.48	1.72
	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	18.36	14.69
	PEON	HH	6.000	2.4000	13.84	33.22
						49.63
	Materiales					
	FLETE	TON		1.0000	9.33	9.33
						9.33
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	49.63	1.49
						1.49
				Costo unitario:		60.45
Partida	04.01.01	CONCRETO F'C=100 KG/CM2 PARA SOLADO E=50CM			Rend:	20.0000 M2/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.200	0.0800	21.48	1.72
	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	18.36	14.69
	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	15.39	12.31
	PEON	HH	10.000	4.0000	13.84	55.36
						84.08
	Materiales					
	PIEDRA MEDIANA DE 4"	M3		0.2000	42.37	8.47
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		1.8500	16.86	31.19
	HORMIGON	M3		0.4250	38.14	16.21
						55.87
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	84.08	2.52
	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.000	0.4000	10.00	4.00
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.4000	20.00	8.00
						14.52
				Costo unitario:		154.47
Partida	04.01.02	CONCRETO CICLOPEO F'C=210 KG/CM2 + P.G. 30%			Rend:	10.0000 M3/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	21.48	1.72
	OPERARIO	HH	3.000	2.4000	18.36	44.06
	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	15.39	24.62
	PEON	HH	10.000	8.0000	13.84	110.72
						181.12
	Materiales					
	ARENA GRUESA	M3		0.5000	35.59	17.80
	AGUA	M3		0.1800	6.00	1.08
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8000	50.85	40.68
	PIEDRA GRANDE (MAX 8")	M3		0.3000	46.61	13.98
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.2000	16.86	155.11
						228.65
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	181.12	5.43
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.8000	20.00	16.00
	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.8000	15.00	12.00
						33.43
				Costo unitario:		443.20
Partida	04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS			Rend:	12.0000 M2/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43
	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	18.36	12.24
	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	15.39	10.26
						23.93
	Materiales					
	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0800	2.11	0.17
	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	KG		0.2700	2.54	0.69

	MADERA TORNILLO	P2	3.5000	4.20	14.70
					15.56
	Equipo				
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	23.93	0.72
					0.72
	Costo unitario:				40.21
Partida	05.01.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA CIMENTOS			Rend: 12.0000 M3/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Mano de Obra				Parcial
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	1.43
	OPERARIO	HH	3.000	2.0000	36.72
	OFICIAL	HH	3.000	2.0000	30.78
	PEON	HH	12.000	8.0000	110.72
					179.65
	Materiales				
	ARENA GRUESA	M3		0.4200	14.95
	AGUA	M3		0.1880	1.13
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.5800	29.49
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		13.3400	224.91
					270.48
	Equipo				
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	179.65
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.6667	20.00
	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	15.00
					28.72
	Costo unitario:				478.85
Partida	05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS			Rend: 15.0000 M2/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Mano de Obra				Parcial
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	1.14
	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	9.79
	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	8.21
					19.14
	Materiales				
	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0750	0.16
	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	KG		0.2200	0.56
	MADERA TORNILLO	P2		4.1800	17.56
					18.28
	Equipo				
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	19.14
					0.57
	Costo unitario:				37.99
Partida	05.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA CIMENTOS REFORZADOS			Rend: 250.0000 KG/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Mano de Obra				Parcial
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	0.07
	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	0.59
	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	0.49
					1.15
	Materiales				
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0480	0.13
	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60	KG		1.0500	2.25
					2.49
	Equipo				
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.15
					0.03
	Costo unitario:				3.67
Partida	05.02.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA COLUMNAS			Rend: 12.0000 M3/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Mano de Obra				Parcial
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	1.43
	OPERARIO	HH	3.000	2.0000	36.72
	OFICIAL	HH	3.000	2.0000	30.78

PEON	HH	12.000	8.0000	13.84	110.72
					179.65
Materiales					
ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.59	14.95
AGUA	M3		0.1880	6.00	1.13
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.5800	50.85	29.49
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		13.3400	16.86	224.91
					270.48
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	179.65	5.39
MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.6667	20.00	13.33
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	15.00	10.00
					28.72
Costo unitario:					478.85

Partida	05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PILARES			Rend:	8.0000 M2/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	21.48	2.15	
OPERARIO	HH	1.000	1.0000	18.36	18.36	
PEON	HH	0.500	0.5000	13.84	6.92	
					27.43	
Materiales						
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0.2000	2.54	0.51	
CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	KG		0.2000	2.54	0.51	
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.2000	2.54	0.51	
MADERA TORNILLO	P2		4.0410	4.20	16.97	
					18.50	
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.43	0.82	
					0.82	
Costo unitario:						46.75

Partida	05.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS			Rend:	250.0000 KG/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	21.48	0.07	
OPERARIO	HH	1.000	0.0320	18.36	0.59	
OFICIAL	HH	1.000	0.0320	15.39	0.49	
					1.15	
Materiales						
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0200	2.80	0.06	
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60	KG		1.0500	2.25	2.36	
					2.42	
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.15	0.03	
					0.03	
Costo unitario:						3.60

Partida	05.03.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA LOSAS			Rend:	12.0000 M3/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43	
OPERARIO	HH	3.000	2.0000	18.36	36.72	
OFICIAL	HH	3.000	2.0000	15.39	30.78	
PEON	HH	12.000	8.0000	13.84	110.72	
					179.65	
Materiales						
ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.59	14.95	
AGUA	M3		0.1880	6.00	1.13	
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.5800	50.85	29.49	
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		13.3400	16.86	224.91	
					270.48	
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	179.65	5.39	
MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.6667	20.00	13.33	
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	15.00	10.00	
					28.72	
Costo unitario:						478.85

Partida	05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA DE TECHO			Rend:	12.0000 M2/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43
	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	18.36	12.24
	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	15.39	10.26
	PEON	HH	0.500	0.3333	13.84	4.61
						28.54
	Materiales					
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0.1000	2.54	0.25
	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.1400	2.54	0.36
	MADERA TORNILLO	P2		5.9300	4.20	24.91
						25.52
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	28.54	0.86
						0.86
					Costo unitario:	54.92
Partida	05.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 PARA LOSA DE TECHO			Rend:	250.0000 KG/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	21.48	0.07
	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	18.36	0.59
	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	15.39	0.49
						1.15
	Materiales					
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0200	2.80	0.06
	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60	KG		1.0500	2.25	2.36
						2.42
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.15	0.06
						0.06
					Costo unitario:	3.63
Partida	05.04.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA VIGAS			Rend:	12.0000 M3/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43
	OPERARIO	HH	3.000	2.0000	18.36	36.72
	OFICIAL	HH	3.000	2.0000	15.39	30.78
	PEON	HH	12.000	8.0000	13.84	110.72
						179.65
	Materiales					
	ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.59	14.95
	AGUA	M3		0.1880	6.00	1.13
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.5800	50.85	29.49
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		13.3400	16.86	224.91
						270.48
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	179.65	5.39
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.6667	20.00	13.33
	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	15.00	10.00
						28.72
					Costo unitario:	478.85
Partida	05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS			Rend:	9.0000 M2/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	21.48	1.91
	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	18.36	16.32
	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	15.39	13.68
						31.91
	Materiales					
	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1000	2.11	0.21
	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	KG		0.2400	2.54	0.61
	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	4.20	22.72
						23.54

Equipo							
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000		31.91	
						0.96	
						0.96	
				Costo unitario:		56.41	
Partida	05.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200		Rend:		250.0000	
		KG/CM2 PARA VIGAS				KG/DIA	
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	21.48	0.07	
	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	18.36	0.59	
	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	15.39	0.49	
							1.15
	Materiales						
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0200	2.80	0.06	
	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60	KG		1.0500	2.25	2.36	
							2.42
	Equipo						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000		1.15	
						0.03	
						0.03	
				Costo unitario:		3.60	
Partida	06.01.01	CONCRETO PARA LOSA DE PISO		Rend:		18.0000	
		F'C=210 KG/CM2				M3/DIA	
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	HH	0.200	0.0889	21.48	1.91	
	OPERARIO	HH	2.000	0.8889	18.36	16.32	
	OFICIAL	HH	2.000	0.8889	15.39	13.68	
	PEON	HH	10.000	4.4444	13.84	61.51	
							93.42
	Materiales						
	ARENA GRUESA	M3		0.5000	35.59	17.80	
	AGUA	M3		0.1800	6.00	1.08	
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8000	50.85	40.68	
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.2000	16.86	155.11	
	MADERA TORNILLO	P2		1.6095	4.20	6.76	
							221.43
	Equipo						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000		93.42	
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.4444	20.00	8.89	
	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.4444	15.00	6.67	
							18.36
				Costo unitario:		333.21	
Partida	06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE		Rend:		9.0000 M2/DIA	
		LOSAS					
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	21.48	1.91	
	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	18.36	16.32	
	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	15.39	13.68	
							31.91
	Materiales						
	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1000	2.11	0.21	
	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	KG		0.1400	2.54	0.36	
	MADERA TORNILLO	P2		5.9300	4.20	24.91	
							25.48
	Equipo						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000		31.91	
						0.96	
						0.96	
				Costo unitario:		58.35	
Partida	06.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200		Rend:		250.0000	
		KG/CM2 PARA LOSA DE PISO				KG/DIA	
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>	
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	21.48	0.07	
	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	18.36	0.59	
	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	15.39	0.49	
							1.15

Materiales

ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG	0.0480	2.80	0.13
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60	KG	1.0500	2.25	2.36
				2.49

Equipo

HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	1.15	0.03
				0.03

Costo unitario: **3.67**

Partida	06.02.01	IMPRIMADO PARA PAVIMENTO			Rend:	4,000.0000 M2/DIA
	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	1.000	0.0020	21.48	0.04
	OPERARIO	HH	1.000	0.0020	18.36	0.04
	OFICIAL	HH	1.000	0.0020	15.39	0.03
	PEON	HH	2.000	0.0040	13.84	0.06
						0.17
	Materiales					
	IMPRIMANTE MC-30	GLN		0.3200	11.02	3.53
						3.53
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.17	0.01
						0.01
	Costo unitario:					3.71

Partida	06.02.02	PAVIMENTO ASFALTICO EN FRIO			Rend:	60.0000 M2/DIA
	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.200	0.0267	21.48	0.57
	OPERARIO	HH	2.000	0.2667	18.36	4.90
	OFICIAL	HH	1.000	0.1333	15.39	2.05
	PEON	HH	6.000	0.8000	13.84	11.07
						18.59
	Materiales					
	AFIRMADO	M3		0.2000	38.14	7.63
	AGUA	M3		0.0500	6.00	0.30
	ASFALTO RC-250	GLN		0.2500	21.19	5.30
	IMPRIMANTE MC-30	GLN		0.0600	11.02	0.66
	MEZCLA ASFALTICA EN FRIO	M3		0.0650	406.78	26.44
						40.33
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	18.59	0.56
	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	1.000	0.1333	15.00	2.00
						2.56
	Costo unitario:					61.48

Partida	07.01.01	VEREDA DE CONCRETO F'C=175KG/CM2 INC. BRUÑADO			Rend:	55.0000 M2/DIA
	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
	OPERARIO	HH	3.000	0.4364	18.36	8.01
	OFICIAL	HH	3.000	0.4364	15.39	6.72
	PEON	HH	8.000	1.1636	13.84	16.10
						30.83
	Materiales					
	ARENA FINA	M3		0.0180	38.14	0.69
	AGUA	M3		0.0170	6.00	0.10
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.7500	16.86	12.65
	HORMIGON	M3		0.1130	38.14	4.31
	REGLA DE ALUMINIO 2" X 4" X 6 m	UND		0.0050	20.00	0.10
						17.85
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.83	0.92
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.1455	20.00	2.91
						3.83
	Costo unitario:					52.51

Partida	07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VEREDAS			Rend:	25.0000 M2/DIA
	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial

Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	21.48	0.69
OPERARIO	HH	1.000	0.3200	18.36	5.88
OFICIAL	HH	1.000	0.3200	15.39	4.92
					11.49
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.3000	2.80	0.84
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0.1000	2.54	0.25
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.2500	2.54	0.64
MADERA TORNILLO	P2		4.8300	4.20	20.29
					22.02
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	11.49	0.34
					0.34
Costo unitario:					33.85

Partida	07.01.03	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1" (2.5 CM)			Rend:	45.0000 M/DIA
<i>Descripción Insumo</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100		0.0178	21.48	0.38
OPERARIO	HH	1.000		0.1778	18.36	3.26
						3.64
Materiales						
JEBE MICROPOROSO 1.22m x 2.44m	PLN			0.0084	38.14	0.32
PLANCHA DE TECKNOPORT DE 1"x 4' x 8'	PLN			0.2500	10.11	2.53
						2.85
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	3.64	0.11
						0.11
Costo unitario:						6.60

Partida	07.02.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 PARA SARDINEL CARAVISTA			Rend:	10.0000 M3/DIA
<i>Descripción Insumo</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100		0.0800	21.48	1.72
OPERARIO	HH	2.000		1.6000	18.36	29.38
OFICIAL	HH	2.000		1.6000	15.39	24.62
PEON	HH	6.000		4.8000	13.84	66.43
						122.15
Materiales						
ARENA GRUESA	M3			0.5500	35.59	19.57
AGUA	M3			0.1600	6.00	0.96
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3			0.6500	50.85	33.05
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL			8.7000	16.86	146.68
						200.26
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	122.15	3.66
MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000		0.8000	20.00	16.00
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000		0.8000	15.00	12.00
						31.66
Costo unitario:						354.07

Partida	07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SARDINEL CARAVISTA			Rend:	12.0000 M2/DIA
<i>Descripción Insumo</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
CAPATAZ	HH	0.100		0.0667	21.48	1.43
OPERARIO	HH	1.000		0.6667	18.36	12.24
OFICIAL	HH	1.000		0.6667	15.39	10.26
						23.93
Materiales						
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG			0.0500	2.80	0.14
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG			0.0500	2.54	0.13
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG			0.0800	2.54	0.20
MADERA TORNILLO	P2			2.6000	4.20	10.92
						11.39
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	23.93	0.72
						0.72
Costo unitario:						36.04

Partida	07.02.03	COLOCACIÓN DE GRASS SINTÉTICO COLOR VERDE OSCURO			Rend:	200.0000 M2/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
	OFICIAL	HH	2.000	0.0800	15.39	1.23
						1.32
	Materiales					
	ARENA FINA	M3		0.0250	38.14	0.95
	GRASS SINTÉTICO COLOR VERDE OSCURO	M2		1.0000	80.00	80.00
	REGLA DE PISO DE 2"x6"x10	UND		0.0500	60.00	3.00
						83.95
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.32	0.04
						0.04
					Costo unitario:	85.31
Partida	07.02.04	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1" (2.5 CM)			Rend:	45.0000 M/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0178	21.48	0.38
	OPERARIO	HH	1.000	0.1778	18.36	3.26
						3.64
	Materiales					
	JEBE MICROPOROSO 1.22m x 2.44m	PLN		0.0084	38.14	0.32
	PLANCHA DE TECKNOPORT DE 1"x 4' x 8'	PLN		0.2500	10.11	2.53
						2.85
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.64	0.11
						0.11
					Costo unitario:	6.60
Partida	08.01	SEÑALES PREVENTIVAS 0.60X0.60M			Rend:	16.0000 UND/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0500	21.48	1.07
	OPERARIO	HH	1.000	0.5000	18.36	9.18
	OFICIAL	HH	1.000	0.5000	15.39	7.70
	PEON	HH	2.000	1.0000	13.84	13.84
						31.79
	Materiales					
	AGUA	M3		0.0170	6.00	0.10
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.8400	16.86	14.16
	POSTES DE CONCRETO DE 0.15 X 0.15 X 3 m.	UND		1.0000	115.00	115.00
	SEÑALES PREVENTIVAS 0.60X0.60M	UND		1.0000	165.00	165.00
	HORMIGON	M3		0.1800	38.14	6.87
						301.13
	Equipo					
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	31.79	0.95
	MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.5000	20.00	10.00
						10.95
					Costo unitario:	343.87
Partida	08.02	SEÑALES REGLAMENTARIAS 0.90X0.60M			Rend:	16.0000 UND/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
	Mano de Obra					
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0500	21.48	1.07
	OPERARIO	HH	1.000	0.5000	18.36	9.18
	OFICIAL	HH	1.000	0.5000	15.39	7.70
	PEON	HH	2.000	1.0000	13.84	13.84
						31.79
	Materiales					
	AGUA	M3		0.0170	6.00	0.10
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.8400	16.86	14.16
	POSTES DE CONCRETO DE 0.15 X 0.15 X 3 m.	UND		1.0000	115.00	115.00
	SEÑALES REGLAMENTARIAS 0.90X0.60M	UND		1.0000	247.50	247.50
	HORMIGON	M3		0.1800	38.14	6.87
						383.63

Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	31.79	0.95
MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	0.5000	20.00	10.00
					10.95
Costo unitario:					426.37

Partida 08.03	SEÑALES INFORMATIVAS				Rend: 4.0000 UND/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	21.48	4.30
OPERARIO	HH	1.000	2.0000	18.36	36.72
OFICIAL	HH	1.000	2.0000	15.39	30.78
PEON	HH	2.000	4.0000	13.84	55.36
					127.16
Materiales					
AGUA	M3		0.0170	6.00	0.10
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.8400	16.86	14.16
SEÑALES INFORMATIVAS	UND		1.0000	308.00	308.00
HORMIGON	M3		0.1800	38.14	6.87
					329.13
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	127.16	3.81
MEZCLADORA CONCRETO DE 9-11 P3	HM	1.000	2.0000	20.00	40.00
					43.81
Costo unitario:					500.10

Partida 08.04	TACHAS REFLECTIVAS				Rend: 14.0000 UND/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Materiales					
TACHAS REFLECTIVAS INCL. PEGADO	UND		1.0000	12.30	12.30
					12.30
Costo unitario:					12.30

Partida 08.05	PINTURA DE PAVIMENTO				Rend: 300.0000 M2/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.200	0.0053	21.48	0.11
OPERARIO	HH	2.000	0.0533	18.36	0.98
PEON	HH	6.000	0.1600	13.84	2.21
					3.30
Materiales					
SOLVENTE PARA PINTURA DE TRAFICO	GLN		0.0150	35.00	0.53
PINTURA ESMALTE PARA TRAFICO INC.	GLN		0.0850	50.00	4.25
MICROESFERAS					4.78
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.30	0.10
MAQUINA PARA PINTAR	HM	1.000	0.0267	52.00	1.39
					1.49
Costo unitario:					9.57

Partida 09.01	SUM. E INST. POSTES DE ALUMBRADO PÚBLICO				Rend: 1.0000 UND/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Materiales					
SUM. E INST. DE POSTES ALUMBRADO PÚBLICO	UND		1.0000	5,000.00	5,000.00
					5,000.00
Costo unitario:					5,000.00

Partida 09.02	DRENAJE PLUVIAL PARA PUENTE				Rend: 1.0000 UND/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	HH	0.500	4.0000	18.36	73.44
PEON	HH	1.000	8.0000	13.84	110.72
					184.16
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0170	2.80	0.05

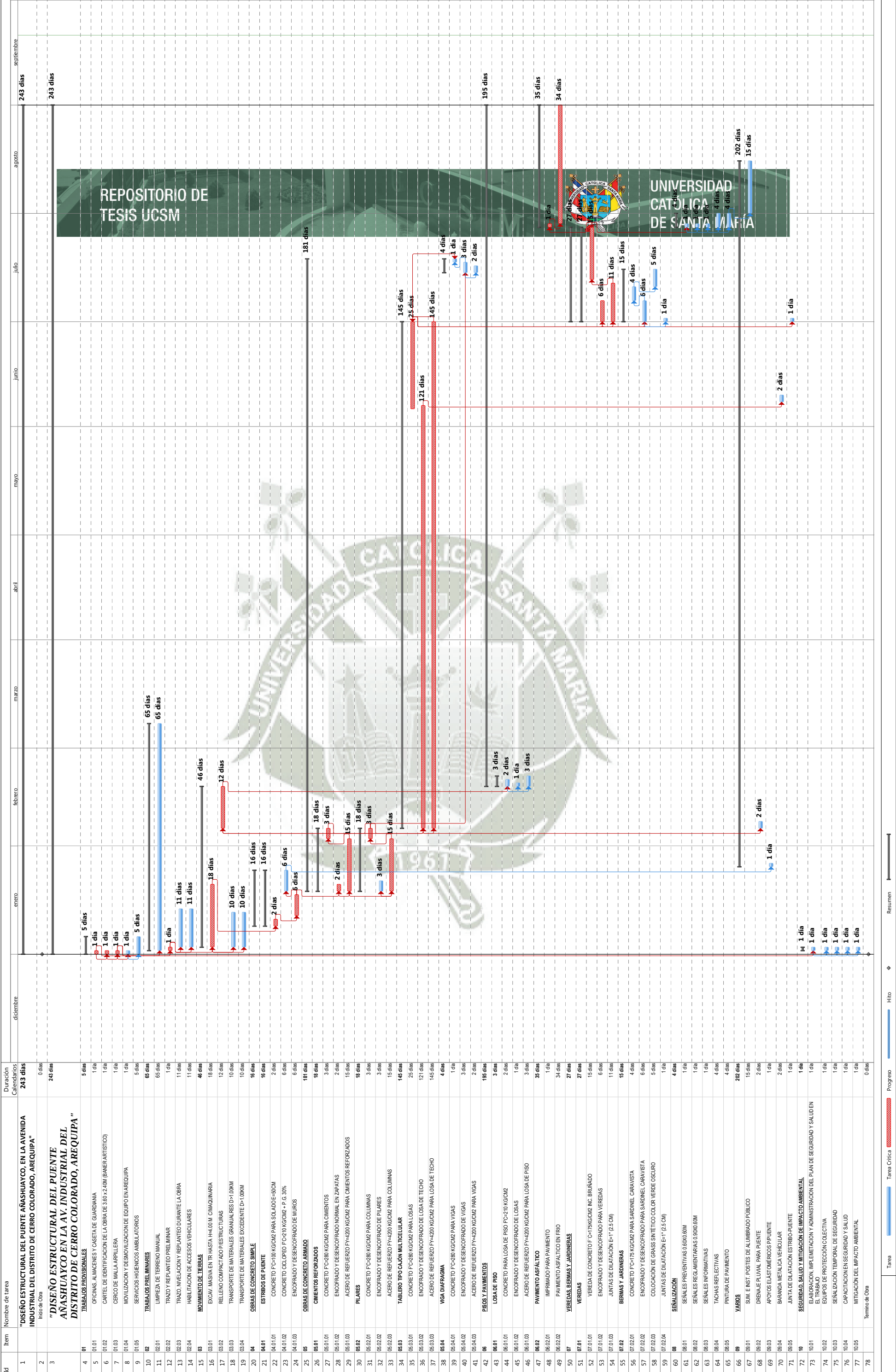
	TUBO PVC - SAL 2" (3m)	M	0.1000	6.02	0.60
					0.65
	Equipo				
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	184.16	5.52
					5.52
	Costo unitario:				190.33
Partida 09.03	APOYOS ELÁSTOMÉRICOS P/PUENTE			Rend:	1.0000 GLB/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Materiales				Parcial
	APOYOS ELASTOMÉRICOS P/PUENTE	GLB		1.0000	6,000.00
					6,000.00
	Costo unitario:				6,000.00
Partida 09.04	BARANDA METALICA VEHÍCULAR			Rend:	1.0000 UND/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Materiales				Parcial
	BARANDA DE ACERO ESTRUCTURAL P/TRÁFICO	M		2.5000	1,500.00
					1,500.00
	Costo unitario:				1,500.00
Partida 09.05	JUNTA DE DILATACIÓN ESTRIBO-PUENTE			Rend:	80.0000 M/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Mano de Obra				Parcial
	CAPATAZ	HH	0.100	0.0100	21.48
	OPERARIO	HH	1.000	0.1000	18.36
	OFICIAL	HH	1.000	0.1000	15.39
					3.59
	Materiales				
	TAPA JUNTAS DE PUENTE	M		0.3333	70.00
	PERNO GALVANIZADO 5/8" 11/4"	PZA		4.0000	5.00
					43.33
	Equipo				
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.59
	COMPRESORA NEUMATICA 76 HP 125-175 PCM	HM	1.000	0.1000	65.84
	TALADRO ELECTRICO	HM	1.000	0.1000	5.00
					7.19
	Costo unitario:				54.11
Partida 10.01	ELABORACION, IMPLMETACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO			Rend:	1.0000 GLB/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Mano de Obra				Parcial
	PREVENCIONISTA DE RIESGO	GLB		1.0000	10,000.00
					10,00
	Materiales				
	CASCO DE SEGURIDAD	UND		1.0000	1,000.00
	CHALECO DE PREVENCIONISTA	UND		1.0000	1,000.00
	GUANTES DE OPERARIO	PAR		1.0000	1,000.00
	LENTES DE SEGURIDAD	UND		1.0000	1,000.00
	ZAPATOS DE PROTECCION (PUNTA DE ACERO)	PAR		1.0000	1,000.00
					5,000.00
	Costo unitario:				15,000.00
Partida 10.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA			Rend:	1.0000 GLB/DIA
	<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>
	Materiales				Parcial
	SISTEMA DE ALARMA AUDIBLE	GLB		1.0000	2,000.00
	SISTEMA DE PROTECCION COLECTIVA	GLB		1.0000	3,000.00
					5,000.00
	Sub partidas				
	SISTEMA DE ILUMINACIÓN EN CASO DE EMERGENCIA EN OBRA	GLB		1.0000	5,133.44
					5,133.44
	Costo unitario:				10,133.44

Partida 10.03	SEÑALIZACIÓN TEMPORAL DE SEGURIDAD			Rend:	1.0000 GLB/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
CAPATAZ	HH	0.100	0.8000	21.48	17.18
PEON	HH	1.000	8.0000	13.84	110.72
					127.90
Materiales					
CINTA DE SEÑALIZACION DE SEGURIDAD	M		100.0000	10.00	1,000.00
LETREROS DE MADERA DE 0.60X0.60M P/DESVIO DE TRANSITO	UND		2.0000	30.00	60.00
TRANQUERA TIPO TIJERA DE 2.40 X 1.20M P/SEÑAL DE PELIGRO	UND		1.0000	30.00	30.00
					1,090.00
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	127.90	3.84
					3.84
				Costo unitario:	1,221.74
Partida 10.04	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD			Rend:	1.0000 GLB/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Materiales					
FOLLETOS REGLAMENTO DE SEGURIDAD E HIGIENE	UND		100.0000	1.69	169.00
					169.00
				Costo unitario:	169.00
Partida 10.05	MITIGACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL			Rend:	1.0000 GLB/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Materiales					
EJECUCIÓN DEL PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	GLB		1.0000	50,000.00	50,000.00
					50,000.00
				Costo unitario:	50,000.00

5.4. PROGRAMACIÓN DE LA OBRA

PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

Obra: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO, EN LA AVENIDA INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA"
Ubicación: YANAHUARA - AREQUIPA - AREQUIPA



CONCLUSIONES

1. Se puede determinar que los factores predominantes en la concepción del proyecto son los estudios básicos de ingeniería, así como también el análisis y diseño de la superestructura y subestructura considerando el peligro sísmico, y los avances en la construcción e innovación de la ingeniería.
2. La topografía del terreno del proyecto muestra una quebrada en terreno eriazo, que presenta un desnivel pronunciado con una luz a franquear de 90 metros y un galibo de puente de 21 m del punto más bajo de la quebrada.
3. Respecto de la hidrología de la quebrada en la zona del proyecto, se tiene una precipitación máxima probable de 24 Hrs. que genera un caudal de escurrimiento de 11.80 m³/s, con un tirante de agua de 0.41 m y una profundidad de socavación de 0.34 m, por lo cual, la profundidad de desplante para cimentaciones de debe estar en un rango de 1.5 a 2.5 m.
4. La geología de la zona del proyecto se caracteriza por estratos con material Volcánico Sencca Salmón, Volcánico Sencca Compacto y Materiales Aluviales.
5. El perfil de suelo se presenta homogéneo en las zonas de cimentaciones, con un primer estrato de suelo conformado por arena limosa de cobertura tipo “relleno”, no apto para cimentar, con una profundidad de estrato de 1.5 m como máximo, por debajo se encuentra estratos de tufo volcánico compacto blanco (Sillar) con una profundidad que oscila entre los 30m y 250 m, considerado un estrato apto para cimentar.
6. La microzonificación sísmica de Arequipa (Alva y Aguilar 1991) el proyecto se encuentra en las zonas B y C. Conformada por los afloramientos de sillar, parte de los suelos puzolánicos de Pachacutec. Los valores de periodos predominantes obtenidos en esta zona varían de 0.20 a 0.35 s.
7. Luego de analizar las matrices de evaluación de impactos ambientales, donde se ha determinado que no existe ningún impacto negativo significativo y 04 impactos significativamente positivos. Lo que nos indica que la construcción del proyecto es una mejora para las condiciones ambientales de la zona.
8. El estudio de Transito arroja un IMDA de diseño de 3793 Veh/día para un periodo de 10 años.
9. El diseño geométrico el puente lo clasifica como una carretera de primera clase con condiciones orográficas Tipo 1 y tiene una velocidad de diseño de 80 a 100 km/h. Por lo cual el ancho de calzada mínimo es de 7.20 m y un bombeo de 2.5%, sin embargo se mantendrá la sección vial de la Avenida Industrial, ya que cumple con los parámetros del diseño geométrico y permite un tránsito fluido y sin interrupciones.
El ancho de vías se mantendrá de acuerdo al diseño geométrico conservando un ancho de carril de 7.20m.
10. El análisis y diseño de la superestructura se fundamenta en las especificaciones de la AASHTO LRDF, considerando el camión y sobrecarga de diseño HL-93, satisfaciendo los estados límites de seguridad y servicio, con la factorización y combinación de cargas

necesarias, teniendo en cuenta la posibilidad de inspección, de estética y economía.

- 11.** El análisis y diseño de la subestructura también se fundamenta en las especificaciones de la AASHTO LRDF, en donde se tiene que verificar la excentricidad de la resultante, verificar la estabilidad al deslizamiento, volteo y la presión máxima de apoyo, con una combinación de cargas considerando las recomendaciones sísmicas de la Norma.
- 12.** El proyecto tiene un costo de S/9,211,962.00 Nuevos Soles Incluido IGV, y un tiempo de ejecución de 243 días calendarios.
- 13.** La hipótesis de esta tesis ha sido satisfecha por lo que se concluye que la construcción del Puente Añashuayco en la Av. Industrial de Cerro Colorado, Arequipa, hace posible atravesar a desnivel un accidente geográfico por el cual no es viable el tránsito en la dirección de su eje, y se logra una mejora en la fluidez vehicular así como también en la calidad de vida de la población de las zonas aledañas.



RECOMENDACIONES

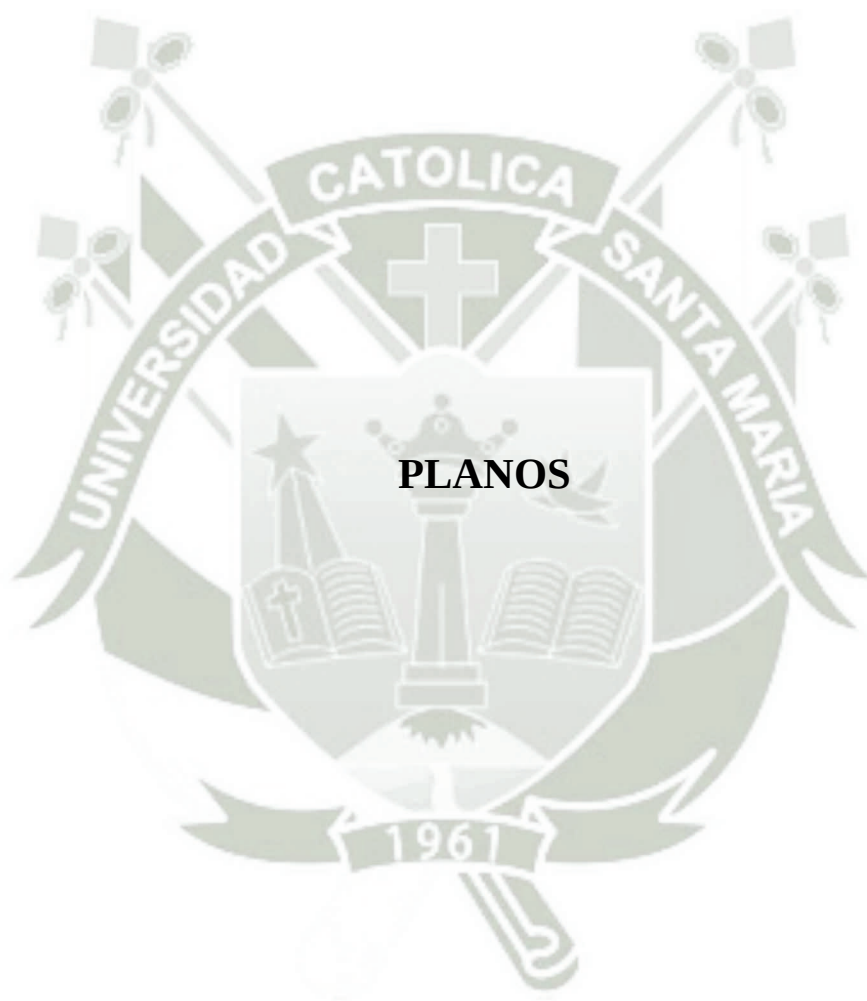
1. En la ejecución del proyecto se debe garantizar una buena dirección técnica cumpliendo los procedimientos constructivos y especificaciones técnicas, así como el uso de materiales de calidad, con el objeto de asegurar la durabilidad, eficiencia y funcionalidad de la Obra.
2. La seguridad en Obra es fundamental, debiendo señalar correctamente los lugares de riesgo con el fin de mitigar accidentes.
3. Las medidas de impacto ambiental son obligatorias para preservar y mejorar el paisaje en la zona de influencia del proyecto.



BIBLIOGRAFÍA

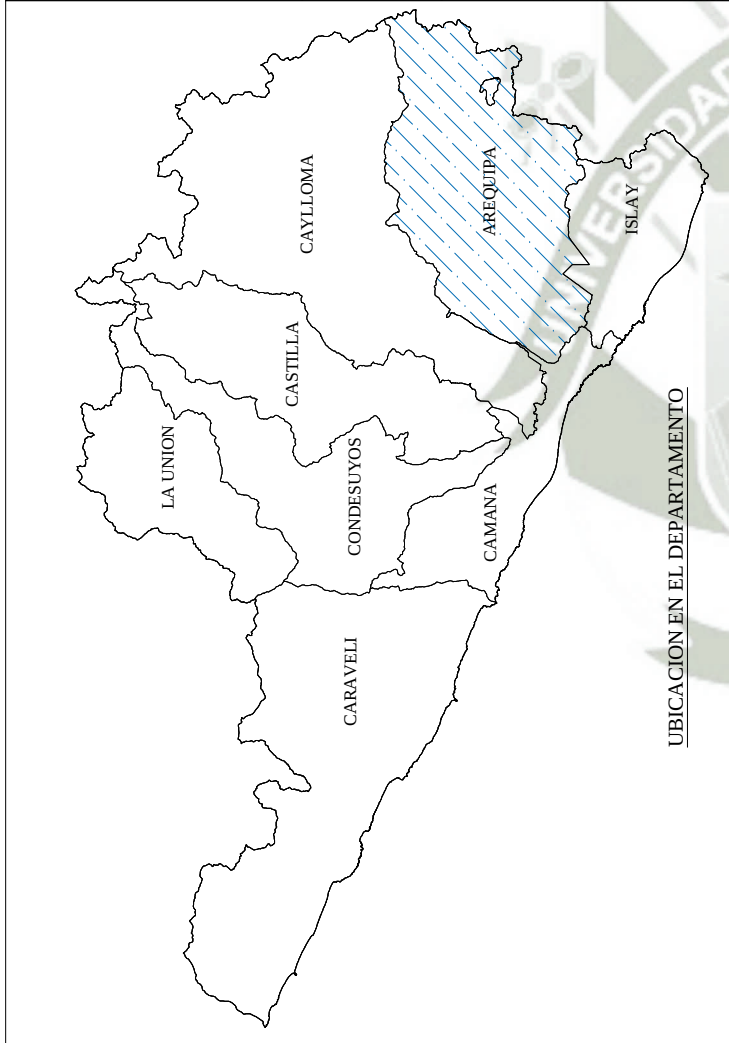
- Chinchilla López. A., Mejía Bautista. F., Ramírez Caballero. V. Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO. Recuperado el 12 de octubre del 2014, de http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019116/019116_Cap2.pdf.
- Claros Chuquimia, R. Meruvia Cabrera, P. (2004). Apoyo Didáctico en la Enseñanza-Aprendizaje de Puentes. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Cahuana, A., Yugar, W. (2009). Material de Apoyo Didáctico para la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura de Hidrología CIV-233. Cochabamba: Agustin and Weimar.
- Tapia, W. (2013). Hidrología Superficial. Recuperado el 20 de Noviembre del 2014, de <http://es.slideshare.net/williamedwintapiaruiz/analisis-de-consistencia>.
- Chereque, W. (2003). Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. Lima:CONCYTEC.
- Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. MéxicoD.F.:LIMUSA.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ven Te Chow, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill
- Fattorelli S., Fernandez P. (2011). Diseño Hidrológico. Zaragoza: WASA – GN.
- Fimbres, J. (1996). Apuntes Sobre Cimentación de Puentes. México: BbliotecaDigital.
- Yanqui C. (1990) “Geología Preliminar de la Ciudad de Arequipa”, Lima.: Informe Técnico presentado al CISMID, FIC, UNI.
- Yanqui, C. (1990) “Zonificación Geotécnica de Arequipa”, Piura: VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Ensayo de Materiales (EM 2000). Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Fuente: Herrera, F. (2002). Cimentaciones Superficiales. Madrid: Ponzano.

- Aguilar, Z. Alva, J. (1991). “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Arequipa”. Lima: VI Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.
- Christopher M. R. Pastakia, (2005).Rapid Impact Assessment Matrix. Fredensborg: Olsen & Olsen.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2007). Guía Metodológica de Contenido de los Estudios de Impacto Viales. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- American Association of State Highway And Transportation Officials (2004): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington – USA.
- Computers and Structures, Inc. (CSI Bridge).
- Cobeñas, P. (2012). Sistemas de Contención Vehicular. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Braja, M. Das (2001). Ingeniería de Cimentaciones. California: Thomson.
- Berry, P. Reid, D. (1993). Mecánica de Suelos. Saltford: McGraw-Hill.
- Rodríguez, A. (2012). Puentes con AASHTO LRFD 2010. Lima.
- AASTHO LRFD (2012). Desing Bridge Specifications. Washington:American Association of State Highway and Transportation Officials.

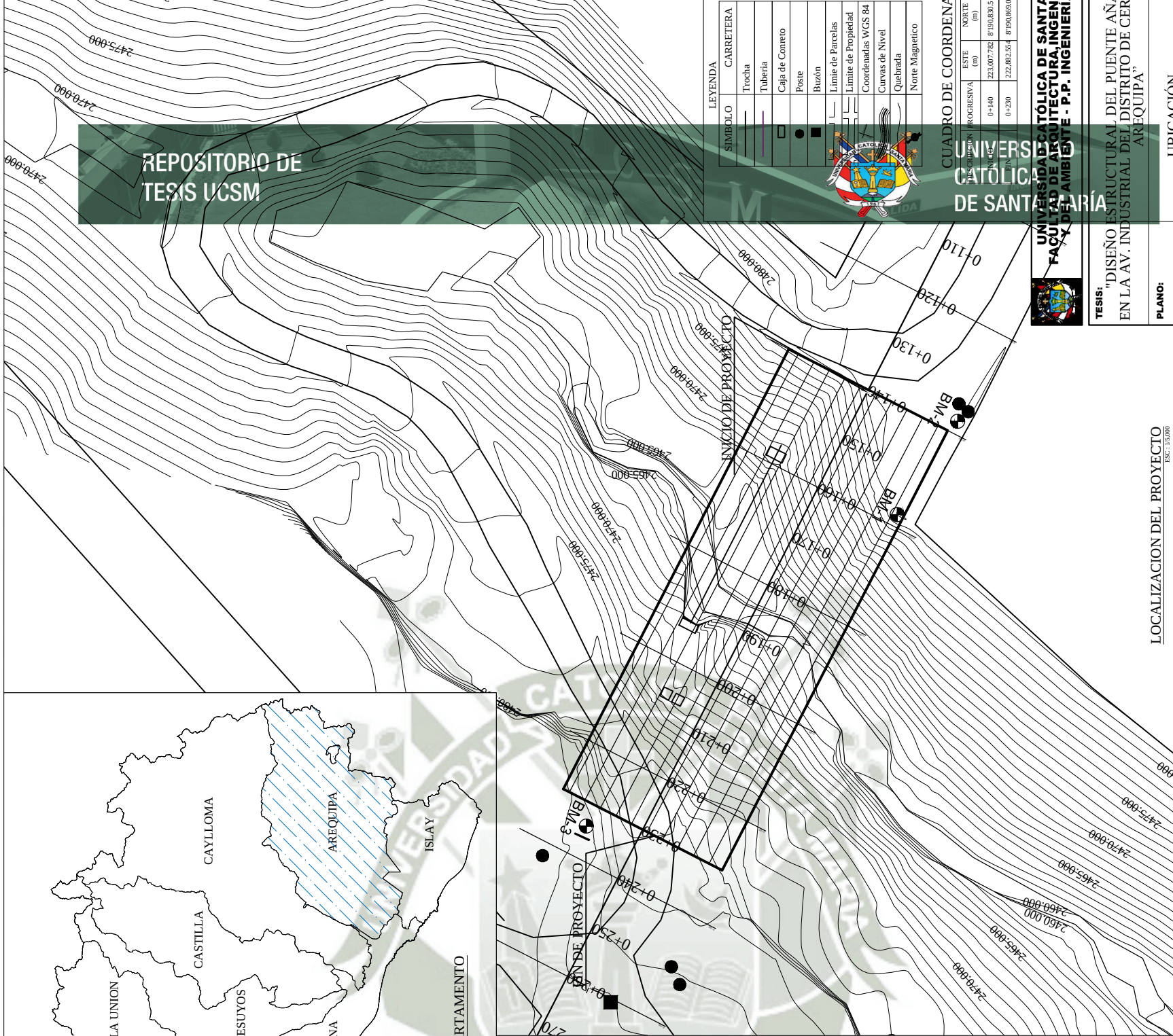




Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



UBICACION EN EL DEPARTAMENTO



LEYENDA	
SÍMBOLO	CARRETERA
	Trocha
	Tubería
	Caja de Concreto
	Poste
	Buzón
	Límite de Parcelas
	Límite de Propiedad
	Coordenadas WGS 84
	Curvas de Nivel
	Quebrada
	Norte Magnético

CUADRO DE COORDENADAS			
PROGRESIVA	ESTE (m)	NORTE (m)	COTA (m.s.n.m.)
0+140	223.007.726	8°19'0.830.512	2.463.000
0+230	222.882.554	8°19'0.860.058	2.481.18



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL
Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO AREQUIPA"

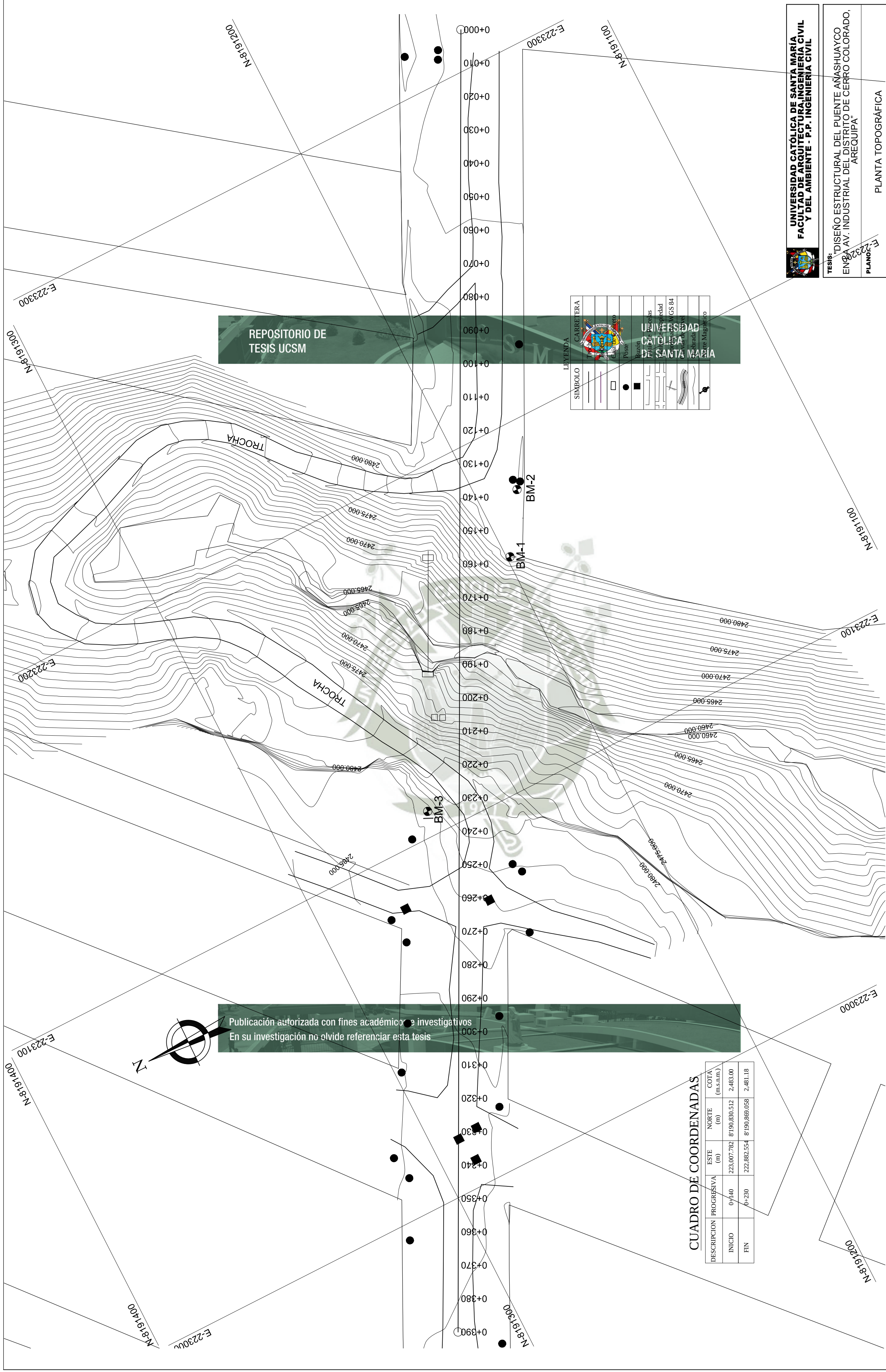
UBICACIÓN

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO
Escala: 1:5000



UBICACION EN LA PROVINCIA

DISEÑO:	BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO		
FORMATO:	A-3	ESCALA:	1:5000
CAD:		FECHA:	JUNIO 2015
		PLANO N°:	U - 01



ELIPSOIDE WGS 84
ZONA 19 - SUR

PLANTA TOPOGRÁFICA

ESC: 1:500

DISEÑO:		BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO	
FORMATO:	A-2	ESCALA:	1:500
CAD:		FECHA:	JUNIO 2015
		PLANO N°:	T - 01

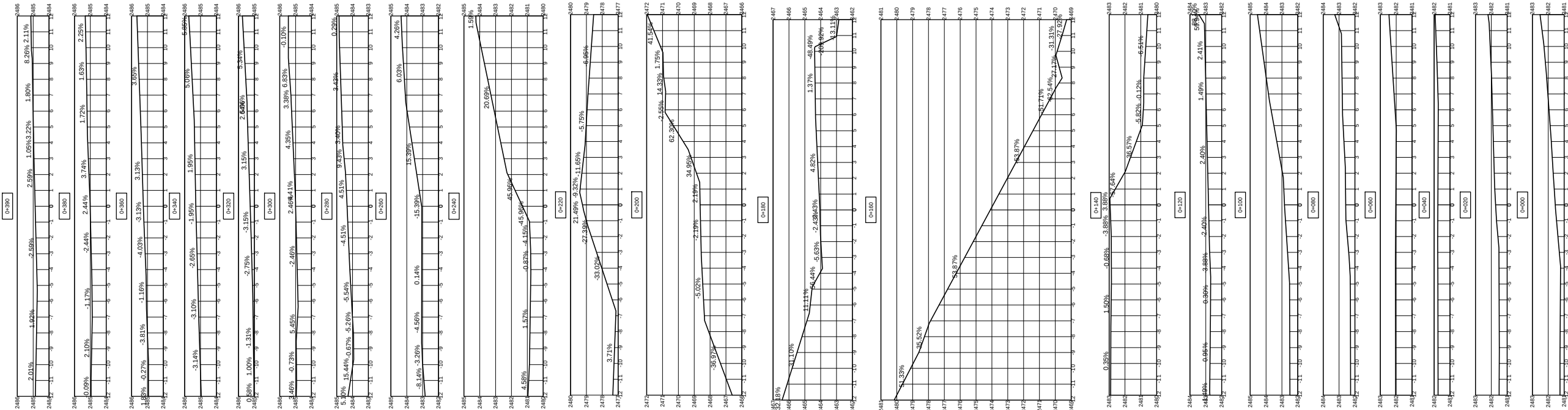
DESCRIPCION	PROGRESIVA	ESTE (m)	NORTE (m)	COTA (m.s.n.m.)
INICIO	0+140	223,007,782	8'190,830,512	2,483.00
FIN	0+230	222,882,554	8'190,869,058	2,481.18

SÍMBOLO	CARRERA
	Tecnología
	Administración
	Comercio
	Poste
	Buzón
	Planta de Purificación
	Comunidad
	Escuela
	WCS 84
	Universidad
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela
	Escuela

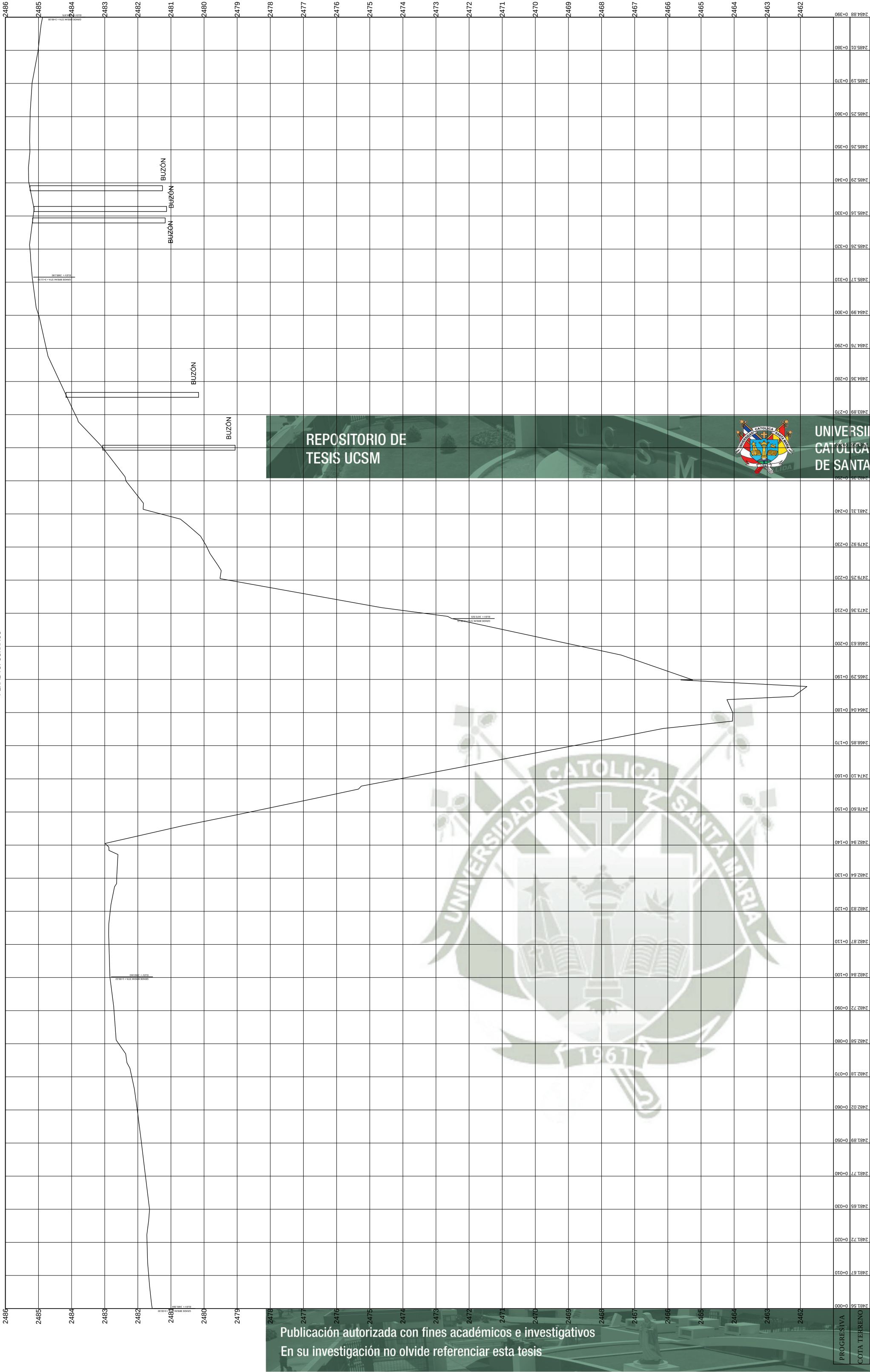
	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL
TESIS:	"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO EN Q. AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO, AREQUIPA"
PLANO:	PLANTA TOPOGRÁFICA

SECCIONES TRANSVERSALES

Esc: 1:150



PERFIL TOPOGRAFICO



PERFIL LONGITUDINAL

Esc: 1:150

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL
Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL

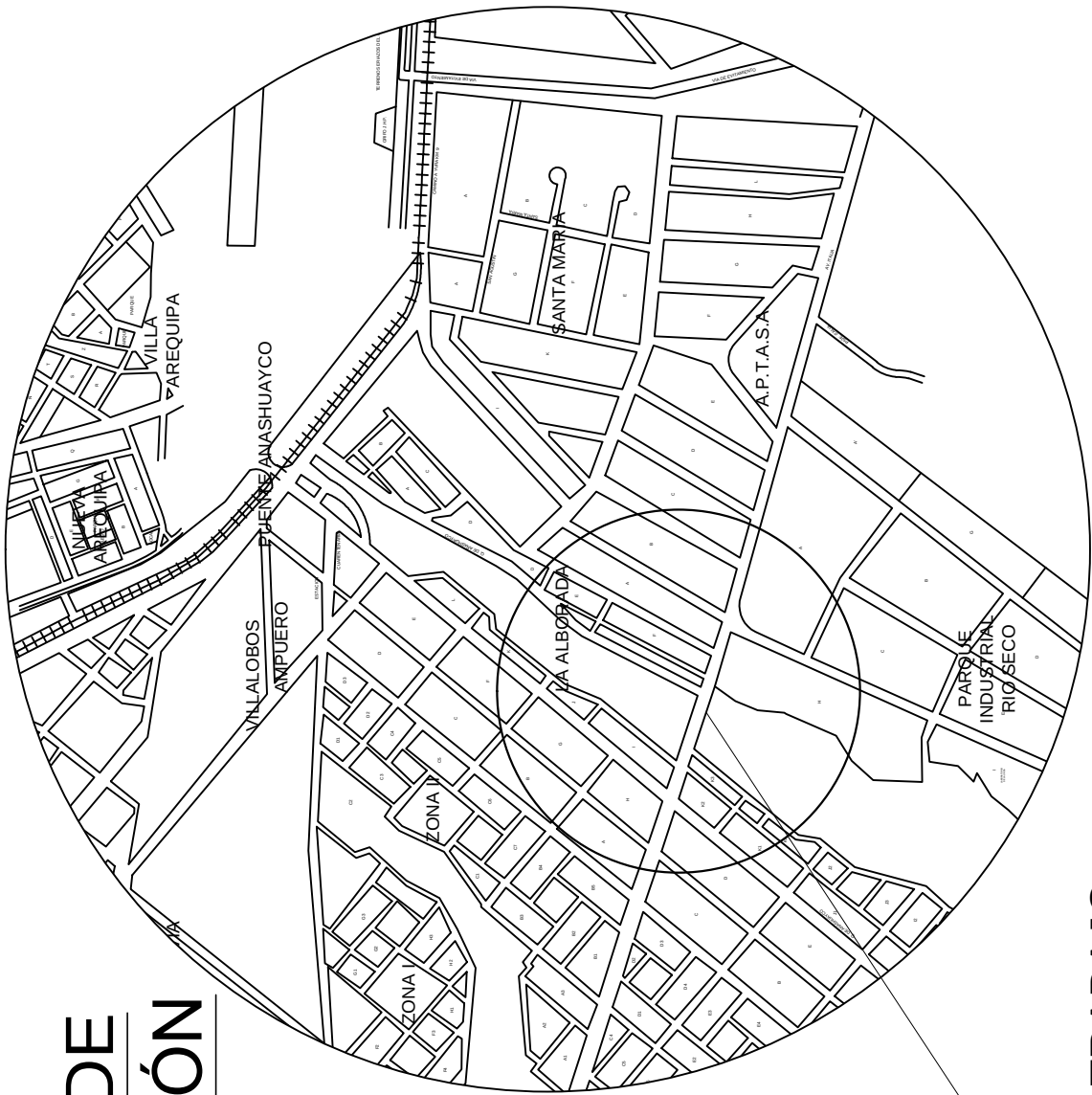
TESIS:
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA"

PLANO:
PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES - TOPOGRAFÍA

DISEÑO:		BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO	
FORMATO:	A-2	ESCALA:	1:500 - 1:150
CAD:		FECHA:	JUNIO 2015
		PLANO N°:	T - 02

PLANO DE UBICACIÓN

Esf: 1:100000



ZONA DE TRABAJO

INICIO DE PUENTE
Elevacion: 2483.00

FIN DE PUENTE
Elevacion: 2481.18

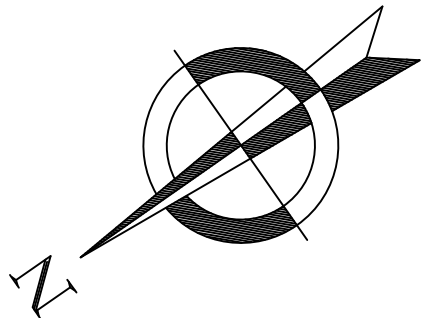
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

SÍMBOLO	CARRETERA
	Trocha
	Tubería
	Caja de Concreto
	Poste
	Buzón
	Limite de Parcelas
	Limite de Propiedad
	Coordenadas WGS 84
	Curvas de Nivel
	Quebrada
	Norte Magnético

CUADRO DE COORDENADAS

DESCRIPCION	PROGRESIVA	ESTE (m)	NORTE (m)	COTA (m.s.n.m.)
INICIO	0+140	223.007.782	8°19'0.880.512	2.483.00
FIN	0+230	222.882.554	8°19'0.869.058	2.481.18



ELIPSOIDE WGS-84
ZONA 19

PLANTA GENERAL

Esc: 1:500



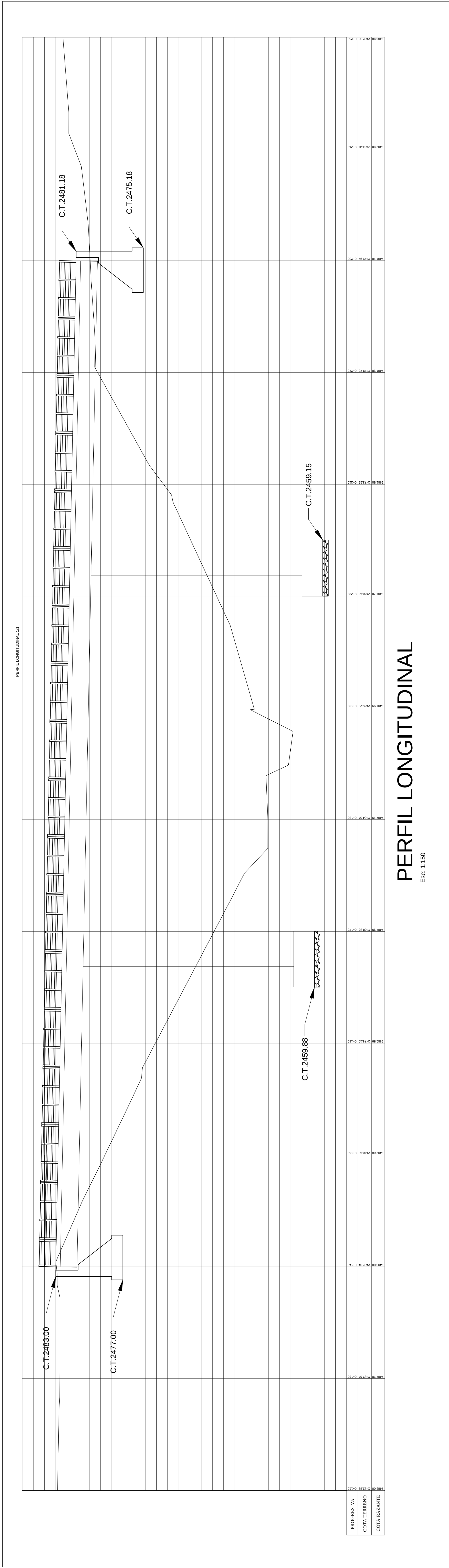
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL
Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA"

PLANO: PLANTA GENERAL DEL PROYECTO

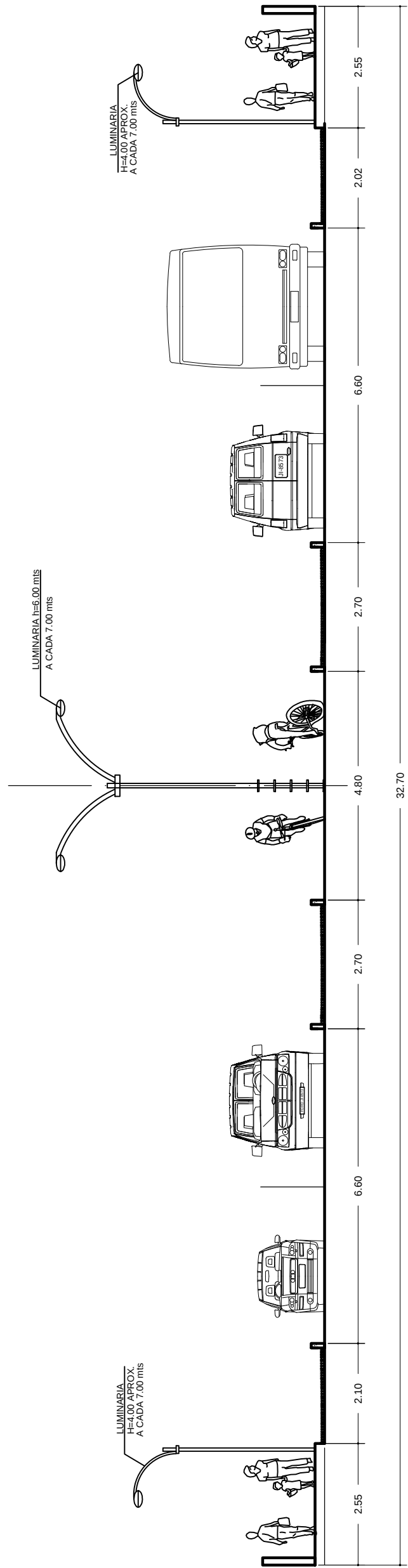
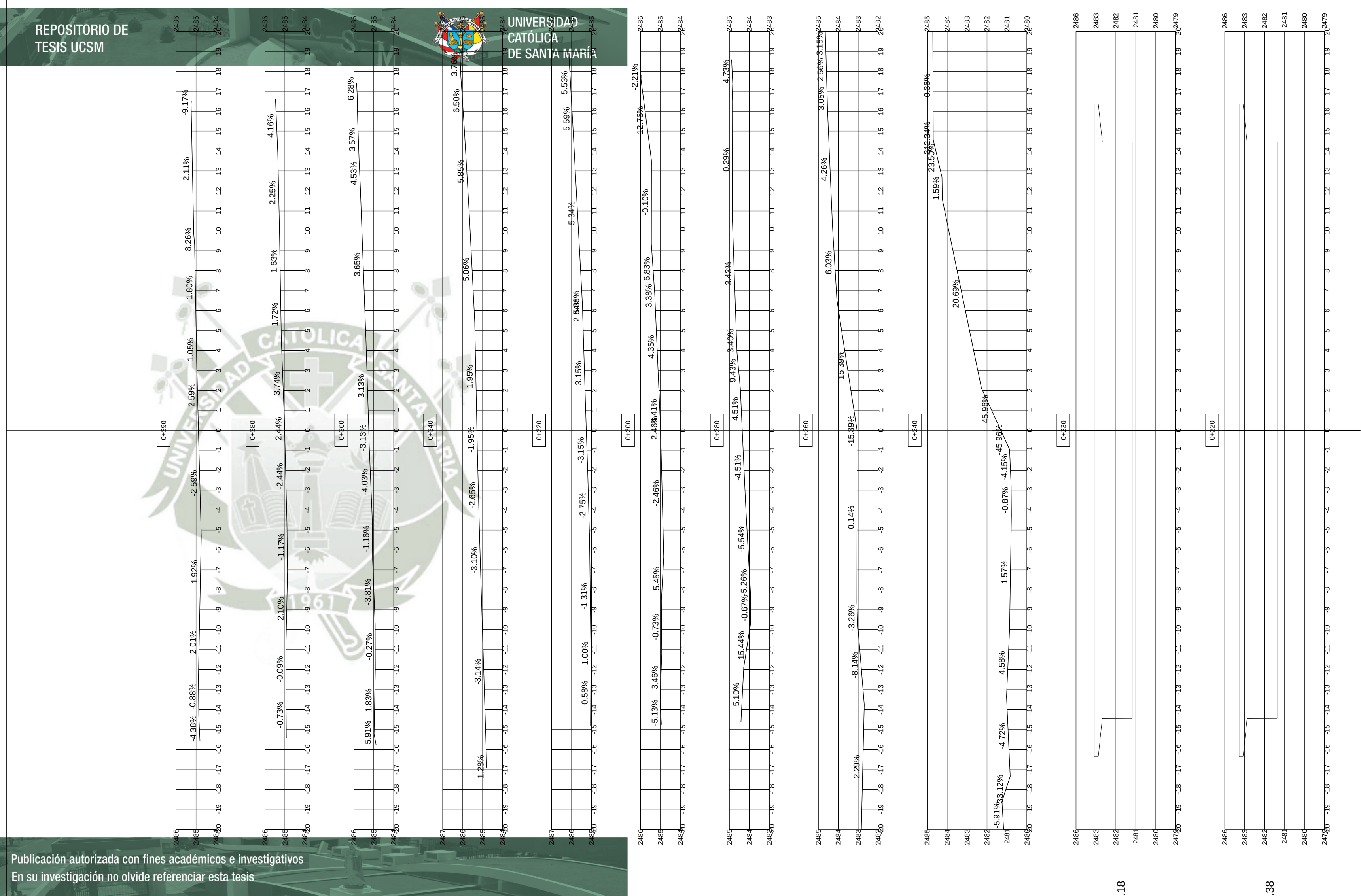
DISEÑO: BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO

FORMATO: A-2	ESCALA: 1:500	PLANO N°: DG - 01
CAD:	JUNIO 2015	



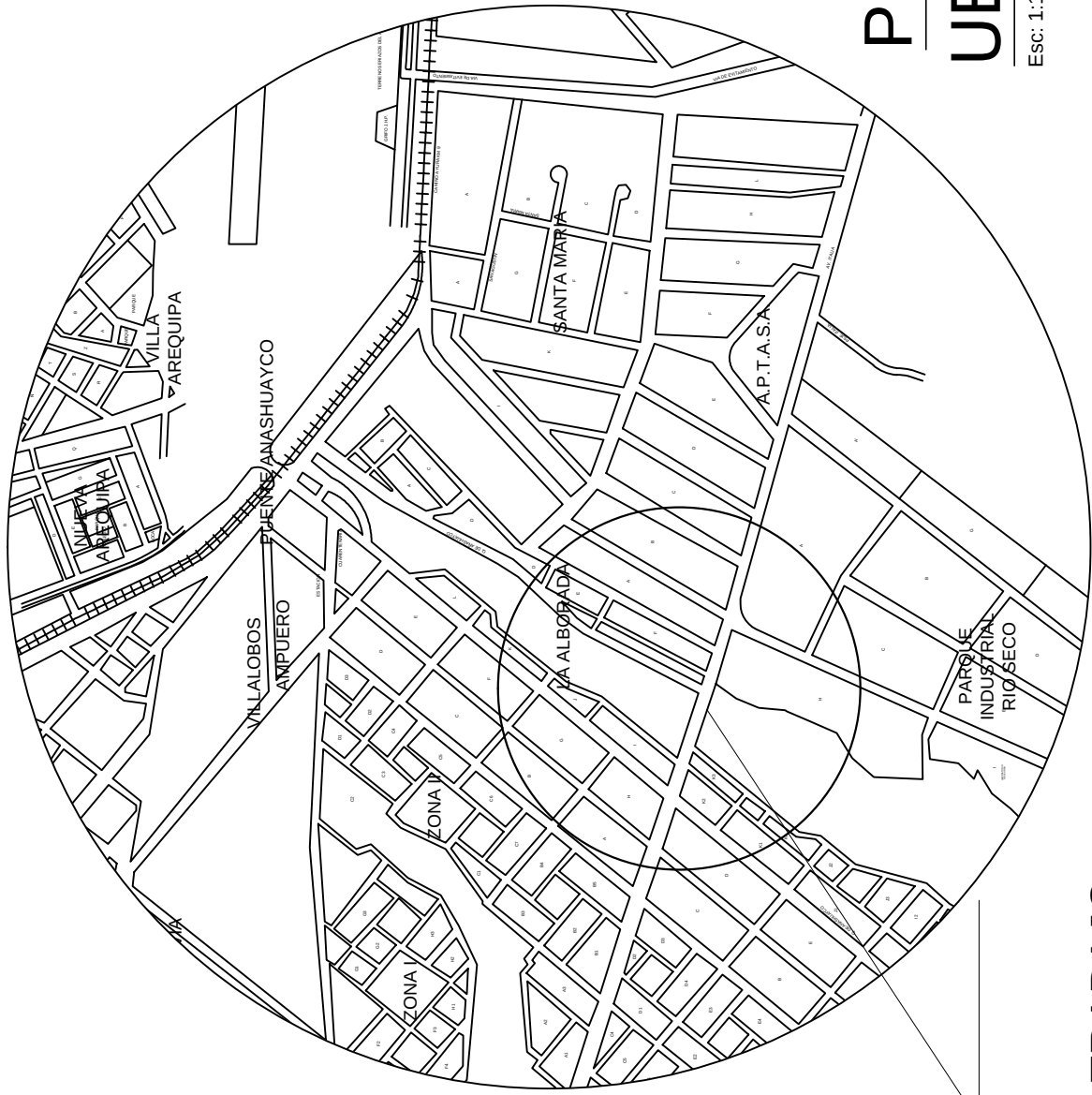
PERFIL LONGITUDINAL

Esc: 1:150



SECCIÓN VIAL DEL PUENTE

Esc: 1:100



PLANO DE UBICACIÓN

Esc: 1:10000



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL
Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA"

PLANO: PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES

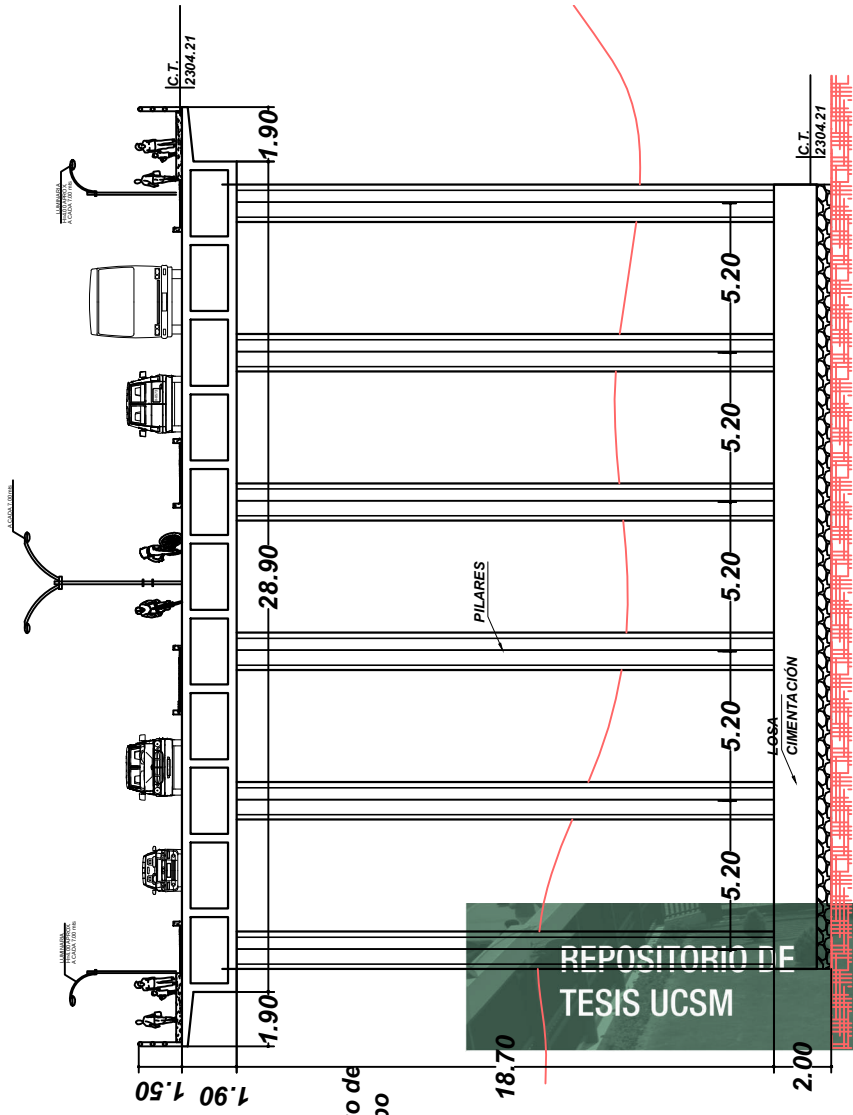
DISEÑO: BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO	
FORMATO: A-2	ESCALA: 1:150
CAD:	FECHA: JUNIO 2015
PLANO N°: DG - 02	

SECCIONES TRANSVERSALES

Esc: 1:150

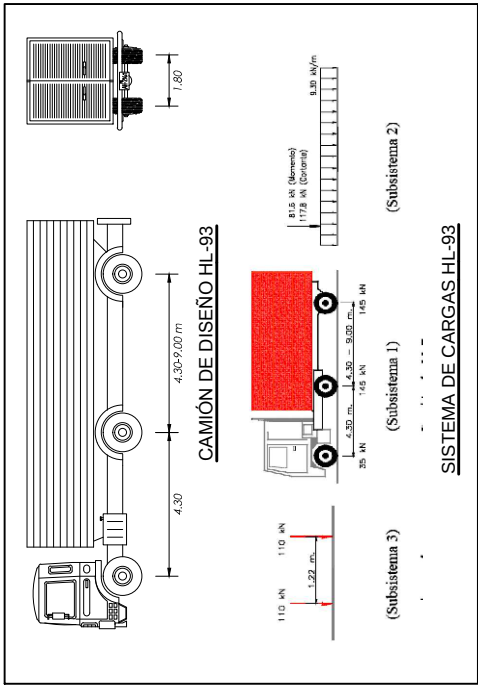
SUPERESTRUCTURA

SECCION TRANSVERSAL



PUENTE VIGA CAJON

Esc: 1:250 TRANSVERSAL (Corte 1-1)



PARÁMETROS SÍSMICOS	
ZONA	III
GEOTECNIA	SUELO INTERMEDIO, S=1.20
PERIODO DEL SUELO	T _{0.9} = 0.60 seg.
CAPAC. PORTANTE	6.38 Kg/cm ²
MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	R = 2.0
AMPLIFICACIÓN DINÁMICA	C ₀ < 2.5



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL
Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA"

PLANO:

ESTRUCTURAS

DISEÑO:

BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO

FORMATO:

ESCALA:

CADI:

FECHA:

JUNIO 2015

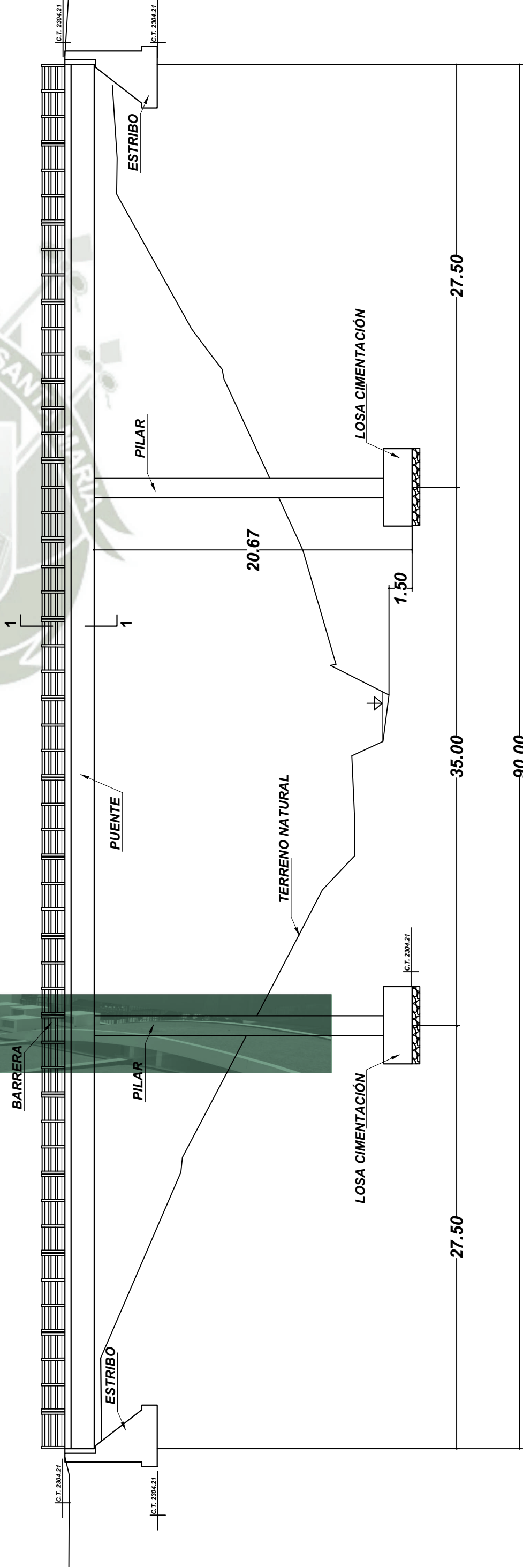
PLANO N°:

E - 01

PUENTE VIGA CAJON

Esc: 1:250

PLANTA

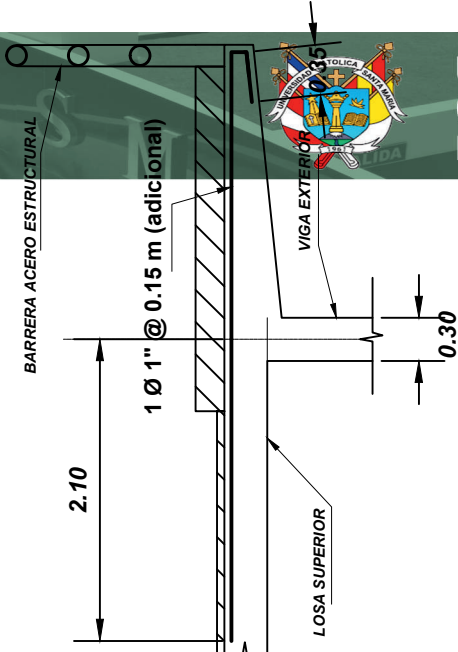
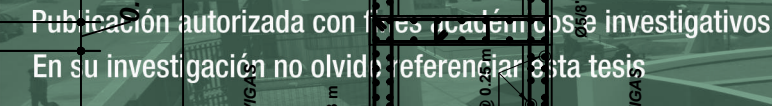


PUENTE VIGA CAJON

Esc: 1:250

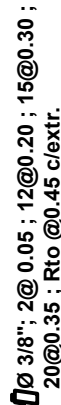
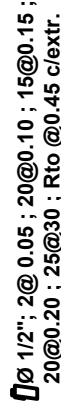
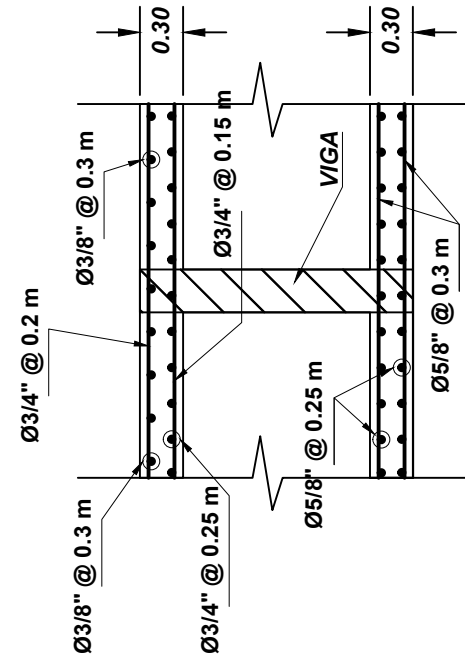
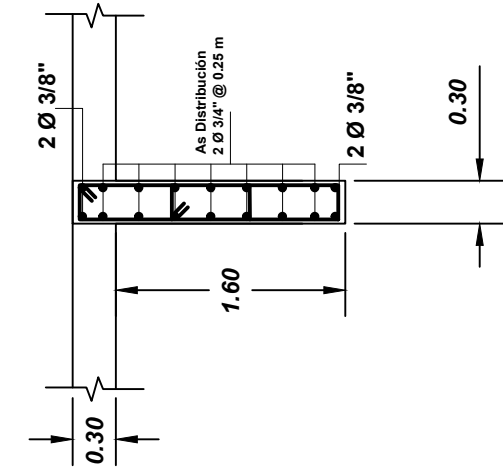
PERFIL

SECCION TRANSVERSAL



LONGITUD DE LAS BARRAS ADICIONALES

Esc: 1:50



Esc: 1:50

Esc: 1:50
(Tipico)

Esc: 1:50

CONCRETO VIGAS Y LOSA.	f _c = 280 Kg/cm ² a los 28 días.
CONCRETO COLUMNAS.	f _c = 350 Kg/cm ² a los 28 días.
CONCRETO ESTRIBOS.	f _c = 210 Kg/cm ² a los 28 días. 30 % Piedra Grande Ø Max. 6" 6"
CEMENTACIÓN:	f _c = 280 Kg/cm ² a los 28 días.
SOLADO:	Relación Cemento/Hormigón = 1/10 50 % Piedra Grande Ø Max. 6" 6"
ACERO:	ASTM A-60, Y = 4,200 kg/cm ²

RECUBRIMIENTOS	
LOSA SUPERIOR	5 cm
LOSA INFERIOR	5 cm
VIGAS	5 cm
COLUMNAS	5cm
CIMENTACIÓN	7.5 cm



TESIS:
**"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA"**

PLANO:

ESTRUCTURAS

DISEÑO:

BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO

FORMATO:	A 3
ESCALA:	

 $1.75 - 1.50$

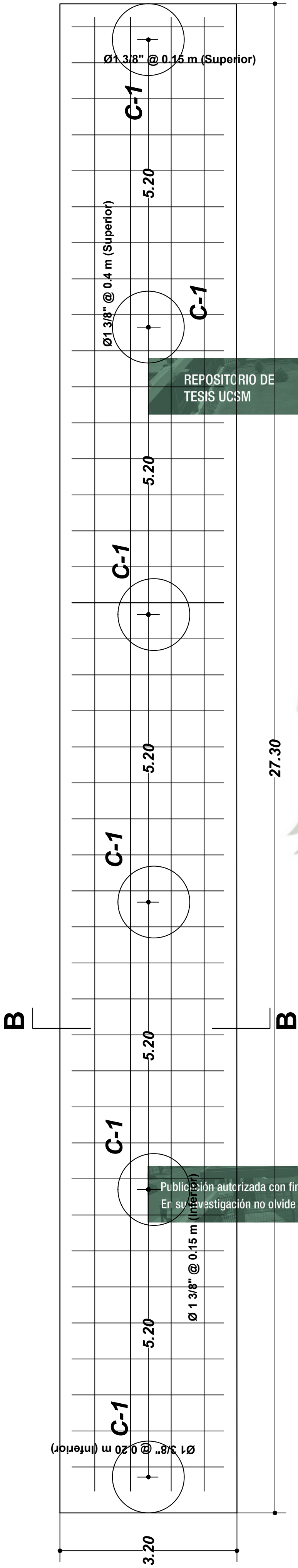
JUNIO 2015

E - 02

SUB-ESTRUCTURA

ESTRIBOS Y PILARES

(TÍPICO)

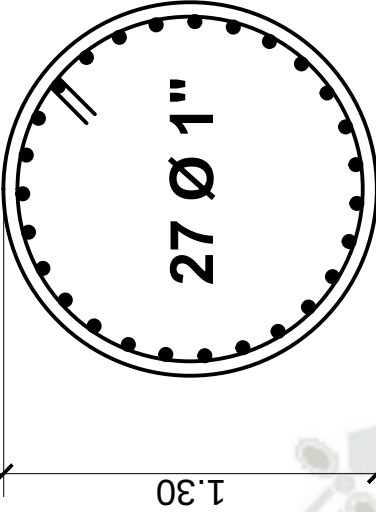


LOSA DE CIMENTACIÓN

(PLANTA)

Esc: 1:50

TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS	
Ø	TRACCION COMPRESION	GANCHO	(mm)	(mm)
6 mm			200	200
8 mm	250	200	250	250
12"	320	245	320	320
5/8"	405	305	405	405
3/4"	485	365	485	485
1"	810	485	810	810
1-3/8"	1600	685	1600	1600



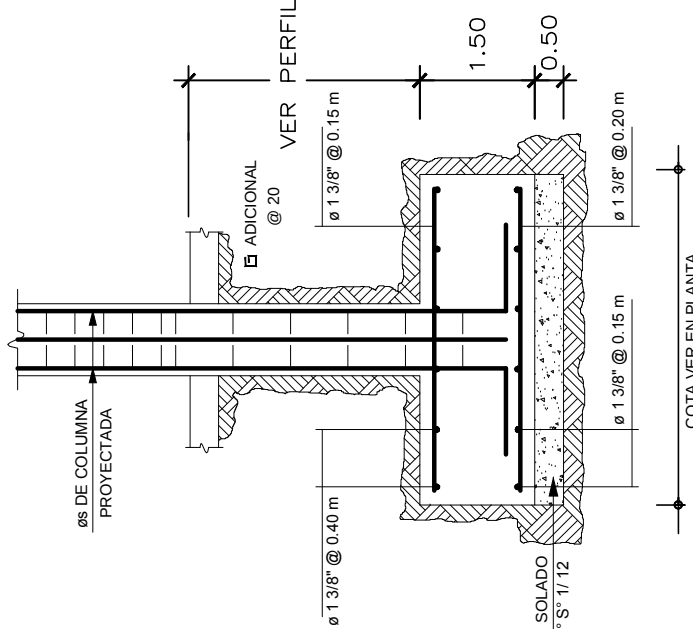
Ø 1 1/2"; 2@0.05 ; 15@0.10 ; 10@0.15 ; 15@0.20 ; 10@30 ; Rto @0.45 c/extr.

COLUMNA CIRCULAR C-1

Esc: 1:25

CONCRETO VIGAS Y LOSA:	f _c = 280 Kg/cm ²	a las 28 días.
CONCRETO COLUMNAS:	f _c = 350 Kg/cm ²	a las 28 días.
CONCRETO ESTRIBOS:	f _c = 210 Kg/cm ²	a las 28 días.
CIMENTACIÓN:	50 % Piedra Grande Ø Máx. 6"-8"	
SOLADO:	Relación Cemento/Hormigón = 1/10	
ACERO:	ASTM A-60, fy = 4,200 Kg/cm ²	

RECUBRIMIENTOS	
LOSA SUPERIOR	5 cm
LOSA INFERIOR	5 cm
VIGAS	5 cm
COLUMNAS	5 cm
CIMENTACIÓN	7.5 cm



DETALLE DE LOSA DE CIMENTACIÓN

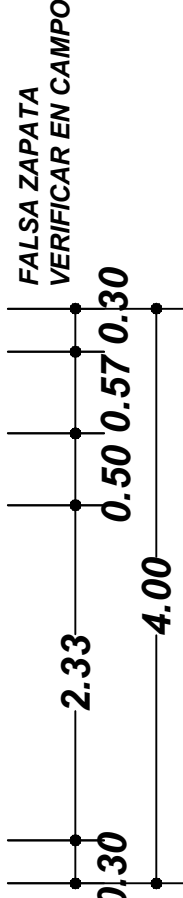
Esc: 1:50

SECCION B - B

ESTRIBO DE PUENTE

Esc: 1:50

(PERFIL)

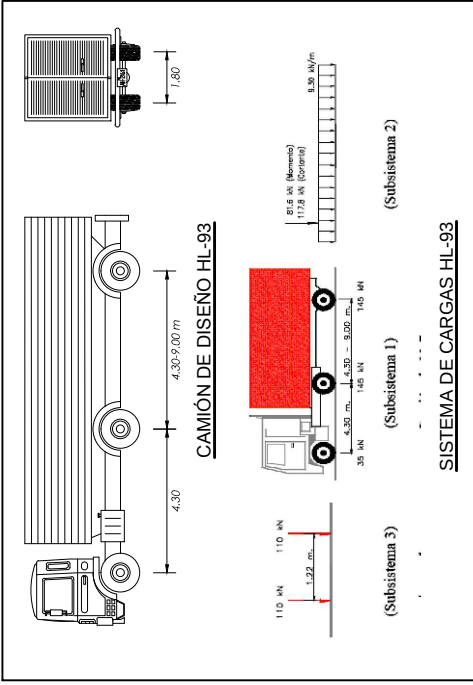


Esc: 1:50

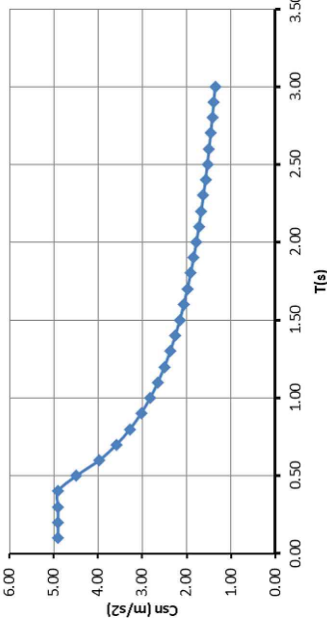
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



ESPECTRO ACELERACIÓN - TIEMPO



PARÁMETROS SÍSMICOS	
ZONA	III
PERIODO DEL SUELO	T ₀ = 0.60 seg.
CAPAC. PORTANTE	8.38 Kg/cm ²
TIPO DE SUELO	R = 2.0
AMPLIFICACIÓN DINÁMICA	C _s = 2.5



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL
Y DEL AMBIENTE - P.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE AÑASHUAYCO
EN LA AV. INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE CERRO COLORADO,
AREQUIPA"

PLANO:

ESTRUCTURAS

DISEÑO: BACH. ING CIVIL - JORGE S. VALDIVIA REAÑO

FORMATO: A-2

CADI: A-3

ESCALA:

1:50 - 1:25

PLANO N°:

E - 03

Esc: 1:50