



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Diseño y análisis económico de la subestructura de un
puente ubicado en la zona de la Universidad del Azuay.**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autores:

JONATHAN PAÚL ARBITO YUNGA
ERICK DAVID PERALTA BANEGAS

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA – ECUADOR

2017

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | |
|---|----------|
| ÍNDICE DE CONTENIDO | ii |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | ix |
| ÍNDICE DE TABLAS | xi |
| ÍNDICE DE ANEXOS | xiii |
| RESUMEN | xvi |
| ABSTRACT..... | xvii |
| | |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| | |
| CAPÍTULO 1: ESTUDIOS DE CAMPO | 3 |
| | |
| 1.1 Estudios Topográficos..... | 3 |
| 1.1.1 Introducción | 3 |
| 1.1.2 División básica de la topografía..... | 3 |
| 1.1.3 Materiales y Métodos..... | 4 |
| 1.1.4 Cálculos y Resultados | 4 |
| 1.1.5 Conclusiones | 10 |
| 1.2 Estudios de Movilidad | 11 |
| 1.2.1 Introducción | 11 |
| 1.2.2 Aplicaciones de los estudios de movilidad | 11 |
| 1.2.3 Materiales y Métodos..... | 12 |
| 1.2.4 Cálculos y Resultados | 13 |
| 1.2.5 Conclusiones | 24 |
| 1.3 Estudios geológicos y geotécnicos..... | 25 |
| 1.3.1 Introducción | 25 |
| 1.3.2 Geología del Cantón Cuenca..... | 25 |
| 1.3.3 Materiales y Métodos..... | 26 |
| 1.3.4 Cálculos y resultados | 27 |

| | |
|--|-----------|
| 1.3.5 Conclusiones | 36 |
| 1.4 Estudios hidráulicos e hidrológicos | 36 |
| 1.4.1 Introducción | 36 |
| 1.4.2 Estudios Hidrológicos | 36 |
| 1.4.2.1 Métodos Empíricos | 38 |
| 1.4.3 Estudios Hidráulicos | 39 |
| 1.4.3.1 Formula de Manning | 40 |
| 1.4.3.2 Socavación | 41 |
| 1.4.3.3 Cálculo de la socavación..... | 42 |
| 1.4.4 Cálculos y resultados | 45 |
| 1.4.5 Conclusiones | 51 |
| CAPÍTULO 2: ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA..... | 52 |
| 2.1 Análisis del tipo de estribo: abiertos y cerrados..... | 52 |
| 2.1.1 Definición de Estribos..... | 52 |
| 2.1.2 Estribos cerrados | 52 |
| 2.1.3 Estribos Abiertos..... | 54 |
| 2.2 Análisis de tipo de cimientos | 54 |
| 2.2.1 Definición de cimentación | 54 |
| 2.2.2 Zapata corrida | 55 |
| 2.3 Localización y emplazamiento del puente | 56 |
| 2.3.1 Factores que influyen en la localización de los puentes..... | 56 |
| 2.3.2. Principios básicos para la localización de estribos. | 56 |
| 2.3.3 Dimensionamiento preliminar de los estribos..... | 57 |
| 2.3.3.1 Estribos masivos | 57 |
| 2.3.3.2 Estribos abiertos..... | 58 |
| 2.3.3.3 Tipos de falla en estribos | 59 |
| 2.3.4 Ubicación del puente..... | 60 |

| | |
|--|----|
| 2.3.4.1 Emplazamiento del puente | 60 |
| 2.4 Análisis para determinar la altura de los puentes sobre corrientes de agua | 61 |
| 2.5 Revisión y determinación de cargas a usar | 65 |
| 2.5.1.1 Empuje de Tierras | 67 |
| 2.5.1.1.1 Presión Activa de Tierra de Coulomb | 68 |
| 2.5.1.1.2 Presión Pasiva de Tierra de Rankine | 69 |
| 2.5.2 Carga Sísmica | 71 |
| 2.5.2.1 Fuerzas sísmicas de diseño | 71 |
| 2.5.2.2 Cortante Basal de Diseño V | 71 |
| 2.5.2.2.1 Zonas sísmicas y factor de zona Z | 72 |
| 2.5.2.2.2 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I | 73 |
| 2.5.2.2.3 Determinación del coeficiente C | 73 |
| 2.5.2.2.4 Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_p | 75 |
| 2.5.2.2.5 Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_E | 76 |
| 2.5.2.2.6 Factor de reducción de resistencia sísmica R | 77 |
| 2.5.2.3 Acción del sismo | 78 |
| 2.5.2.3.1 Método de Mononobe – Okabe | 79 |
| 2.5.3 Cargas vivas | 81 |
| 2.5.3.1 Fuerza Longitudinal o Fuerza de Frenado | 82 |
| 2.5.3.2 Carga de Impacto | 82 |
| 2.5.4 Cargas Hidráulicas | 83 |
| 2.5.5 Factores de Carga y Combinaciones de Carga | 84 |
| 2.5.5.1. Estado Límites | 84 |
| 2.5.5.2 Factores de Carga y Combinaciones de Carga | 86 |
| 2.5.5.2.1 Factor de Resistencia ϕ | 86 |
| 2.5.5.2.2 Factor de Modificación de carga | 87 |
| 2.5.6 Denominación de las Cargas | 90 |
| 2.5.6.1 Cargas Permanentes | 90 |
| 2.5.6.2 Cargas Transitorias | 90 |

| | |
|--|-----|
| CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA | 92 |
| 3.1 Memoria Técnica | 92 |
| 3.1.1 Estribos Cerrados | 92 |
| 3.1.1.1 Cargas | 92 |
| 3.1.1.1.1 Datos previos | 92 |
| 3.1.1.1.2 Reacciones | 92 |
| 3.1.1.1.3 Peso propio del estribo (DC) y del suelo (EV) | 92 |
| 3.1.1.1.4 Peso propio proveniente de la superestructura (DC)..... | 93 |
| 3.1.1.1.5 Presión estática del suelo (EH y EV) | 94 |
| 3.1.1.1.5.1 Empuje estático | 94 |
| 3.1.1.1.5.2 Empuje dinámico | 94 |
| 3.1.1.1.6 Carga viva proveniente de la superestructura | 95 |
| 3.1.1.1.6.1 Carga de impacto (IM) | 95 |
| 3.1.1.1.6.2 Factor de frenado (BR) | 96 |
| 3.1.1.1.6.3 Sobrecarga superficial de relleno (LS)..... | 96 |
| 3.1.1.1.6.4 Subpresión de agua (WA) | 96 |
| 3.1.1.1.7 Fuerza sísmica (EQ)..... | 97 |
| 3.1.1.1.8 Presión del suelo bajo carga accidental..... | 98 |
| 3.1.1.1.9 Empuje pasivo (EP) | 98 |
| 3.1.1.1.10 Combinación de cargas | 99 |
| 3.1.1.1.10.1 Estado Límite de Resistencia | 99 |
| 3.1.1.1.10.2 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos | 99 |
| 3.1.1.2 Verificación de estabilidad..... | 100 |
| 3.1.1.2.1 Datos previos | 100 |
| 3.1.1.2.2 Fuerzas y momentos factorados | 100 |
| 3.1.1.2.3 Estabilidad al deslizamiento..... | 100 |
| 3.1.1.2.4 Estabilidad al volteo..... | 100 |
| 3.1.1.2.5 Fatiga..... | 101 |

| | |
|---|-----|
| 3.1.1.3 Análisis estructural..... | 101 |
| 3.1.1.3.1 Cálculo del cortante y momento de diseño (en la base de la pantalla)..... | 101 |
| 3.1.1.3.2 Cálculo del cortante y momento en la base del parapeto | 102 |
| 3.1.1.3.3 Cálculo del cortante y momento en el talón de la zapata..... | 102 |
| 3.1.1.3.4 Cálculo del cortante y momento en la punta..... | 103 |
| 3.1.1.4 Diseño estructural | 104 |
| 3.1.1.4.1 Datos | 104 |
| 3.1.1.4.2 Diseño de la pantalla..... | 105 |
| 3.1.1.4.2.1 Verificación del cortante..... | 105 |
| 3.1.1.4.2.2 Diseño de flexión a resistencia última | 105 |
| 3.1.1.4.3 Cálculo del cortante y momento en la base del parapeto..... | 106 |
| 3.1.1.4.4 Cálculo del cortante y momento en el talón y punta de la zapata..... | 106 |
| 3.1.1.4.4.1 Verificación del cortante..... | 106 |
| 3.1.1.4.4.2 Diseño a flexión | 107 |
| 3.1.2 Estribos Abiertos..... | 108 |
| 3.1.2.1 Cargas | 108 |
| 3.1.2.1.1 Datos previos | 108 |
| 3.1.2.1.2 Reacciones | 108 |
| 3.1.2.1.3 Peso propio del estribo (DC) y del suelo (EV) | 108 |
| 3.1.2.1.4 Peso propio proveniente de la superestructura (DC)..... | 109 |
| 3.1.2.1.5 Presión estática del suelo (EH y EV) | 109 |
| 3.1.2.1.6 Carga viva proveniente de la superestructura | 110 |
| 3.1.2.1.7 Fuerza sísmica (EQ)..... | 110 |
| 3.1.2.1.8 Presión del suelo bajo carga accidental..... | 110 |
| 3.1.2.1.9 Empuje pasivo (EP) | 110 |
| 3.1.2.1.10 Combinación de cargas | 110 |
| 3.1.2.1.10.1 Estado Límite de Resistencia | 110 |
| 3.1.2.1.10.2 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos | 111 |
| 3.1.2.2 Análisis estructural..... | 111 |

| | |
|---|-----|
| 3.1.2.2.1 Cálculo del cortante y momento de diseño en la viga..... | 112 |
| 3.1.2.2.2 Cálculo del axial, cortante y momento en la columna | 112 |
| 3.1.2.3 Diseño estructural | 112 |
| 3.1.2.3.1 Datos | 112 |
| 3.1.2.3.2 Diseño de la viga..... | 112 |
| 3.1.2.3.2.1 Diseño de flexión a resistencia última | 112 |
| 3.1.2.3.2.2 Diseño a cortante..... | 113 |
| 3.1.2.3.3 Diseño de la Columna | 114 |
| 3.1.2.3.3.1 Diseño a flexo compresión..... | 114 |
| 3.1.2.3.3.2 Diseño a cortante..... | 116 |
| 3.2 Memoria Numérica | 117 |
| 3.2.1 Estribos Cerrados | 117 |
| 3.2.1.1 Primera Hipótesis..... | 117 |
| 3.2.1.1.1 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis..... | 118 |
| 3.2.1.1.2 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis | 133 |
| 3.2.1.1.3 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas metálicas primera hipótesis | 138 |
| 3.2.1.1.4 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas primera hipótesis..... | 143 |
| 3.2.1.2 Segunda Hipótesis..... | 147 |
| 3.2.1.2.1 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis | 148 |
| 3.2.1.2.2 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis..... | 161 |
| 3.2.1.2.3 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis..... | 165 |
| 3.2.1.2.4 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis | 169 |
| 3.2.2 Estribos Abiertos..... | 173 |
| 3.2.2.1 Diseño de estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis | 174 |
| 3.2.2.2 Diseño de estribo izquierdo abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis | 191 |
| 3.2.2.3 Diseño de estribo derecho abierto para vigas metálicas segunda hipótesis | 198 |
| 3.2.2.4. Diseño de estribo izquierdo abierto para vigas metálicas segunda hipótesis. | 204 |

| | |
|---|------------|
| CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUBESTRUCTURA | 210 |
| 4.1 Análisis económico y presupuesto del proyecto | 210 |
| 4.1.1 Cantidades de obra de estribos cerrados | 210 |
| 4.1.2 Cantidades de obra de estribos abiertos | 223 |
| 4.1.3 Presupuesto estribos cerrados | 232 |
| 4.1.4 Presupuesto estribos abiertos | 234 |
| 4.1.5 Precios unitarios..... | 235 |
| 4.1.6 Presupuestos totales | 239 |
| | |
| CONCLUSIONES..... | 240 |
| RECOMENDACIONES..... | 242 |
| BIBLIOGRAFÍA..... | 243 |
| ANEXOS..... | 245 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 Sección transversal 1..... | 5 |
| Figura 1.2 Sección transversal 2..... | 6 |
| Figura 1.3 Sección transversal 3..... | 7 |
| Figura 1.4 Sección transversal 4..... | 8 |
| Figura 1.5 Sección transversal 5..... | 9 |
| Figura 1.6 Batimetría..... | 10 |
| Figura 1.7 Ubicación intersecciones..... | 13 |
| Figura 1.8 Ubicación de calicatas..... | 28 |
| Figura 1.9 Calicata 1..... | 29 |
| Figura 1.10 Calicata 2..... | 29 |
| Figura 1.11 Longitud del puente que abarca el ancho total del río..... | 39 |
| Figura 1.12 Puente con terraplenes parcialmente introducidos en el río..... | 39 |
| Figura 1.13 Cauce de un río dividido en secciones..... | 40 |
| Figura 1.14 Puente sin constricción..... | 42 |
| Figura 1.15 Puente con igual longitud que la abertura del puente..... | 42 |
| Figura 1.16 Socavación general..... | 43 |
| Figura 1.17 Socavación por constricción..... | 44 |
| Figura 1.18 Representación del ángulo de esviaje..... | 44 |
| Figura 1.19 Sección media del río..... | 46 |
| Figura 1.20 Nivel de crecida máximo $H=1,32m$ | 46 |
| Figura 1.21 Nivel de crecida máximo $H=2,40m$ | 47 |
| Figura 1.22 Nivel de crecida máximo $H=2,25m$ | 48 |
| Figura 1.23 Nivel de crecida máximo $H=2,30m$ | 48 |
| Figura 1.24 Curva de área y gasto acumulado..... | 50 |
| Figura 2.1 Estribos y superestructura | 52 |
| Figura 2.2 Estribo cerrado..... | 53 |
| Figura 2.3 Cono de derrame del terraplén de estribo cerrado..... | 53 |
| Figura 2.4 Estribo cerrado..... | 53 |
| Figura 2.5 Estribo abierto..... | 54 |
| Figura 2.6 Cimentación superficial..... | 55 |
| Figura 2.7 Zapata corrida..... | 55 |
| Figura 2.8 Altura máxima económica..... | 56 |
| Figura 2.9 Dimensionamiento de estribos masivos..... | 57 |
| Figura 2.10 Dimensionamiento estribos abierto..... | 59 |
| Figura 2.11 Tipos de falla en estribos..... | 59 |

| | |
|---|-----|
| Figura 2.12 Ubicación del puente..... | 60 |
| Figura 2.13 Nivel del agua en crecida..... | 62 |
| Figura 2.14 Secciones transversales..... | 62 |
| Figura 2.15 Curva de área y gasto acumulado..... | 63 |
| Figura 2.16 Altura de remanso..... | 64 |
| Figura 2.17 Cargas típicas en estribo | 66 |
| Figura 2.18 Presión activa de Coulomb..... | 68 |
| Figura 2.19 Presión pasiva de Rankine..... | 70 |
| Figura 2.20 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z..... | 72 |
| Figura 2.21 Solución Mononobe - Okabe..... | 80 |
| Figura 2.22 Determinación de la línea de acción de P_{ae} | 81 |
| Figura 3.1 Esquema para cálculo del peso propio y relleno..... | 93 |
| Figura 3.2 Reacciones de la carga muerta y viva de la superestructura..... | 93 |
| Figura 3.3 Sobrecarga superficial..... | 96 |
| Figura 3.4 Subpresión de agua..... | 97 |
| Figura 3.5 Fuerza sísmica en la subestructura y superestructura..... | 97 |
| Figura 3.6 Carga distribuida uniforme de longitud (x)..... | 98 |
| Figura 3.7 Esfuerzos producidos sobre el suelo..... | 101 |
| Figura 3.8 Cortante y momento en la pantalla..... | 102 |
| Figura 3.9 Cortante y momento en el talón de la zapata..... | 102 |
| Figura 3.10 Ubicación del acero en estribos cerrados..... | 105 |
| Figura 3.11 Esquema para cálculo del peso propio y relleno..... | 108 |
| Figura 3.12 Reacciones de la carga muerta y viva de la superestructura..... | 109 |
| Figura 3.13 Presión estática y dinámica del suelo..... | 109 |
| Figura 3.14 Fuerza sísmica en la subestructura y superestructura..... | 110 |
| Figura 3.15 Distancia entre columnas para estribos abiertos..... | 111 |
| Figura 3.16 Modelación en SAP 2000..... | 112 |
| Figura 3.17 Diagramas adimensionales de interacción de columnas rectangulares..... | 115 |
| Figura 3.18 Dimensiones de estribo cerrado..... | 118 |
| Figura 3.19 Fuerzas actuantes en la subestructura primera hipótesis..... | 120 |
| Figura 3.20 Fuerzas actuantes en la subestructura segunda hipótesis..... | 149 |
| Figura 3.21 Dimensiones estribo abierto..... | 174 |
| Figura 4.1 Dimensiones para el cálculo de cantidades de obra estribos cerrados..... | 210 |
| Figura 4.2 Dimensiones para el cálculo de cantidades de obra estribos cerrados..... | 223 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1.1 Ubicación intersecciones..... | 14 |
| Tabla 1.2 Resultados intersección 13..... | 14 |
| Tabla 1.3 Resultados intersección 18..... | 16 |
| Tabla 1.4 Resultados intersección 19..... | 19 |
| Tabla 1.5 Resultados intersección 33..... | 22 |
| Tabla 1.6 Formaciones predominantes en el cantón Cuenca..... | 26 |
| Tabla 1.7 Profundidad de calicatas..... | 27 |
| Tabla 1.8 Clasificación de suelos C1-M1..... | 30 |
| Tabla 1.9 Clasificación de suelos C1-M2..... | 31 |
| Tabla 1.10 Clasificación de suelos C2-M1..... | 32 |
| Tabla 1.11 Clasificación de suelos C2-M2..... | 33 |
| Tabla 1.12 Perfil estratigráfico C1..... | 34 |
| Tabla 1.13 Perfil estratigráfico C2..... | 35 |
| Tabla 1.14 Parámetros c y ϕ del suelo..... | 35 |
| Tabla 1.15 Probabilidades para el cálculo de los gastos de diseño..... | 37 |
| Tabla 1.16 Subcuencas hidrográficas..... | 37 |
| Tabla 1.17 Valores del coeficiente de rugosidad..... | 41 |
| Tabla 1.18 Valores del coeficiente correctivo $P\alpha$ en función de a | 45 |
| Tabla 1.19 Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q_D | 45 |
| Tabla 1.20 Valores del coeficiente correctivo P_R en función de r | 45 |
| Tabla 1.21 Caudal de diseño..... | 45 |
| Tabla 1.22 Cálculo nivel de crecida máximo $H=1,32m$ | 47 |
| Tabla 1.23 Cálculo nivel de crecida máximo $H=2,40m$ | 47 |
| Tabla 1.24 Cálculo nivel de crecida máximo $H=2,25m$ | 48 |
| Tabla 1.25 Cálculo nivel de crecida máximo $H=2,30m$ | 49 |
| Tabla 1.26 Altura máxima NCD..... | 51 |
| Tabla 2.1 Coeficiente de remanso..... | 65 |
| Tabla 2.2 Valores de coeficiente de contracción..... | 65 |
| Tabla 2.3 Densidades..... | 67 |
| Tabla 2.4 Movimiento del muro para condición pasiva según el tipo de suelo..... | 70 |
| Tabla 2.5 Zona sísmica de acuerdo a la ubicación del proyecto..... | 73 |
| Tabla 2.6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada..... | 73 |
| Tabla 2.7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura..... | 73 |
| Tabla 2.8 Coeficiente de suelo s y coeficiente C_m | 74 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 2.9 Tipos de estructura para el período de vibración T..... | 74 |
| Tabla 2.10 Coeficientes de irregularidad en planta..... | 76 |
| Tabla 2.11 Coeficientes de irregularidad en elevación..... | 77 |
| Tabla 2.12 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles..... | 78 |
| Tabla 2.13 Porcentaje de reducción de carga viva..... | 82 |
| Tabla 2.14 Combinaciones de carga y factores de carga..... | 89 |
| Tabla 2.15 Factores de carga para carga permanente..... | 89 |
| Tabla 3.1 Estado límite resistencia I..... | 99 |
| Tabla 3.2 Estado límite evento extremo I..... | 100 |
| Tabla 3.3 Áreas de acero..... | 130 |

ÍNDICE DE ANEXOS

| | |
|---|-----|
| Anexo 1. Valores GEH intersección 13 | 245 |
| Anexo 2. Valores GEH intersección 18 | 245 |
| Anexo 3. Valores GEH intersección 19 | 245 |
| Anexo 4. Valores GEH intersección 33 | 245 |
| Anexo 5. Accesos 1 y acceso 3 | 246 |
| Anexo 6. Acceso 2 y acceso 4 | 246 |
| Anexo 7. Tiempos de demora acceso 1 | 247 |
| Anexo 8. Tiempos de demora acceso 2 | 249 |
| Anexo 9. Tiempos de demora acceso 3 | 251 |
| Anexo 10. Tiempos de demora acceso 4 | 253 |
| Anexo 11. Factores de capacidad de carga | 255 |
| Anexo 12. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas metálicas primera hipótesis | 256 |
| Anexo 13. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas primera hipótesis | 257 |
| Anexo 14. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis | 258 |
| Anexo 15. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis | 259 |
| Anexo 16. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis | 260 |
| Anexo 17. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis | 261 |
| Anexo 18. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis | 262 |
| Anexo 19. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis | 263 |
| Anexo 20. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho abierto con vigas metálicas segunda hipótesis | 264 |
| Anexo 21. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo abierto con vigas metálicas segunda hipótesis | 265 |
| Anexo 22. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis | 266 |
| Anexo 23. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis | 267 |

| | |
|---|-----|
| Anexo 24. Socavación general en estribos cerrados | 268 |
| Anexo 25. Socavación local en estribos cerrados | 268 |
| Anexo 26. Socavación por constricción y altura de remanso en estribos cerrados..... | 269 |
| Anexo 27. Socavación general en estribos abiertos | 270 |
| Anexo 28. Socavación local en estribos abiertos | 270 |
| Anexo 29. Socavación por constricción y altura de remanso | 271 |
| Anexo 30. Emplazamiento estribos cerrados con vigas pretensadas | 272 |
| Anexo 31. Emplazamiento estribos cerrados con vigas metálicas | 273 |
| Anexo 32. Emplazamiento estribos abiertos con vigas pretensadas | 274 |
| Anexo 33. Emplazamiento estribos abiertos con vigas metálicas..... | 275 |
| Anexo 34. Dimensiones estribo derecho cerrado con vigas pretensadas | 276 |
| Anexo 35. Distribución del acero estribo derecho cerrado con vigas pretensadas | 277 |
| Anexo 36. Dimensiones estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas | 278 |
| Anexo 37. Distribución del acero estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas | 279 |
| Anexo 38. Dimensiones estribo derecho cerrado con vigas metálicas | 280 |
| Anexo 39. Distribución del acero estribo derecho cerrado con vigas metálicas | 281 |
| Anexo 40. Dimensiones estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas | 282 |
| Anexo 41. Distribución del acero estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas | 283 |
| Anexo 42. Dimensiones estribo derecho abierto con vigas pretensadas..... | 284 |
| Anexo 43. Vista frontal estribo derecho abierto con vigas pretensadas..... | 285 |
| Anexo 44. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo derecho abierto con vigas pretensadas..... | 286 |
| Anexo 45. Distribución acero transversal para columna del estribo derecho abierto con vigas pretensadas | 287 |
| Anexo 46. Distribución acero transversal para viga del estribo derecho abierto con vigas pretensadas..... | 288 |
| Anexo 47. Dimensiones estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas | 289 |
| Anexo 48. Vista frontal estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas | 290 |
| Anexo 49. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas..... | 291 |
| Anexo 50. Distribución acero transversal para columna del estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas..... | 292 |
| Anexo 51. Distribución acero transversal para viga del estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas..... | 293 |
| Anexo 52. Dimensiones estribo derecho abierto con vigas metálicas | 294 |
| Anexo 53. Vista frontal estribo derecho abierto con vigas metálicas | 295 |

| | |
|---|-----|
| Anexo 54. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo derecho abierto con vigas metálicas | 296 |
| Anexo 55. Distribución acero transversal para columna del estribo derecho abierto con vigas metálicas | 297 |
| Anexo 56. Distribución del acero transversal para viga del estribo derecho abierto con vigas metálicas | 298 |
| Anexo 57. Dimensiones estribo izquierdo abierto con vigas metálicas..... | 299 |
| Anexo 58. Vista frontal estribo izquierdo abierto con vigas metálicas..... | 300 |
| Anexo 59. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo izquierdo abierto con vigas metálicas | 301 |
| Anexo 60.distribución acero transversal para columna del estribo izquierdo abierto con vigas metálicas | 302 |
| Anexo 61. Distribución del acero transversal para viga del estribo izquierdo abierto con vigas metálicas | 303 |

**DISEÑO Y ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUBESTRUCTURA DE UN
PUENTE UBICADO EN LA ZONA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

RESUMEN

La zona de la Universidad del Azuay es un punto crítico de tráfico en horas de máxima demanda debido a la entrada y salida de estudiantes y personal que labora en la Universidad, Escuela y Colegio “La Asunción”; por lo que se necesitan proyectos estructurales que mejoren los accesos a las diferentes zonas de la ciudad. El puente seleccionado para el análisis y diseño de la subestructura, se emplazará a la altura de las bodegas de ETAPA (sector UDA). Dicho puente se dispondrá de tal manera que mejore la circulación de peatones y vehículos. Existen varias consideraciones que se deben tomar en cuenta para realizar su correcta modelación.

Palabras clave: Diseño, Hormigón, Acero, Estribos, Presupuesto, Mecánica de Suelos.



Roberto Gamón Torres

Director del Trabajo de Titulación



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Jonathan Paúl Arbito Yunga

Autor



Erick David Peralta Banegas

Autor

**DESIGN AND ECONOMIC ANALYSIS OF A BRIDGE SUBSTRUCTURE
LOCATED IN THE *UNIVERSIDAD DEL AZUAY* AREA**

ABSTRACT

The area where *Universidad del Azuay* is located is a critical point of traffic during peak hours due to the entry and exit of students and staff working at the University, and *La Asunción* Elementary School and High School. Consequently, the development of structural projects is necessary to improve access to the different areas of the city. The bridge selected for the analysis and substructure design will be located by the area where ETAPA warehouses are (UDA sector). This bridge will be positioned in such a way as to improve the circulation of pedestrians and vehicles. There are several considerations that must be taken into account in order to make its correct construction.

Keywords: Design, Concrete, Steel, Abutments, Budget, Soil Mechanics



Roberto Gamón Torres
Thesis Director



Paul Cornelio Cordero Díaz
School Director



Paul Arbito Yunga



David Peralta Banegas

Authors



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Arbito Yunga Jonathan Paúl
Peralta Banegas Erick David
Trabajo de Titulación
Ing. Roberto Gamón Torres, PhD

DISEÑO Y ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE UBICADO EN LA ZONA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras que nos ayudan a salvar obstáculos que existen al momento de la construcción de vías o carreteras, ya sean ríos, quebradas, lagos, etc siendo los mayores obstáculos las corrientes de agua. Dependiendo de su uso final existen diferentes tipos de estas estructuras como lo son los viaductos, acueductos y los pasos elevados por los que transitarán tanto vehículos como peatones. Para lo cual es de vital importancia de un buen diseño y análisis de las partes que conforman el puente, tanto la superestructura como la subestructura. La subestructura es una parte fundamental cuando se habla de puentes, ya que esta es la encargada de transmitir los esfuerzos que la superestructura aporta hacia el suelo. Para su diseño y construcción se deben tomar en cuenta varios factores como los asentamientos, deslizamientos, empuje de tierras, que deben garantizar el buen funcionamiento de la estructura en general. Los estribos son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras). (Ramirez Ochoa & Leon Avila, 2010). El cimiento es la parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno.

Para el diseño y construcción de las partes que conforman la subestructura se deben realizar estudios de campo como: topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geotécnicos entre los más importantes, además de conocer el lugar en donde se emplazará la misma, ya que se pueden obtener parámetros que faciliten su modelación.

Antecedentes

El alto tráfico, en horas de máxima demanda, en varios sectores de la ciudad, no han podido ser resueltos por la falta de infraestructura vial adecuada, entre ellos puentes. En esta zona existen dos puentes, el puente La Asunción y el puente ubicado en la Av. 24 de mayo y Av. Gapal, teniendo en cuenta que el primero de estos ya fue sometido a una reparación debido a un macro deslizamiento ocurrido en el año 1998 a tres años de su construcción, afectando no solamente a este puente sino también a casas ubicadas en zonas aledañas. A esto se suma una gran concurrencia de personas y vehículos, generado por la Universidad, Escuela y Colegio. Debido a esto se generan varios congestionamientos en esta área, que podrían ser resueltos con la implementación de un nuevo puente.

Objetivo general

Realizar el diseño estructural de la subestructura de un puente ubicado en la zona de la Universidad del Azuay.

Objetivos específicos

- Ubicar la posición donde se emplazará el puente.
- Determinar parámetros del sistema estructural a usar.
- Levantar toda la información necesaria: topográficos; geológicos y geotécnicos, hidráulicos e hidrológicos.
- Cálculo y diseño de estribos y cimentación para el nuevo puente ubicado en el sector de la UDA.
- Elaborar la memoria de cálculo, planos, especificaciones y presupuesto.

CAPITULO 1

ESTUDIOS DE CAMPO

1.1 Estudios Topográficos

1.1.1 Introducción

La topografía es fundamental en todos los proyectos de ingeniería, ya que el objetivo de los estudios topográficos es medir extensiones de tierra, relieves, accidentes geográficos, estructuras y demás variables, con el fin de representarlos en un formato adecuado sobre un plano. Los estudios topográficos nos ayudan a obtener los planos topográficos necesarios, para definir la ubicación precisa del puente, las dimensiones de los elementos que conforman el mismo, conocer ventajas y desventajas técnicas y económicas. A su vez estos estudios sirven de base para los estudios restantes: geológicos y geotécnicos, hidráulicos e hidrológicos.

1.1.2 División básica de la topografía

La topografía se puede dividir en dos ramas que son las siguientes:

- Planimetría.
- Altimetría.

Planimetría:

Sólo tiene en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario que se supone es la superficie media de La Tierra.

Altimetría:

Tiene en cuenta las diferencias de nivel existentes entre los diferentes puntos del terreno.

Para la elaboración de un “plano topográfico” propiamente dicho, es necesario conocer estas dos partes de la Topografía para poder determinar la posición y elevación de cada punto.

1.1.3 Materiales y Métodos

Para realizar la topografía del proyecto nos dirigimos al lugar en donde se situará el puente, una vez aquí realizamos el levantamiento topográfico el cual contemplará los siguientes planos:

- Un perfil longitudinal del río por el eje de la vía.
- Un plano en planta con curvas de nivel.
- Un plano con secciones transversales.

Además de realizar los planos ya mencionados anteriormente, vamos a profundizar en los siguientes aspectos:

❖ Perfil longitudinal por el eje de la vía:

- Rasante prevista de la vía.
- Niveles de agua máximos, normales y mínimos.
- Tipo de terreno en la superficie.
- Tipo de vegetación.

❖ Plano detallado

La batimetría que es un conjunto de técnicas para la medición de las profundidades de mares, ríos, etc., tendrá una escala de 1:500, mientras que los perfiles de las secciones transversales del río tendrán una escala horizontal de 1:1000 y la vertical 1: 100.

❖ Secciones transversales

Se tomaron cinco secciones transversales, dos aguas arriba, dos aguas abajo y en el lugar donde se emplazará el puente, a una distancia de 25m aproximadamente cada uno; además se cuenta con curvas de nivel del terreno adyacentes al río.

1.1.4 Cálculos y Resultados

A continuación, tenemos las siguientes configuraciones de las secciones transversales del río, siendo el perfil uno el que se encuentra aguas arriba, el perfil tres una referencia de donde se emplazará el puente y el perfil cinco es el que se encuentra aguas abajo.

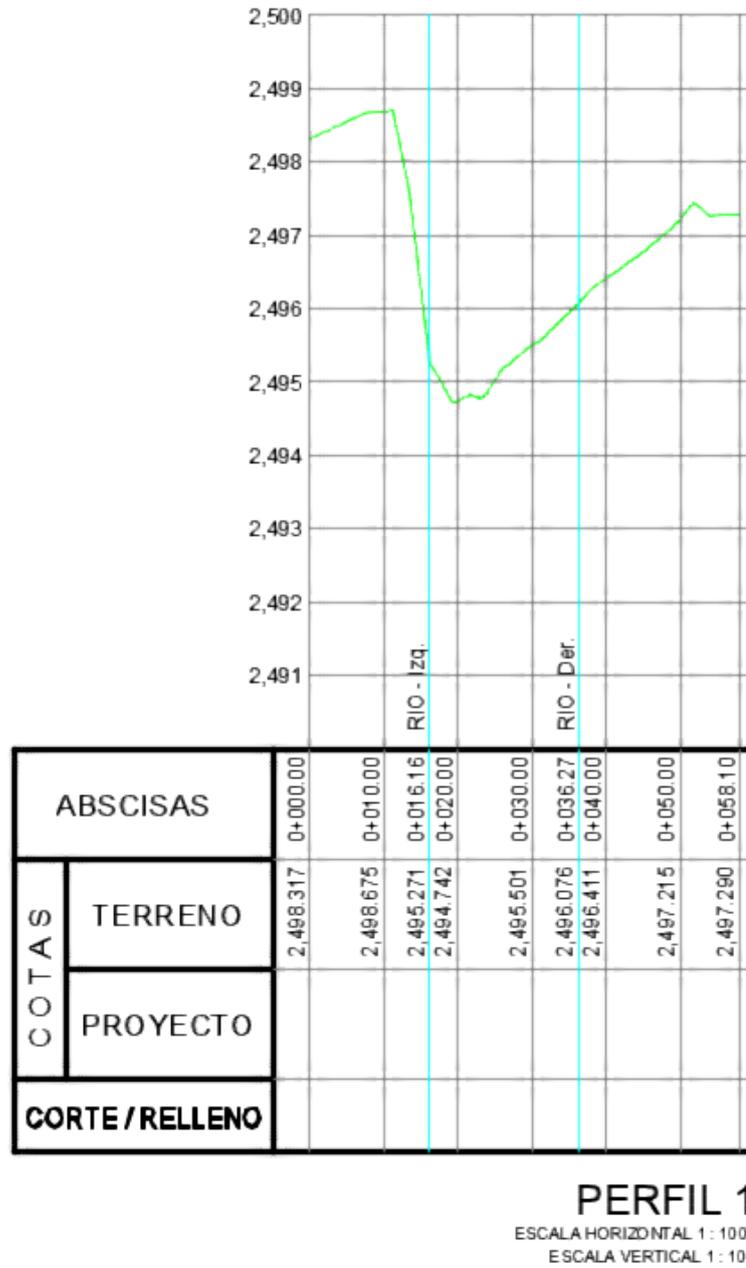
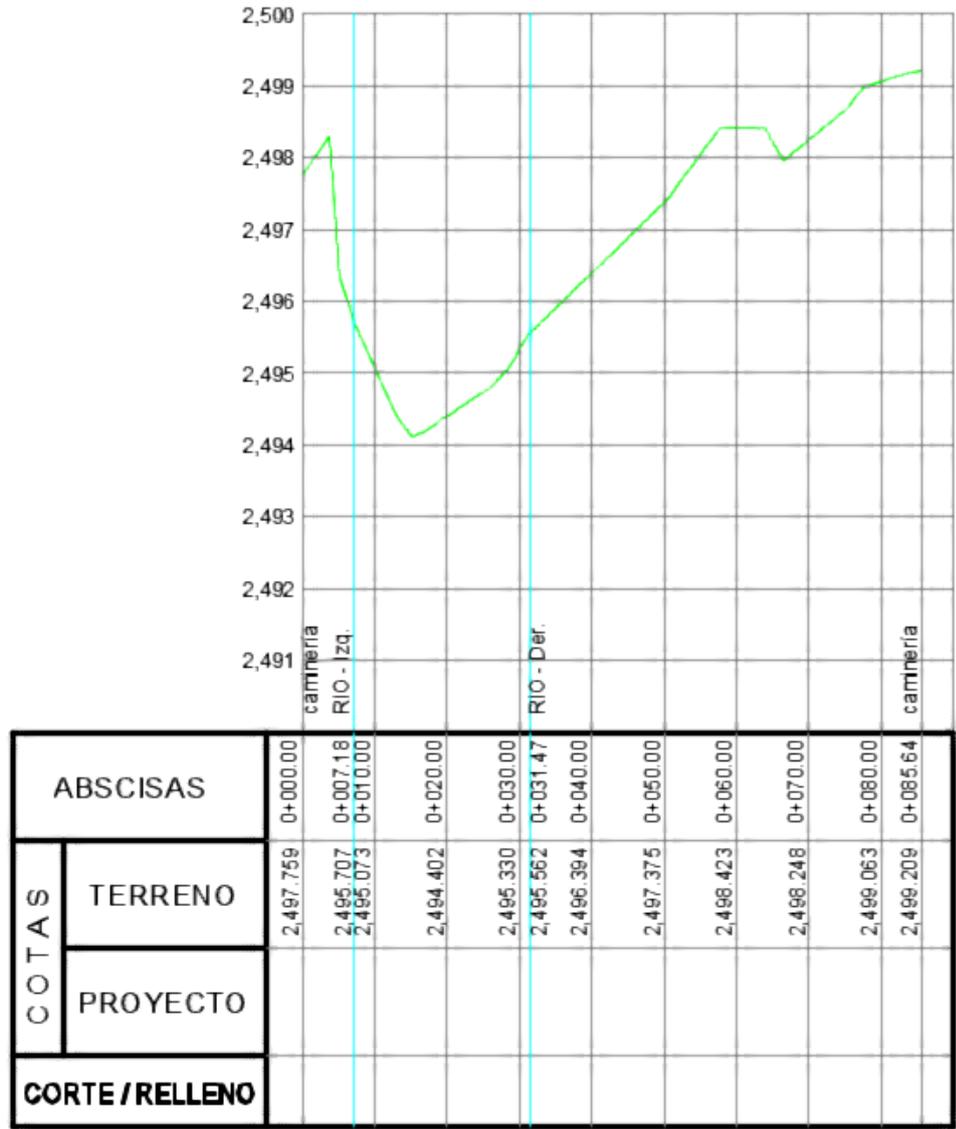


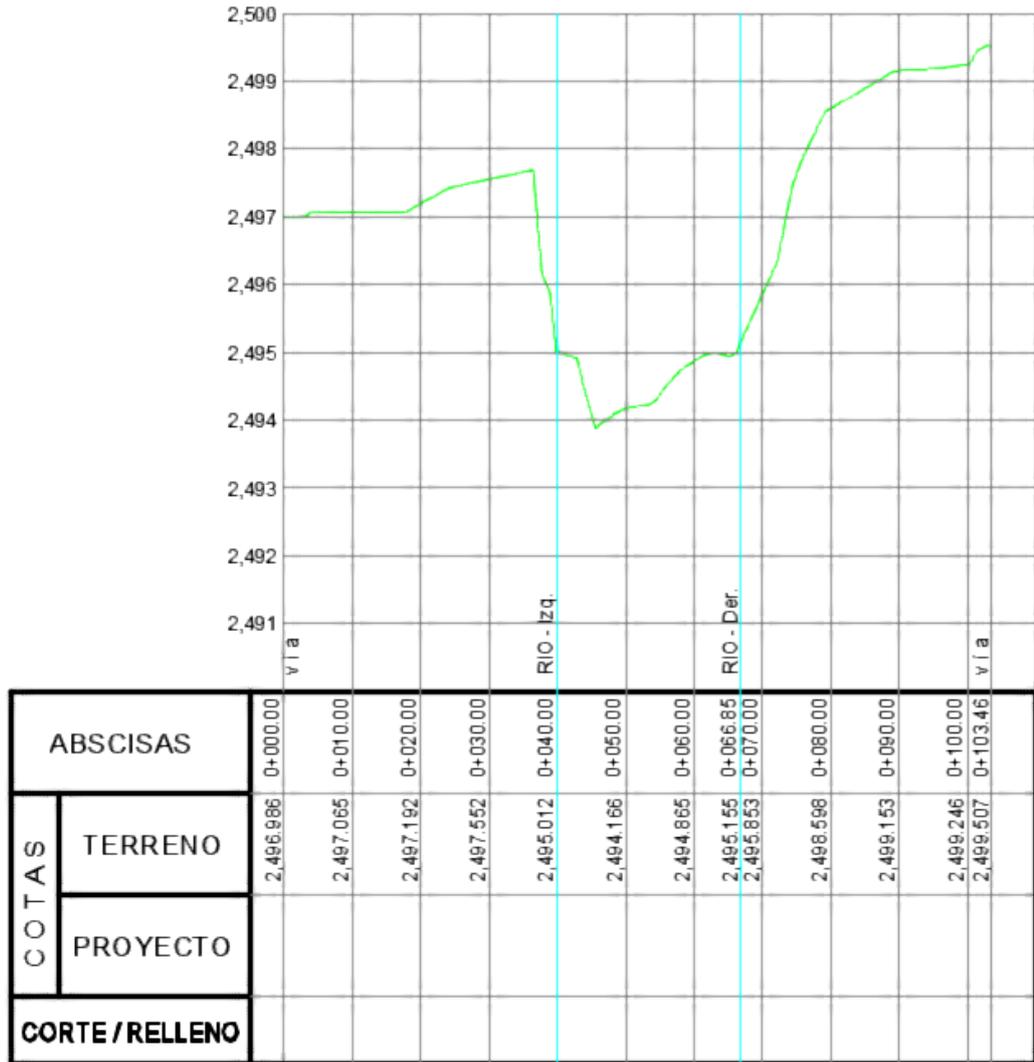
Figura 1.1 Sección transversal 1



PERFIL 2

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 100

Figura 1.2 Sección transversal 2



PERFIL 3

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 100

Figura 1.3 Sección transversal 3

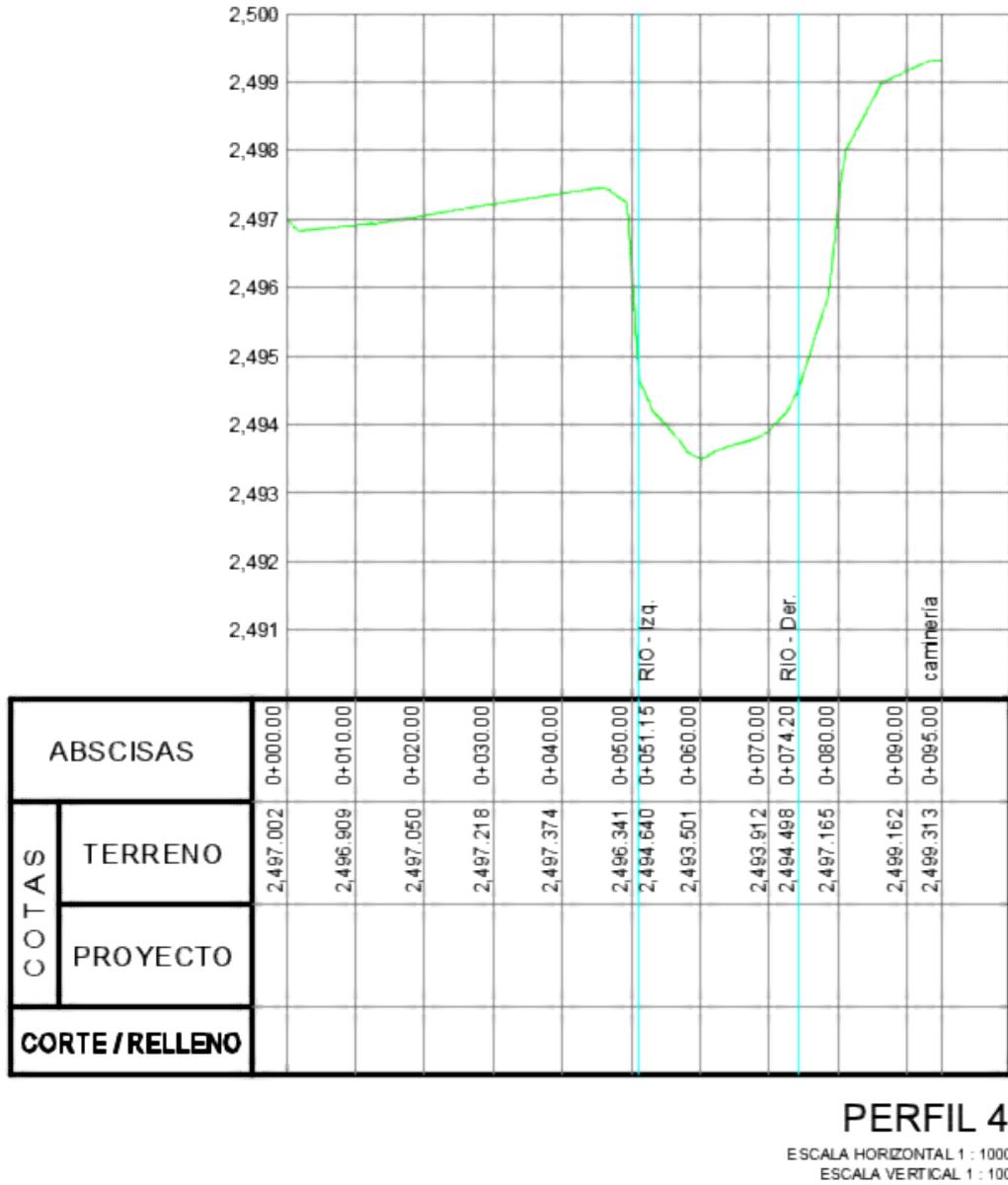


Figura 1.4 Sección transversal 4

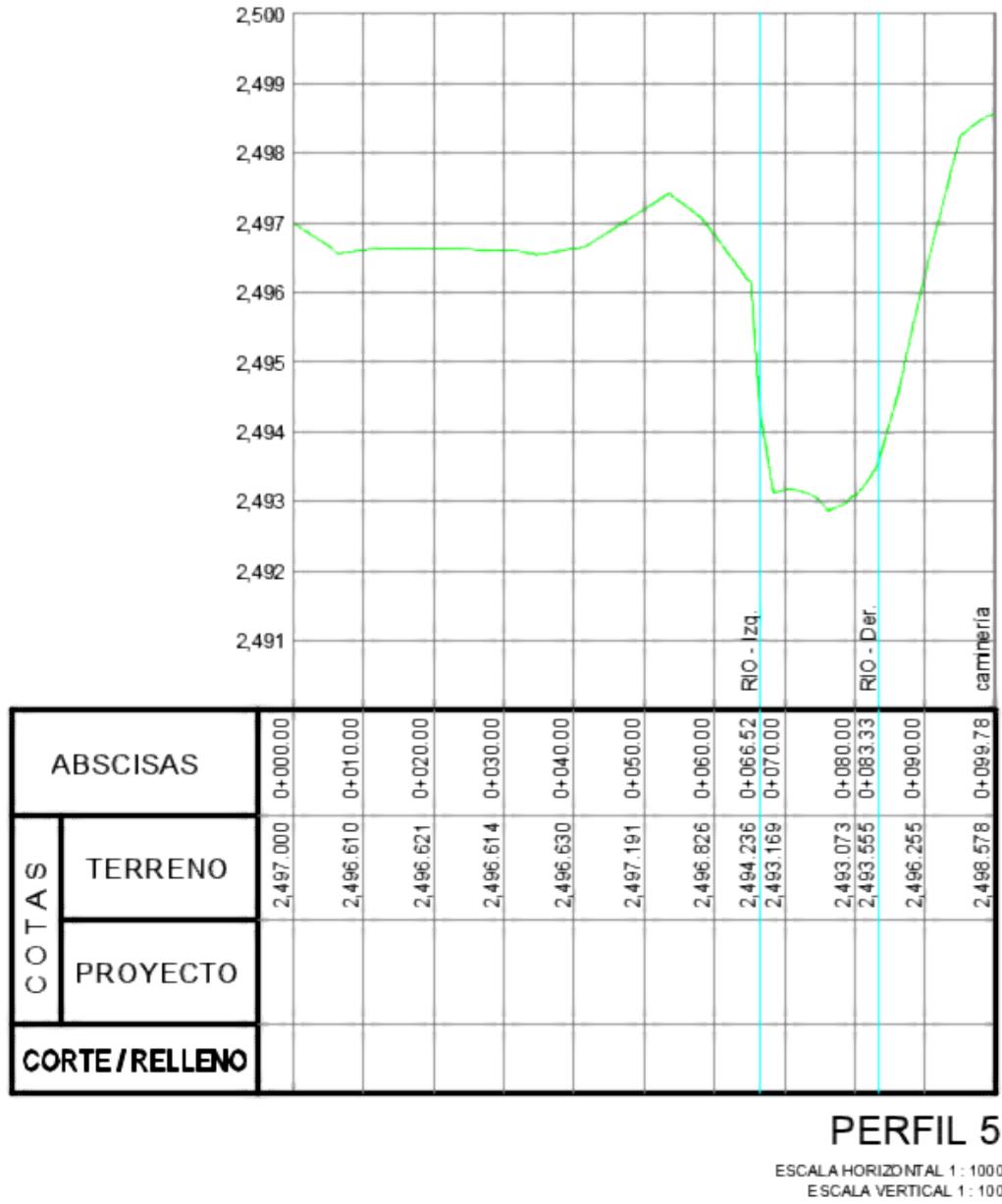


Figura 1.5 Sección transversal 5

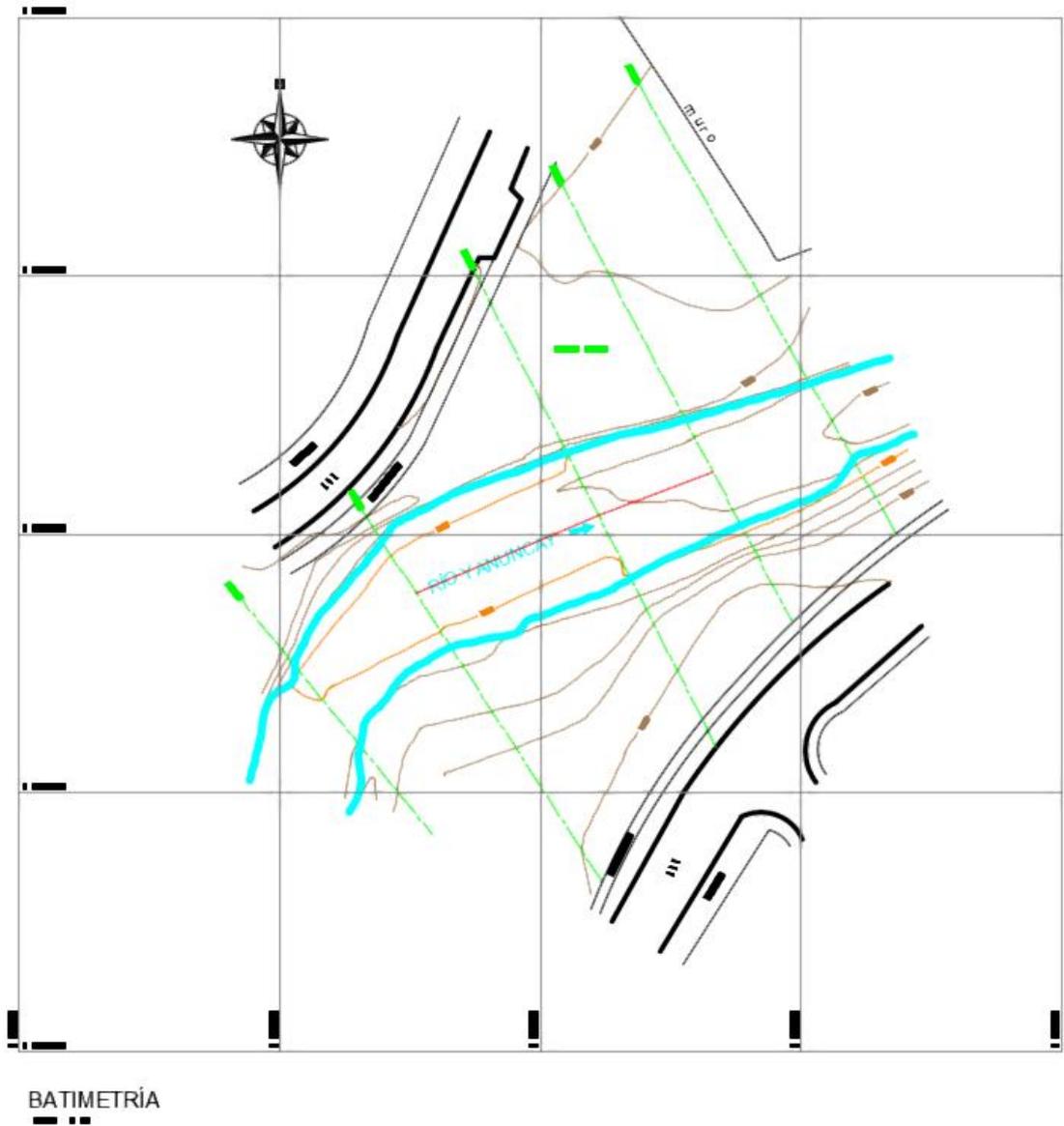


Figura 1.6 Batimetría

1.1.5 Conclusiones

Los trabajos de topografía se realizaron con la ayuda de una estación total, con la cual pudimos obtener los planos anteriores. Los datos obtenidos en campo nos permiten conocer las condiciones en las que se encuentra el terreno donde se implementará el puente.

El perfil tres es el de más relevancia ya que es aquí en esta sección donde se realizará la obra civil.

Los estudios topográficos se realizaron, en una época donde la altura de nivel de agua se encontraba alrededor de unos 0,70m en la parte central del río.

1.2 Estudios de Movilidad

1.2.1 Introducción

La ingeniería de tránsito permite la obtención de datos que tienen relación con el movimiento de vehículos, que se encuentren en un punto determinado sobre el cual se realiza el estudio como, por ejemplo; un sistema de carreteras, una intersección o una calle secundaria.

Los datos a obtenerse para el estudio de tránsito de un puente corresponden al volumen y la clasificación de vehículos en puntos establecidos, los cuales servirán de ayuda para definir las características de la infraestructura vial en general. En el caso del proyecto que se realiza, el estudio servirá para definir con claridad si la construcción de un puente en esta zona, ayudará en los problemas de congestión de tráfico o por el contrario los empeorará creando más conflictos de los que ya se tienen en la actualidad, es decir, se llegará a la conclusión de que si el proyecto es factible o no.

1.2.2 Aplicaciones de los estudios de movilidad

Se tienen las siguientes aplicaciones:

❖ Planeación:

- Estimación de los cambios anuales de los volúmenes de tránsito.
- Clasificación sistemática de carreteras.
- Modelos de asignación y distribución de tránsito.
- Desarrollo de programas de mantenimiento, mejoras y prioridades.
- Análisis económicos.
- Estimativos de la calidad del aire.
- Estimativos del consumo de combustibles.

❖ Diseño:

- Ampliaciones
- Determinación de requerimientos de nuevas carreteras

❖ Estudios de velocidad

La velocidad de los vehículos es un indicador de la eficiencia de un sistema vial. Se tienen aplicaciones en:

- Tendencias de velocidades.
- Lugares con problemas de velocidad.
- Planeación de la operación del tránsito, regulación y control: (I) establecer límites de velocidad, tanto máxima como mínima, (II) determinar las velocidades seguras para curvas horizontales y aproximaciones a intersecciones, (III) establecer longitudes de zonas de rebase prohibido, (IV) localizar y definir tiempos de semáforos y, (V) analizar zonas de protección en escuelas.
- Evalúa la calidad del movimiento vehicular a lo largo de una ruta y determina la ubicación, tipo y magnitud de las demoras del tránsito.

❖ Estudios de capacidad

Determinación del máximo volumen horario de personas o vehículos que razonablemente se pueda esperar pasen por un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado en condiciones imperantes de vía, tránsito y control.

❖ Otros estudios

Planeación y desarrollo de encuestas origen-destino, aforos, análisis de capacidad vial, estudio de velocidades, encuestas de preferencias declaradas y reveladas. Con el objeto de caracterizar la operación de los vehículos que circulan por la Red Carretera Nacional, así como la determinación e identificación de tiempos de demora y sus principales causas.

1.2.3 Materiales y Métodos

En el estudio de movilidad, como ya se mencionó anteriormente se obtuvieron datos para la evaluación de la factibilidad del proyecto. Empezando por los datos que se tienen gracias a la Empresa Pública de Movilidad, Tránsito y Transporte de Cuenca facilitando así la recopilación de la información necesaria en cuanto a los conteos vehiculares en la zona de la Universidad del Azuay.

Se realizó el registro de tiempos semafóricos, velocidades instantáneas y anchos de vía en las intersecciones aledañas a la Universidad del Azuay. Luego se procedió a la simulación en el software Aimsun versión 8.1 perteneciente a la casa TSS – Transport Simulation Systems el cual es un simulador de tráfico que nos permite simular varios elementos que son parte de una red vial como demandas de tráfico, horario de transporte público, planes de control, etc. De todas las aplicaciones que este software nos permite realizar, vamos a destacar una que es la más importante en nuestro caso de aplicación:

- Análisis del impacto del diseño de infraestructuras como la mejora o la construcción de una nueva carretera.

1.2.4 Cálculos y Resultados

A continuación, se detalla la ubicación de las intersecciones analizadas para el presente proyecto.



Figura 1.7 Ubicación Intersecciones

Fuente: (Google Earth, 2016)

Tabla 1.1 Ubicación Intersecciones

| Ubicación | Intersección |
|---|---------------------|
| Redondel Av. 10 de Agosto y Av.27 de Febrero | 13 |
| Av. 24 de Mayo y Las Garzas | 18 |
| Redondel Av. 24 de Mayo y Hernán Malo | 9 |
| Av. Francisco Moscoso y Av. 27 de Febrero | 33 |

Realizada la modelación en el software, se obtuvieron los siguientes resultados en cuanto a parámetros de tráfico que definen el comportamiento de la vía.

Tabla 1.2 Resultados Intersección 13

| Serie Temporal | Valor | Desviación Estándar | Unidades |
|------------------------------|--------------|--------------------------------|-----------------|
| Cola Media - Todo | 12 | ND | veh |
| Cola Media - Coche | 12 | ND | veh |
| Cola Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Todo | 17 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Coche | 16 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Camión | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Bus | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Todo | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Coche | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Todo | 3609 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Coche | 3485 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Camión | 63 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Bus | 61 | ND | veh |
| Densidad - Todo | 22 | ND | veh/km |
| Densidad - Coche | 21 | ND | veh/km |
| Densidad - Camión | 0 | ND | veh/km |
| Densidad - Bus | 0 | ND | veh/km |

| | | | |
|-----------------------------------|------|--------|----------|
| Distancia Total de Viaje - Todo | 624 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Coche | 604 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Camión | 10 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Bus | 10 | ND | km |
| Flujo - Todo | 3613 | ND | veh/h |
| Flujo - Coche | 3488 | ND | veh/h |
| Flujo - Camión | 64 | ND | veh/h |
| Flujo - Bus | 61 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Todo | 3609 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Coche | 3485 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Camión | 63 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Bus | 61 | ND | veh/h |
| Giros Perdidos - Todo | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Coche | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Camión | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Bus | 0 | ND | |
| Número de Paradas - Todo | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Coche | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Camión | 3 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Bus | 4 | ND | #/veh/km |
| Tiempo de Demora - Todo | 96 | 89.66 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Coche | 95 | 88.44 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Camión | 102 | 119.65 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Bus | 139 | 108.91 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Todo | 73 | 85.37 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Coche | 72 | 84.08 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Camión | 79 | 117.12 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Bus | 110 | 107.66 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Todo | 183 | 89.63 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Coche | 182 | 88.32 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Camión | 194 | 119.63 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Bus | 234 | 108.87 | seg/km |
| Tiempo Total de Viaje - Todo | 32 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Coche | 31 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Camión | 1 | ND | h |

| | | | |
|--|------|-------|------|
| Tiempo Total de Viaje - Bus | 1 | ND | h |
| Vehículos Dentro - Todo | 27 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Coche | 27 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Bus | 1 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Todo | 3613 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Coche | 3488 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Camión | 64 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Bus | 61 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Bus | 0 | ND | veh |
| Velocidad - Todo | 24 | 9.91 | km/h |
| Velocidad - Coche | 24 | 9.91 | km/h |
| Velocidad - Camión | 24 | 10.15 | km/h |
| Velocidad - Bus | 19 | 8.51 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Todo | 20 | 9.26 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Coche | 20 | 9.25 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Camión | 19 | 10.21 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Bus | 16 | 7.35 | km/h |

Tabla 1.3 Resultados Intersección 18

| Serie Temporal | Valor | Desviación | |
|-------------------|-------|------------|----------|
| | | Estándar | Unidades |
| Cola Media - Todo | 0 | ND | veh |

| | | | |
|-----------------------------------|------|----|--------|
| Cola Media - Coche | 0 | ND | veh |
| Cola Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Todo | 3 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Coche | 3 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Camión | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Bus | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Todo | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Coche | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Todo | 2386 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Coche | 2264 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Camión | 41 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Bus | 81 | ND | veh |
| Densidad - Todo | 10 | ND | veh/km |
| Densidad - Coche | 10 | ND | veh/km |
| Densidad - Camión | 0 | ND | veh/km |
| Densidad - Bus | 0 | ND | veh/km |
| Distancia Total de Viaje - Todo | 290 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Coche | 275 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Camión | 5 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Bus | 10 | ND | km |
| Flujo - Todo | 2390 | ND | veh/h |
| Flujo - Coche | 2268 | ND | veh/h |
| Flujo - Camión | 41 | ND | veh/h |
| Flujo - Bus | 82 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Todo | 2386 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Coche | 2264 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Camión | 41 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Bus | 81 | ND | veh/h |
| Giros Perdidos - Todo | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Coche | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Camión | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Bus | 0 | ND | |

| | | | |
|--|------|------|----------|
| Número de Paradas - Todo | 0 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Coche | 0 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Camión | 0 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Bus | 0 | ND | #/veh/km |
| Tiempo de Demora - Todo | 2 | 4.46 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Coche | 2 | 4.52 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Camión | 2 | 3.44 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Bus | 1 | 2.92 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Todo | 0 | 0.67 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Coche | 0 | 0.69 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Camión | 0 | 0.00 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Bus | 0 | 0.00 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Todo | 83 | 9.41 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Coche | 83 | 9.53 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Camión | 84 | 5.27 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Bus | 88 | 5.58 | seg/km |
| Tiempo Total de Viaje - Todo | 7 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Coche | 6 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Camión | 0 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Bus | 0 | ND | h |
| Vehículos Dentro - Todo | 4 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Coche | 4 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Todo | 2390 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Coche | 2268 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Camión | 41 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Bus | 82 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |

| | | | |
|-----------------------------------|----|------|------|
| Vehículos Perdidos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Bus | 0 | ND | veh |
| Velocidad - Todo | 44 | 4.58 | km/h |
| Velocidad - Coche | 44 | 4.64 | km/h |
| Velocidad - Camión | 43 | 2.42 | km/h |
| Velocidad - Bus | 41 | 2.56 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Todo | 43 | 4.71 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Coche | 43 | 4.78 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Camión | 43 | 2.50 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Bus | 41 | 2.55 | km/h |

Tabla 1.4 Resultados Intersección 19

| Serie Temporal | Valor | Desviación Estándar | Unidades |
|------------------------------|--------------|----------------------------|-----------------|
| Cola Media - Todo | 16 | ND | veh |
| Cola Media - Coche | 15 | ND | veh |
| Cola Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Todo | 585 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Coche | 556 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Camión | 18 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Bus | 12 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Todo | 325 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Coche | 307 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Camión | 11 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Bus | 6 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Todo | 2080 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Coche | 2021 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Camión | 24 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Bus | 34 | ND | veh |
| Densidad - Todo | 20 | ND | veh/km |

| | | | |
|-----------------------------------|------|--------|----------|
| Densidad - Coche | 19 | ND | veh/km |
| Densidad - Camión | 0 | ND | veh/km |
| Densidad - Bus | 0 | ND | veh/km |
| Distancia Total de Viaje - Todo | 214 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Coche | 208 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Camión | 2 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Bus | 3 | ND | km |
| Flujo - Todo | 2079 | ND | veh/h |
| Flujo - Coche | 2021 | ND | veh/h |
| Flujo - Camión | 24 | ND | veh/h |
| Flujo - Bus | 35 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Todo | 2080 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Coche | 2021 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Camión | 24 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Bus | 34 | ND | veh/h |
| Giros Perdidos - Todo | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Coche | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Camión | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Bus | 0 | ND | |
| Número de Paradas - Todo | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Coche | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Camión | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Bus | 2 | ND | #/veh/km |
| Tiempo de Demora - Todo | 272 | 505.25 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Coche | 272 | 502.50 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Camión | 495 | 760.31 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Bus | 158 | 366.98 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Todo | 256 | 507.60 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Coche | 256 | 504.83 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Camión | 469 | 763.25 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Bus | 133 | 372.37 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Todo | 342 | 505.05 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Coche | 342 | 502.28 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Camión | 565 | 761.80 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Bus | 233 | 367.26 | seg/km |

| | | | |
|--|------|-------|------|
| Tiempo Total de Viaje - Todo | 21 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Coche | 21 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Camión | 0 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Bus | 0 | ND | h |
| Vehículos Dentro - Todo | 22 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Coche | 21 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Todo | 585 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Coche | 556 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Camión | 17 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Bus | 12 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Todo | 2079 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Coche | 2021 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Camión | 24 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Bus | 35 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Bus | 0 | ND | veh |
| Velocidad - Todo | 29 | 18.03 | km/h |
| Velocidad - Coche | 29 | 18.09 | km/h |
| Velocidad - Camión | 27 | 19.40 | km/h |
| Velocidad - Bus | 32 | 13.03 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Todo | 11 | 14.09 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Coche | 11 | 14.08 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Camión | 7 | 11.45 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Bus | 18 | 14.87 | km/h |

Tabla 1.5 Resultados Intersección 33

| Serie Temporal | Valor | Desviación Estándar | Unidades |
|-----------------------------------|--------------|----------------------------|-----------------|
| Cola Media - Todo | 6 | ND | veh |
| Cola Media - Coche | 6 | ND | veh |
| Cola Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Todo | 3 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Coche | 3 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Camión | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Máxima - Bus | 1 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Todo | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Coche | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Camión | 0 | ND | veh |
| Cola Virtual Media - Bus | 0 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Todo | 2043 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Coche | 1985 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Camión | 31 | ND | veh |
| Contaje de Entrada - Bus | 27 | ND | veh |
| Densidad - Todo | 11 | ND | veh/km |
| Densidad - Coche | 11 | ND | veh/km |
| Densidad - Camión | 0 | ND | veh/km |
| Densidad - Bus | 0 | ND | veh/km |
| Distancia Total de Viaje - Todo | 248 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Coche | 241 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Camión | 4 | ND | km |
| Distancia Total de Viaje - Bus | 4 | ND | km |
| Flujo - Todo | 2047 | ND | veh/h |
| Flujo - Coche | 1987 | ND | veh/h |
| Flujo - Camión | 32 | ND | veh/h |
| Flujo - Bus | 28 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Todo | 2043 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Coche | 1985 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Camión | 31 | ND | veh/h |
| Flujo de Entrada - Bus | 27 | ND | veh/h |
| Giros Perdidos - Todo | 0 | ND | |

| | | | |
|--|------|--------|----------|
| Giros Perdidos - Coche | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Camión | 0 | ND | |
| Giros Perdidos - Bus | 0 | ND | |
| Número de Paradas - Todo | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Coche | 4 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Camión | 5 | ND | #/veh/km |
| Número de Paradas - Bus | 3 | ND | #/veh/km |
| Tiempo de Demora - Todo | 103 | 100.58 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Coche | 103 | 100.50 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Camión | 126 | 113.43 | seg/km |
| Tiempo de Demora - Bus | 68 | 82.63 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Todo | 88 | 94.56 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Coche | 88 | 94.53 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Camión | 105 | 106.47 | seg/km |
| Tiempo de Parada - Bus | 60 | 77.62 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Todo | 200 | 98.58 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Coche | 200 | 98.54 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Camión | 223 | 112.54 | seg/km |
| Tiempo de Viaje - Bus | 190 | 83.03 | seg/km |
| Tiempo Total de Viaje - Todo | 14 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Coche | 13 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Camión | 0 | ND | h |
| Tiempo Total de Viaje - Bus | 0 | ND | h |
| Vehículos Dentro - Todo | 11 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Coche | 11 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Esperando para Entrar - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Todo | 2047 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Coche | 1987 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Camión | 32 | ND | veh |
| Vehículos Fuera - Bus | 28 | ND | veh |

| | | | |
|------------------------------------|----|-------|------|
| Vehículos Perdidos Dentro - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Dentro - Bus | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Todo | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Coche | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Camión | 0 | ND | veh |
| Vehículos Perdidos Fuera - Bus | 0 | ND | veh |
| Velocidad - Todo | 23 | 11.00 | km/h |
| Velocidad - Coche | 23 | 11.03 | km/h |
| Velocidad - Camión | 21 | 11.16 | km/h |
| Velocidad - Bus | 22 | 8.02 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Todo | 18 | 9.45 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Coche | 18 | 9.47 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Camión | 16 | 8.98 | km/h |
| Velocidad Harmónica - Bus | 19 | 7.95 | km/h |

1.2.5 Conclusiones

En las intersecciones analizadas fue notorio el problema en el redondel ubicado en la Universidad del Azuay, dando en comparación con las otras intersecciones mayores tiempos de demora, llegando a 272 seg/km con una cola media de 16 vehículos. Además, en la intersección Av. 24 de Mayo en el sentido Oeste – Este y en la Av. Hernán Malo sentido Sur – Norte, se tiene un GEH medio mayor a 10, lo cual nos indica que la modelación está un poco distante de la realidad. Los rangos GEH de 1 a 5 indican que la modelación es muy apegada a la realidad, de 5 a 10 es aceptable la modelación y de 10 en adelante la modelación es distante de la realidad.

Debido a que esta intersección es la más crítica, por la cantidad de tráfico que se genera, se analizaron los tiempos de demora de cada acceso, teniendo un tiempo de demora total en la intersección de 54.57 segundos, dando como resultado un nivel de servicio D, muy cercano a un nivel de servicio E. Además, la intersección analizada es una rotonda, que en la mayoría de los casos estas no cuentan con semaforización, por lo tanto, se propuso un plan de tiempos semafóricos estimados para los cálculos de las demoras (Anexo 7 – 10). Todos estos conflictos son generados a la hora pico la cual

es de 12:30 a 13:30, siendo esto obvio debido a la salida de los estudiantes tanto del colegio La Asunción; como de la Universidad del Azuay.

Se concluye que el puente que se desea realizar puede llegar a ser una solución a los problemas ya mencionados, ya que los automóviles que vengan desde el lado norte del río Yanuncay hacia la Av. 24 de Mayo, podrían hacerlo utilizando el puente, ayudando así a disminuir el tráfico generado en las horas pico; siendo una de los resultados disminuir los tiempos de demoras por vehículo, mejorando el nivel de servicio.

1.3 Estudios geológicos y geotécnicos

1.3.1 Introducción

En la elaboración de un proyecto de infraestructura es una parte fundamental realizar los estudios geológicos y geotécnicos, con el fin de conocer el comportamiento del terreno cuando es sometido a las cargas estructurales producidas en este caso por un puente. Realizar estos estudios nos asegura que la infraestructura va a tener una adecuada viabilidad, además de conocer la capacidad resistente del suelo con lo que sabremos la respuesta del mismo frente a las solicitaciones a las que va a ser sometido, dándonos así una gran ayuda al momento del cálculo de los cimientos, estribos, etc. evitando así que se llegue a un sobredimensionamiento de estos elementos, lo que al fin y al cabo repercute en una optimización de los costos de la obra.

1.3.2 Geología del Cantón Cuenca

Según datos del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Cuenca, en el cantón se tienen varias formaciones geológicas, las que se pueden ver en la siguiente tabla:

Tabla 1.6 Formaciones predominantes en el cantón Cuenca

| Formaciones | Litología | Ha. | % |
|-------------------|---|----------|-------|
| Formación Azogues | Arenisca, a arcilla, conglomerado, g | 1659,4 | 0,45 |
| | Localmente conglomerado de base | 1405,2 | 0,38 |
| Depósito aluvial | Depósito aluvial | 8383,4 | 2,29 |
| Formación Célica | Andesita, n; toba, h | 8011,3 | 2,19 |
| Formación Macuchi | Cornubianitas indiferenciadas: rocas afectadas por metamorfismo de contacto | 55239,3 | 15,07 |
| | Lavas andesíticas, tobas, v olcanoclastos | 12312,4 | 3,36 |
| | Toba, h andesita, n v olcano-sedimento, v s | 864,4 | 0,24 |
| Formación Tarqui | aglomerado, lava, dacita, toba, riolita, andesita | 4491,1 | 1,23 |
| | Toba, h; riolita, r; andesita, n | 162293,1 | 44,28 |
| | aglomerado, lava, dacita | 2814,2 | 0,77 |
| Formación Turi | Arenisca, a; conglomerado, g | 7831,4 | 2,14 |
| | Conglomerado de base | 1403,1 | 0,38 |

Fuente: (GAD Cantón Cuenca, 2011)

El proyecto PRECUPA (Prevención-Ecuador-Cuenca-Paute) elaborado en el año 1994 para la prevención de desastres, investigó 23 deslizamientos en el cantón de los cuales 15 se encuentran activos.

En la zona donde se encontrará ubicado el puente existe un deslizamiento que se debe tomar en cuenta:

- Deslizamiento de Gapal.- Terrenos inestables ubicados al sur de la ciudad de Cuenca, que forma parte de uno de los barrios urbanos. Comprende los sectores de Santa María de El Vergel y Colinas de El Paraíso. En el área del deslizamiento también se encuentra la Universidad del Azuay.

1.3.3 Materiales y Métodos

En este estudio el objetivo es investigar las características del suelo en que se colocaran los estribos del puente propuesto. Para lograr alcanzar el objetivo del estudio se realizarán calicatas en cada margen del río con el fin de obtener la estratigrafía del lugar, el tipo de material del suelo y la capacidad portante del mismo. Se realizaron excavaciones a diferentes profundidades en cada margen del río, esto con el fin de llegar a tener un nivel probable de cimentación, aparte de obtener datos para determinar la estratigrafía del lugar.

Con los datos obtenidos se realizaron la clasificación de suelos mediante el método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO),

los cuales pueden ser gravas, arenas, limos, arcillas o materia orgánica. A su vez mediante los Límites de Atterberg se realizaron los ensayos de límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).

Mediante un ensayo de corte directo, se obtienen los valores de la cohesión y el ángulo de fricción. Además, se evaluará la capacidad admisible del suelo para el diseño de la cimentación utilizando Meyerhoff.

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

Dónde:

- c = cohesión.
- q = esfuerzo efectivo al nivel de fondo de la cimentación.
- γ = peso específico del suelo.
- B = ancho de la cimentación.
- F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ = factores de forma.
- F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ = factores de profundidad.
- F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga.
- N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga.

1.3.4 Cálculos y resultados

A cada lado del río se realizaron dos calicatas, la del lado derecho es el Pozo 1 y la del lado izquierdo es el Pozo 2, en los cuales se excavo a diferentes profundidades como se puede ver en la tabla 1.7.

Tabla 1.7 Profundidad de calicatas

| Excavación | Profundidad |
|------------|-------------|
| Calicata 1 | 2,50 m |
| Calicata 2 | 3,50 m |



Figura 1.8 Ubicación de calicatas

Fuente: (Google Earth, 2016)

Se tomaron dos muestras por cada pozo analizado, en el pozo 1 se tomó una muestra a una profundidad de 1 metro y luego una segunda muestra a los 2,50 metros, mientras que en el pozo 2 se tomó la primera y segunda muestra a 2 y 3,50 metros respectivamente; todo esto con el fin de realizar la respectiva clasificación de las muestras tomadas.



Figura 1.9 Calicata 1



Figura 1.10 Calicata 2

Mediante un análisis de laboratorio se obtuvo la clasificación del material y los límites de Atterberg, con lo cual se obtuvieron las siguientes tablas:

Tabla 1.8 Clasificación de suelos C1-M1

| | |
|--|----------------------------|
| PROYECTO: Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en el sector de la Universidad del Azuay | |
| SECTOR: Universidad del Azuay | CALICATA: 1 |
| ESTRIBO: Derecho | MUESTRA: 1 |
| FECHA: 15/4/2016 | PROFUNDIDAD: 1,00 m |

| ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|-----------------------|-------------------------|------------|------------|-----------------|---------------------------------|--------------|-------------|-----------|------------|--------------|------------|
| GRANULOMETRÍA (ASTM D422-63) | | | | | | | | | | | | |
| TAMIZ | PESO RETENIDO PARCIAL | PESO RETENIDO ACUMULADO | % RETENIDO | % QUE PASA | % ESPECIFICA DO | N° DE TARRO | N° DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO TARRO | % DE HUMEDAD | % PROMEDIO |
| 3" | 0 | 0 | 0 | 100 | | | | | | | | |
| 2 1/2" | 0 | 0 | 0 | 100 | | 4 | ---- | 88.20 | 71.14 | 4.69 | 25.7 | |
| 2" | 0 | 0 | 0 | 100 | | 8 | ---- | 84.26 | 68.60 | 6.96 | 25.4 | 25.5 |
| 1 1/2" | 0 | 0 | 0 | 100 | | LIMITE LIQUIDO ASTM (423-66) | | | | | | |
| 1" | 0 | 0 | 0 | 100 | | 12 | 41 | 30.77 | 22.87 | 4.18 | 42.3 | |
| 3/4" | 65 | 65 | 2 | 98 | | 3 | 32 | 22.48 | 16.72 | 3.70 | 44.3 | |
| 1/2" | 489 | 489 | 15 | 85 | | 85 | 18 | 25.38 | 18.82 | 4.73 | 46.6 | |
| 3/8" | 847 | 847 | 26 | 74 | | 98 | 12 | 31.51 | 23.38 | 6.87 | 49.3 | |
| N°4 | 1043 | 1043 | 32 | 68 | | LIMITE PLASTICO ASTM (D424-59) | | | | | | |
| PASA N°4 | 2215 | 2215 | (68) | | | 14 | ---- | 8.06 | 8.02 | 7.87 | 29.3 | |
| N°10 | 73.5 | 73.5 | 42 | 58 | | 16 | ---- | 10.92 | 9.69 | 5.47 | 29.2 | 28.9 |
| N°40 | 147.1 | 147.1 | 52 | 48 | | 9 | ---- | 17.64 | 14.85 | 4.99 | 28.3 | |
| N°200 | 264.7 | 264.7 | 68 | 32 | | | | | | | | |
| PASA N°200 | 235.3 | 235.3 | (32) | | | | | | | | | |
| TOTAL | 3258 | | | | | | | | | | | |

| | |
|-----------------------|------------|
| CUARTEO (PESO) | |
| ANTES | 500 grms |
| DESPUÉS | 235.3 grms |

| | |
|--------------|------|
| GRAVA | 32 % |
| ARENA | 36 % |
| FINOS | 32 % |

| | |
|-----------------------|--------|
| CLASIFICACIÓN: | |
| HUMEDAD NATURAL: | 25.5 % |
| LIMITE LIQUIDO: | 45.1 % |
| S.U.C.S. | SM |
| ÍNDICE PLÁSTICO: | 16.2 |
| A.A.S.T.H.O. | A-2 |
| ÍNDICE DE GRUPO: | I.1 |

OBSERVACIONES: COLOR CAFÉ

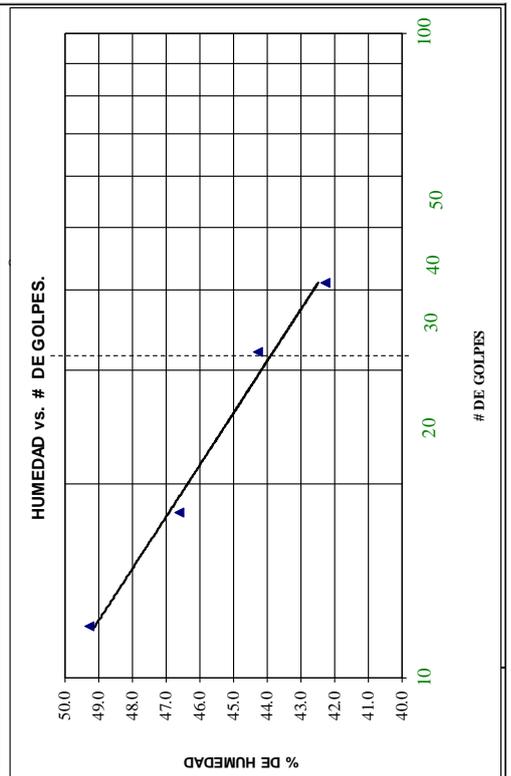


Tabla 1.9 Clasificación de suelos C1-M2

| | | | | | |
|--|----------------------------|-------------------------|---------------|------------|----------------|
| PROYECTO: Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en el sector de la Universidad del Azuay | | | | | |
| SECTOR: Universidad del Azuay | CALICATA: 1 | | | | |
| ESTRIBO: Derecho | MUESTRA: 2 | | | | |
| FECHA: 15/4/2016 | PROFUNDIDAD: 2.50 m | | | | |
| ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN | | | | | |
| GRANULOMETRÍA (ASTM D422-63) | | | | | |
| TAMIZ | PESO RETENIDO PARCIAL | PESO RETENIDO ACUMULADO | % RETENIDO | % QUE PASA | % ESPECIFICADO |
| 3" | | 0 | 0 | 100 | |
| 2 1/2" | | 706 | 16 | 84 | |
| 2" | | 838 | 19 | 81 | |
| 1 1/2" | | 1147 | 26 | 74 | |
| 1" | | 1191 | 27 | 73 | |
| 3/4" | | 1720 | 39 | 61 | |
| 1/2" | | 1897 | 43 | 57 | |
| 3/8" | | 2558 | 58 | 42 | |
| N°4 | | 2867 | 65 | (35) | |
| PASA N°4 | | 1544 | (35) | | |
| N°10 | | 42.9 | 68 | 32 | |
| N°40 | | 100.0 | 72 | 28 | |
| N°200 | | 257.1 | 83 | (17) | |
| PASA N°200 | | 242.9 | (17) | | |
| TOTAL | 4411 | | | | |
| GRAVA | | 65 % | | | |
| ARENA | | 18 % | | | |
| FINOS | | 17 % | | | |
| CUARTEO(PESO) | | 500 grms | | | |
| ANTES | | 242.9 grms | | | |
| DESPUÉS | | | | | |
| CLASIFICACIÓN: | | HUMEDAD NATURAL: | 23.4 % | | |
| S.U.C.S. | | LÍMITE LÍQUIDO: | 36.8 % | | |
| A.A.S.T.H.O. | | GM | 11.8 | | |
| | | A-2 | 0.0 | | |
| OBSERVACIONES: COLOR CAFÉ PLOMIZO | | | | | |

| N° DE TARRO | N° DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO TARRO | % DE HUMEDAD (D2216-71) | % PROMEDIO |
|--|--------------|-------------|-----------|------------|-------------------------|-------------|
| 94 | ---- | 84.38 | 69.14 | 3.58 | 23.3 | |
| 90 | ---- | 87.46 | 71.48 | 3.40 | 23.5 | 23.4 |
| LÍMITE LÍQUIDO ASTM (423-66) | | | | | | |
| 1 | 39 | 18.74 | 15.45 | 5.84 | 34.3 | |
| 3 | 28 | 30.12 | 22.92 | 3.06 | 36.3 | |
| 7 | 21 | 27.20 | 21.73 | 7.39 | 38.1 | |
| 98 | 12 | 21.41 | 16.20 | 3.25 | 40.2 | |
| LÍMITE PLÁSTICO ASTM (D424-59) | | | | | | |
| 2 | ---- | 9.74 | 9.02 | 6.15 | 25.1 | |
| 65 | ---- | 16.07 | 13.68 | 4.37 | 25.7 | 25.0 |
| 8 | ---- | 13.56 | 12.38 | 7.49 | 24.2 | |

HUMEDAD vs. # DE GOLPES.

Tabla 1.10 Clasificación de suelos C2-M1

| | |
|--|----------------------------|
| PROYECTO: Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en el sector de la Universidad del Azuay | |
| SECTOR: Universidad del Azuay | CALICATA: 2 |
| ESTRIBO: Derecho | MUESTRA: 1 |
| FECHA: 15/4/2016 | PROFUNDIDAD: 2,00 m |

| ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN | | | | | | |
|------------------------------|-----------------------|-------------------------|------------|------------|--------------|------------|
| GRANULOMETRÍA (ASTM D422-63) | | | | | | |
| TAMIZ | PESO RETENIDO PARCIAL | PESO RETENIDO ACUMULADO | % RETENIDO | % QUE PASA | % ESPECÍFICA | % PROMEDIO |
| 3" | 0 | 0 | 0 | 100 | | |
| 2 1/2" | 0 | 0 | 0 | 100 | | |
| 2" | 0 | 0 | 0 | 100 | | |
| 1 1/2" | 0 | 0 | 0 | 100 | | |
| 1" | 674 | 674 | 16 | 84 | | |
| 3/4" | 1349 | 1349 | 32 | 68 | | |
| 1/2" | 1644 | 1644 | 39 | 61 | | |
| 3/8" | 1939 | 1939 | 46 | 54 | | |
| Nº4 | 2403 | 2403 | 57 | (43) | | |
| PASA Nº4 | 1812 | 1812 | (43) | | | |
| Nº10 | 23.3 | 23.3 | 59 | 41 | | |
| Nº40 | 104.7 | 104.7 | 66 | 34 | | |
| Nº200 | 290.7 | 290.7 | 82 | (18) | | |
| PASA Nº200 | 209.3 | 209.3 | (18) | | | |
| TOTAL | 4215 | | | | | |

| CUARTEO (PESO) | |
|----------------|------------|
| ANTES | DESPUÉS |
| 500 grms | 209.3 grms |

| | |
|--------------|-------------|
| GRAVA | 57 % |
| ARENA | 25 % |
| FINOS | 18 % |

| | |
|-------------------------|---------------|
| CLASIFICACIÓN: | |
| S.U.C.S. | GM |
| A.A.S.T.H.O. | A-2 |
| HUMEDAD NATURAL: | 23.7 % |
| LÍMITE LIQUIDO: | 41.1 % |
| ÍNDICE PLÁSTICO: | 14.5 |
| ÍNDICE DE GRUPO: | 0.1 |

| | |
|--|--|
| OBSERVACIONES: COLOR CAFÉ AMARILLENTO | |
|--|--|

| Nº DE TARRO | Nº DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO TARRO | % DE HUMEDAD (D2216-71) | % HUMEDAD PROMEDIO |
|---------------------------------------|--------------|-------------|-----------|------------|-------------------------|--------------------|
| 23 | ---- | 76.56 | 62.37 | 3.60 | 24.1 | |
| 41 | ---- | 93.96 | 77.13 | 4.75 | 23.3 | 23.7 |
| LÍMITE LIQUIDO ASTM (423-66) | | | | | | |
| 28 | 43 | 28.25 | 22.44 | 7.18 | 38.1 | |
| 17 | 32 | 31.48 | 24.22 | 6.19 | 40.3 | |
| 64 | 18 | 22.75 | 17.23 | 4.14 | 42.1 | |
| 11 | 14 | 23.56 | 17.60 | 4.16 | 44.3 | |
| LÍMITE PLÁSTICO ASTM (D424-59) | | | | | | |
| 47 | ---- | 9.18 | 8.83 | 7.49 | 26.1 | |
| 41 | ---- | 10.05 | 8.97 | 4.91 | 26.5 | 26.6 |
| 34 | ---- | 9.11 | 8.07 | 4.25 | 27.1 | |

HUMEDAD vs. # DE GOLPES.

Tabla 1.11 Clasificación de suelos C2-M2

| | | | | | |
|--|----------------------------|-------------------------|------------|------------|-----------------|
| PROYECTO: Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en el sector de la Universidad del Azuay | | | | | |
| SECTOR: Universidad del Azuay | CALICATA: 2 | | | | |
| ESTRIBO: Derecho | MUESTRA: 2 | | | | |
| FECHA: 15/4/2016 | PROFUNDIDAD: 3.50 m | | | | |
| ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN | | | | | |
| GRANULOMETRÍA (ASTM D422-63) | | | | | |
| TAMIZ | PESO RETENIDO PARCIAL | PESO RETENIDO ACUMULADO | % RETENIDO | % QUE PASA | % ESPECÍFICA DO |
| 3" | | 0 | 0 | 100 | |
| 2 1/2" | | 257 | 5 | 95 | |
| 2" | | 463 | 9 | 91 | |
| 1 1/2" | | 618 | 12 | 88 | |
| 1" | | 1287 | 25 | 75 | |
| 3/4" | | 1853 | 36 | 64 | |
| 1/2" | | 2110 | 41 | 59 | |
| 3/8" | | 2676 | 52 | 48 | |
| N°4 | | 2934 | 57 | (43) | |
| PASA N°4 | | 2213 | (43) | | |
| N°10 | | 127.9 | 68 | 32 | |
| N°40 | | 174.4 | 72 | 28 | |
| N°200 | | 302.3 | 83 | (17) | |
| PASA N°200 | | 197.7 | (17) | | |
| TOTAL | 5147 | | | | |
| GRAVA | | CUARTEO (PESO) | | | |
| ARENA | | ANTES | DESPUES | 500 grms | |
| FINOS | | | | 197.7 grms | |
| CLASIFICACIÓN: | | HUMEDAD NATURAL: | | 36.0 % | |
| S.U.C.S. | | LÍMITE LÍQUIDO: | | 35.3 % | |
| A.A.S.T.H.O. | | ÍNDICE PLÁSTICO: | | 9.2 | |
| | | ÍNDICE DE GRUPO: | | 0.0 | |
| OBSERVACIONES: COLOR CAFÉ PLOMIZO | | | | | |

| N° DE TARRO | N° DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO TARRO | % DE HUMEDAD | % PROMEDIO |
|--|--------------|-------------|-----------|------------|--------------|------------|
| CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM (D2216-71) | | | | | | |
| 4 | ---- | 84.28 | 55.29 | 5.31 | 58.0 | |
| 95 | ---- | 97.62 | 86.01 | 3.10 | 14.0 | 36.0 |
| LÍMITE LÍQUIDO ASTM (423-66) | | | | | | |
| 45 | 39 | 22.87 | 18.12 | 3.84 | 33.3 | |
| 51 | 25 | 22.62 | 17.61 | 3.49 | 35.5 | |
| 39 | 25 | 25.62 | 20.67 | 6.68 | 35.4 | |
| 12 | 12 | 29.07 | 22.30 | 4.71 | 38.5 | |
| LÍMITE PLÁSTICO ASTM (D424-59) | | | | | | |
| 77 | ---- | 10.16 | 8.98 | 4.47 | 26.1 | |
| 69 | ---- | 14.85 | 13.16 | 6.69 | 26.1 | 26.1 |
| 64 | ---- | 11.81 | 10.51 | 5.53 | 26.1 | |

HUMEDAD vs. # DE GOLPES.

Con las excavaciones realizadas se pudieron establecer los siguientes perfiles estratigráficos de cada calicata.

Tabla 1.12 Perfil Estratigráfico C1

| PROYECTO: | | Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en la zona de la Universidad del Azuay | | | |
|-------------------------------|-------------------------|---|-----------------------------|---|--|
| UBICACIÓN: | | Zona de la Universidad del Azuay | | | |
| SOLICITADO POR: | | Paul Arbito - David Peralta | | | |
| CALICATA: | | 1 | | | |
| DESCRIPCIÓN DEL SUELO: | | Suelo grava con mezcla de arena y limo GM | | | |
| FECHA: | | 15/4/2016 | | | |
| PROFUNDIDAD (m) | CLASIFICACION | | CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | GRAFICO | TIPO DE SUELO A ESTA PROFUNDIDAD |
| | CLASIFICACION (SUCS) | CLASIFICACION (AASTHO) | | | |
| 0.5 | MH | A-7-6 | |  | DESCRIPCION: SUELO SUPERFICIAL DE TERRENO MEZCLA ENTRE SUELO ORGANICO NATURAL Y ARENA LIMOSA |
| 1.0 | SM | A-2 | 25.5 |  | DESCRIPCION: SUELO COMPUESTO ENTRE ARENA LIMOSA CON GRAVA |
| 1.5 | GC | A-2 | 2.35 |  | DESCRIPCION: SUELO GRAVA CON MEZCLA DE ARENA Y LIMO |
| 2.0 | GC | A-2 | 23.5 | | DESCRIPCION: SUELO GRAVA CON MEZCLA DE ARENA Y LIMO |
| 2.5 | GM | A-2 | 23.6 |  | DESCRIPCION: SUELO GRAVA CON MEZCLA DE ARENA Y LIMO |
| 3.0 | GM | A-2 | 23.6 | | DESCRIPCION: SUELO GRAVA CON MEZCLA DE ARENA Y LIMO |

Tabla 1.13 Perfil Estratigráfico C2

| PROYECTO: | | Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en la zona de la Universidad del Azuay | | | |
|-------------------------------|-------------------------|---|-----------------------------|---|--|
| UBICACIÓN: | | Zona de la Universidad del Azuay | | | |
| SOLICITADO POR: | | Paul Arbito - David Peralta | | | |
| CALICATA: | | 2 | | | |
| DESCRIPCIÓN DEL SUELO: | | Suelo grava con mezcla de arena y limo GM | | | |
| FECHA: | | 15/4/2016 | | | |
| PROFUNDIDAD (m) | CLASIFICACION | | CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | GRAFICO | TIPO DE SUELO A ESTA PROFUNDIDAD |
| | CLASIFICACION (SUCS) | CLASIFICACION (AASTHO) | | | |
| 0.5 | MH | A-7 | 22.3 |  | DESCRIPCION: SUELO SUPERFICIAL DE TERRENO MEZCLA ENTRE SUELO ORGANICO NATURAL Y ARENA LIMOSA |
| 1.0 | MH | A-7 | 22.3 | | DESCRIPCION: SUELO SUPERFICIAL DE TERRENO MEZCLA ENTRE SUELO ORGANICO NATURAL Y ARENA LIMOSA |
| 1.5 | GM | A-2 | 23.8 |  | DESCRIPCION: SUELO GRAVA LIMOARENOSA |
| 2.0 | GM | A-2 | 23.9 | | DESCRIPCION: SUELO GRAVA LIMOARENOSA |
| 2.5 | GC | A-2 | 24.8 |  | DESCRIPCION: SUELO GRAVA ARENO ARCILLOSA |
| 3.0 | GC | A-2 | 24 | | DESCRIPCION: SUELO GRAVA ARENO ARCILLOSA |
| 3.5 | GM | A-2 | 5.37 |  | DESCRIPCION: SUELO GRAVA LIMOARENOSA |

De la misma forma mediante el ensayo de corte directo se obtuvo como resultados los parámetros c y ϕ .

Tabla 1.14 Parámetros c y ϕ del suelo

| DATOS | | | | |
|-----------|--------------------------|--------------------------|--|--------|
| Especimen | Esfuerzo Normal σ | Esfuerzo de Corte τ | $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$ | |
| | | | C | ϕ |
| # | Kg/cm ² | Kg/cm ² | Kg/cm ² | (°) |
| 1 | 0.66 | 0.36 | 0.08 | 32.93 |
| 2 | 1.31 | 1.15 | | |
| 3 | 2.63 | 1.71 | | |

Los cálculos de la capacidad portante del suelo se pueden ver en los anexos desde el número 6 hasta el 17.

1.3.5 Conclusiones

Con los estudios realizados en cada margen del río, se observó que los estratos conformados por grava arena limosa en donde se piensa cimentar los estribos, poseen la capacidad de soportar las cargas que se transmitirán del puente. Los valores de capacidad portante obtenidos a través de Meyerhoff; van desde 14 kg/cm² hasta 19 kg/cm² y las profundidades de cimentación van desde 3,50 m hasta 4,00 m, los cuales son valores que pueden modificarse en caso de ser necesario una mayor profundidad. En ambos estribos del puente se empleará una cimentación con zapata corrida de 12,6 m de longitud, teniendo en cuenta que esta irá dentro del valle de inundación.

1.4 Estudios hidráulicos e hidrológicos

1.4.1 Introducción

Los estudios hidráulicos nos ayudan a estimar, la dimensión de la abertura del puente con el fin de que este pueda evacuar el caudal que fluye a través de la estructura, sin que esta sufra daños como la socavación en sus estribos que es uno de los principales factores por los cuales estos fracasan. Mientras que los estudios hidrológicos tienen como objetivo principal calcular el caudal máximo de diseño para un periodo de retorno determinado.

El acontecimiento del 21 de junio del 2007 en el río Yanuncay, estuvo previsto en los planos de inundaciones probable; sobre todo se registra una huella de inundación casi idéntica al que ocurriría para un período de retorno de 1000 años y, aunque el caudal que estuvo alrededor de 240 m³/s; corresponde a un período de retorno cercano a los 500 años, la inundación recorrió la calle 27 de febrero y anegó la calle Jacinto Flores y en las bodegas de ETAPA el agua invadió las dependencias existentes.

1.4.2 Estudios Hidrológicos

Como ya se mencionó anteriormente estos estudios consisten en determinar el caudal que circula por debajo del puente, teniendo en cuenta una probabilidad de ocurrencia que depende del tipo de estructura y de la categoría de la vía (Tabla 1.15).

Tabla 1.15 Probabilidades para el cálculo de los gastos de diseño

| Autopista-Carreteras-Vías urbanas | | |
|-----------------------------------|---------------------|--|
| Tipo de estructura | Categoría de la vía | Probabilidad de ocurrencia del gasto de diseño (%) |
| Puentes | Autopista | 1 |
| Puentes | Categoría I-II | 1 |
| Puentes | Categoría III-IV | 2 |
| Alcantarillas | Autopista | 1 |
| Alcantarillas | Categoría I-II | 2 |
| Puentes pequeños Alcantarillas | Categoría III-IV | 3 |
| Vías férreas | | |
| Puentes Alcantarillas | Categoría I-II | 1 |
| Puentes Alcantarillas | Categoría III | 2 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

Con información del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Cuenca, se tiene el área en hectáreas y el porcentaje que representa su superficie con respecto al cantón del Río Yanuncay (Tabla 1.16).

Tabla 1.16 Subcuencas hidrográficas

| Sub Cuencas | Ha | % |
|----------------|-------------------|------------|
| Río Cañar | 76,384.95 | 20.84 |
| Río Tarqui | 47,784.98 | 13.04 |
| Río Balao | 45,984.47 | 12.55 |
| Río Yanuncay | 42,040.91 | 11.47 |
| Río Tomebamba | 38,033.14 | 10.38 |
| Río Machángara | 32,599.03 | 8.89 |
| Río Naranjal | 24,326.60 | 6.64 |
| Río Jadán | 22,897.93 | 6.25 |
| Río Jagua | 22,247.90 | 6.07 |
| Río Cuenca | 5,670.31 | 1.55 |
| Río Sidcay | 4,396.05 | 1.2 |
| Río San Pablo | 4,166.68 | 1.14 |
| Total | 366,532.95 | 100 |

Fuente: (GAD Cantón Cuenca, 2011)

1.4.2.1 Métodos Empíricos

Estos métodos se sustentan en estudios de laboratorio y su extrapolación a las condiciones reales de las cuencas. De forma general estos conciben en sus formulaciones los siguientes factores; cálculo del área de la cuenca, análisis de lluvias, gráficos de precipitación, escurrimiento, pendiente longitudinal del cauce y en general todas las variables necesarias para la determinación de los caudales de diseño.

Entre los métodos empíricos se destacan:

- Método de G.A. Alexeev.
- Fórmula Racional.
- Fórmula de Dicken.
- Fórmula de Ryve.
- Fórmula británica.

De los métodos mencionados describiremos el método de la fórmula racional:

❖ Fórmula Racional

Al aplicar esta fórmula, los gastos que se encuentran dependen de la precipitación, del tamaño de la cuenca y de su capacidad de infiltración. Para el cálculo de Q_D mediante esta formulación se recomienda usar en cuencas pequeñas, menores a 25.00km², debido a que precipitaciones cortas e intensas son válidas de considerar para tales áreas. Lo anterior no limita la aplicación del método el cual puede ser utilizado con un margen de error en áreas de hasta 50.00km², aunque recomendándose su validación por el método de G.A. Alexeev.

La fórmula racional obedece a la siguiente expresión:

$$Q_D = \frac{C_e \cdot i \cdot A_C}{3.6}$$

Donde:

- Q_D = Caudal máximo de crecida o de diseño (m³/s).
- C_e = Coeficiente de escorrentía o de escurrimiento.
- i = Intensidad de Precipitación para tiempo de concentración y período de retorno dados (mm/h).
- A_C = Área de la Cuenca Aportante (km²).

1.4.3 Estudios Hidráulicos

Una vez realizados los estudios topográficos obtenemos la sección media de la zona de cruce, además de haber obtenido el caudal de diseño con los estudios hidrológicos; se procederá a la determinación de ciertos parámetros fundamentales para garantizar las condiciones de flujo adecuadas, los cuales se mencionarán a continuación:

- Nivel de Crecida de Diseño
- Altura de Remanso
- Profundidad de socavación.

En este tema se pueden destacar dos casos que se aplican en cuanto a la abertura del puente: el primero de ellos es cuando la longitud del puente abarca el ancho total del río (Figura 1.11). El segundo cuando los terraplenes de aproche se encuentran parcialmente introducidos en el río (Figura 1.12), tratando de reducir la longitud del puente, pero provocando cambios en el curso natural de las aguas, así como también otros problemas que son los principales causantes de los fallos en los puentes.

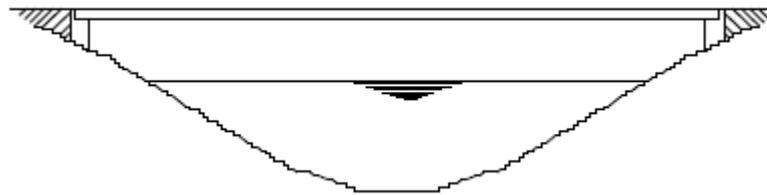


Figura 1.11 Longitud del puente que abarca el ancho total del río

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

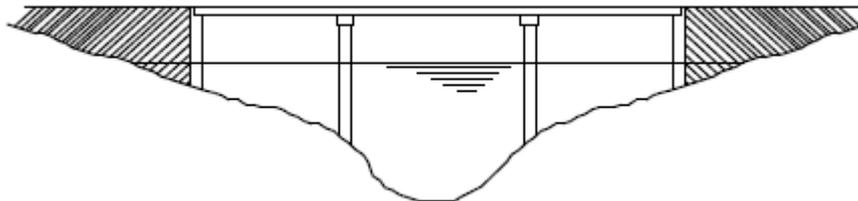


Figura 1.12 Puente con terraplenes parcialmente introducidos en el río

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

1.4.3.1 Formula de Manning

Para la determinación del NCD, que circula por el cauce en el lugar del cruce a partir de los estudios hidrológicos, sin restricción, se utilizará la fórmula de Manning, que a continuación se muestra:

$$Q_i = \left(\frac{1}{n_i} \right) \cdot a_i \cdot r_i^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

- n_i = Coeficiente de rugosidad.
- a_i = Área de la sección del agua o subsección analizada, en (m²),
- r_i = Radio hidráulico, en (m),
- p_i = Perímetro mojado, en (m),
- S = Pendiente del lecho del cauce, en (m/m), este parámetro viene dado por las condiciones del terreno.
- Q_i = Gasto que circula por la sección del agua o subsección analizada, en m³/s.
- Debido a las diferentes secciones transversales, rugosidades y pendientes que presenta el cauce del río, la fórmula de Manning debe ser aplicada dividiendo al cauce en secciones, ya que cada subsección podría tener su rugosidad y pendiente propia (Figura 1.13).

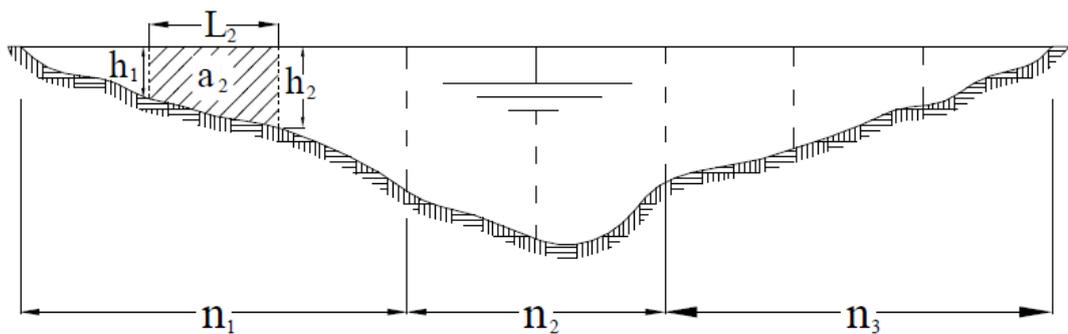


Figura 1.13 Cauce de un río dividido en secciones

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

Tabla 1.17 Valores del coeficiente de rugosidad

| Valores de (n) de la fórmula de Manning. | | | | |
|---|--------|--------|---------|-------|
| Superficies de canales de corrientes naturales | Óptimo | Bueno | Regular | Malo |
| (1) limpias, de riberas rectas, a plena altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas. | 0.025 | 0.0275 | 0.030 | 0.033 |
| (2) Lo mismo que en (1) pero con algo de maleza y piedras. | 0.030 | 0.033 | 0.035 | 0.040 |
| (3) Sinuosas, algunos bancos y rebalsas, limpias. | 0.030 | 0.035 | 0.040 | 0.045 |
| (4) Lo mismo que en (3), alturas más bajas, pendientes y secciones más inefectivas. | 0.040 | 0.045 | 0.050 | 0.055 |
| (5) Lo mismo que en (3), con algunas malezas y piedras. | 0.035 | 0.040 | 0.045 | 0.050 |
| (6) El mismo (4) pero de secciones pedregosas. | 0.045 | 0.050 | 0.055 | 0.060 |
| (7) Tramos lentos del río, con malezas o con rebalsas muy profundas. | 0.050 | 0.060 | 0.070 | 0.080 |
| (8) Tramos con mucha maleza. | 0.075 | 0.100 | 0.125 | 0.150 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

1.4.3.2 Socavación

La construcción de un puente en el cauce de un río puede afectar el flujo del agua del mismo, pero también se debe tomar en cuenta que el costo de la construcción se ve disminuido si la longitud del puente es la mínima posible. Si los estribos se encuentran parcialmente inundados en el caso de una crecida, el cauce se verá afectado porque los estribos han restringido el cauce natural, teniendo como resultado la erosión del suelo en donde se cimienta la subestructura, a este fenómeno se le conoce como socavación. Si el terraplén de aproche del puente se encuentra dentro del río, este obstruirá el paso del agua a lo que se denomina constricción a la corriente. Para medir el grado de constricción, se realiza evaluando la relación de abertura (m), la cual es la relación entre el caudal que pasa por la subsección que abarca la abertura del puente y el caudal de diseño.

$$m = \frac{Q_{bp}}{Q_D}$$

- Q_{bp} = caudal por la subsección que abarca la abertura del puente en el supuesto de que el cauce no tenga obstrucción.
- Q_D = caudal de diseño para la probabilidad fijada.

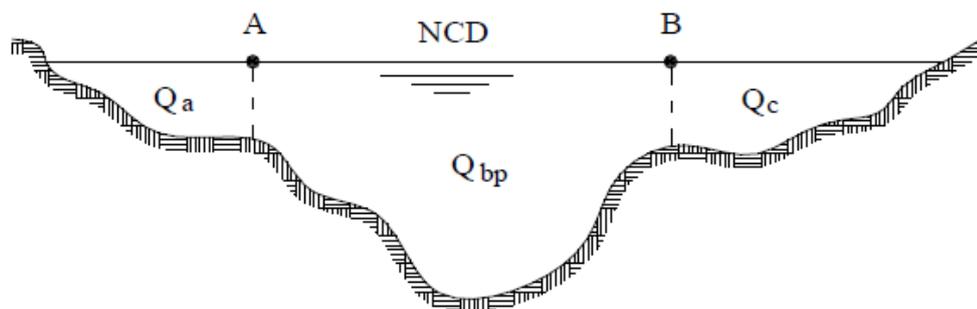


Figura 1.14 Puente sin constricción

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

Donde:

- NCD = Nivel de crecida de diseño.
- Q_a = Caudal de circulación del valle izquierdo.
- Q_c = Caudal de circulación del valle derecho.

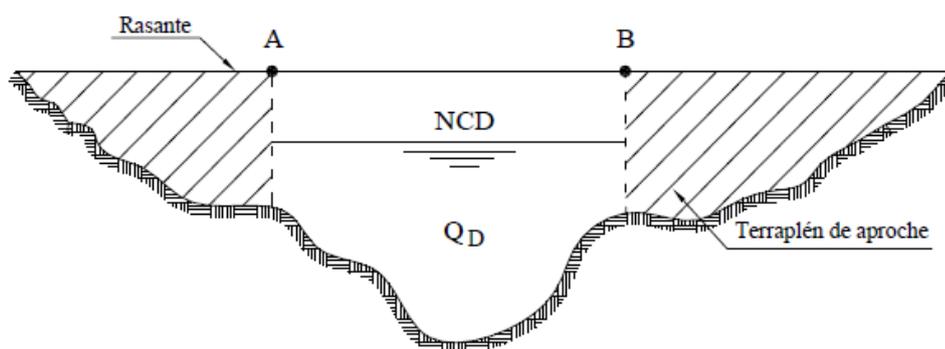


Figura 1.15 Puente con igual longitud que la abertura del puente

Fuente:(Gómez Diaz, 2012)

1.4.3.3 Cálculo de la socavación

- Método de Lischtvan – Lebediev para la socavación general

En este método se plantea que, al producirse una crecida, el caudal del río aumenta por lo tanto existirá un aumento en la velocidad del agua. Para que exista la socavación es necesario que esta velocidad sea mayor a la velocidad que necesita el material del fondo para ser arrastrado, siendo este el caso de suelos no cohesivos, o que sea mayor a la velocidad de los materiales en suspensión siendo estos suelos cohesivos.

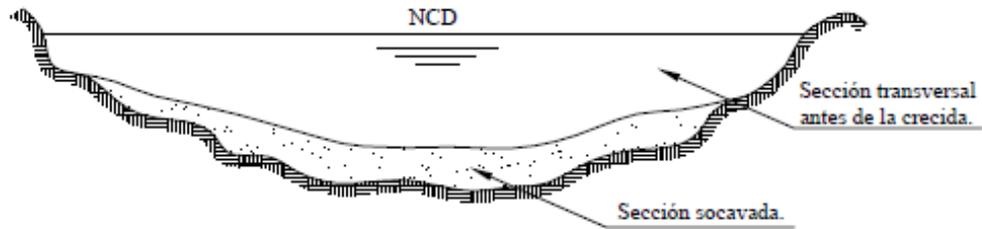


Figura 1.16 Socavación general

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0.60 \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta} \right)^{1/x}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0.68 \cdot d_m^{0.28} \cdot \beta} \right)^{1/x}$$

$$\alpha = \left[\frac{Q_D}{(H_m)^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu} \right]$$

Dónde:

- Q_D = Caudal de diseño (m^3/s)
- B_e = Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal
- μ = Coeficiente de contracción.
- H_m = Profundidad de la sección $\left(\frac{A_T}{B_e} \right)$
- x = Exponente variable que depende del peso volumétrico o del diámetro medio.
- d_m = Diámetro medio (mm).

- Socavación por constricción

Para el cálculo de la socavación por constricción se realiza con las mismas expresiones de la socavación general, pero teniendo en cuenta que el ancho efectivo (B_e) ahora será la abertura del puente y también que el área hidráulica para obtener H_m ; será la que se encuentre bajo el puente (A_2).

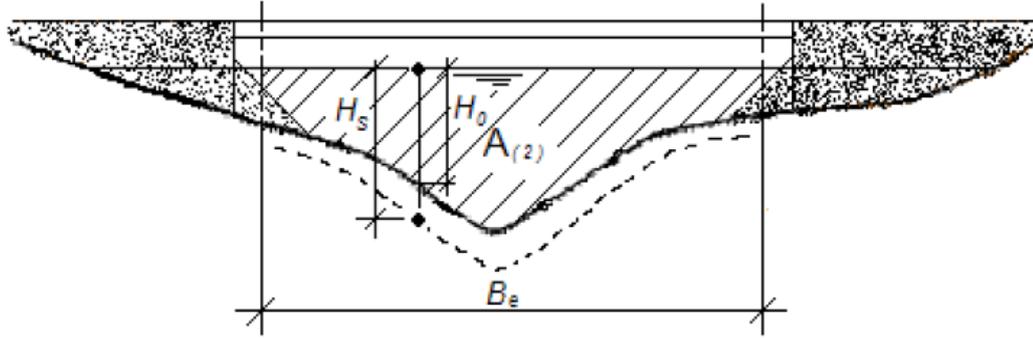


Figura 1.17 Socavación por constricción

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

- Método de K.F. Artamonov para socavación en estribos

El método de Artamonov se utiliza para el cálculo de la socavación al pie de los estribos, el cálculo depende de factores como: el caudal interceptado por el estribo relacionado con el caudal total, el caudal de diseño del terraplén y del ángulo de esviaje.

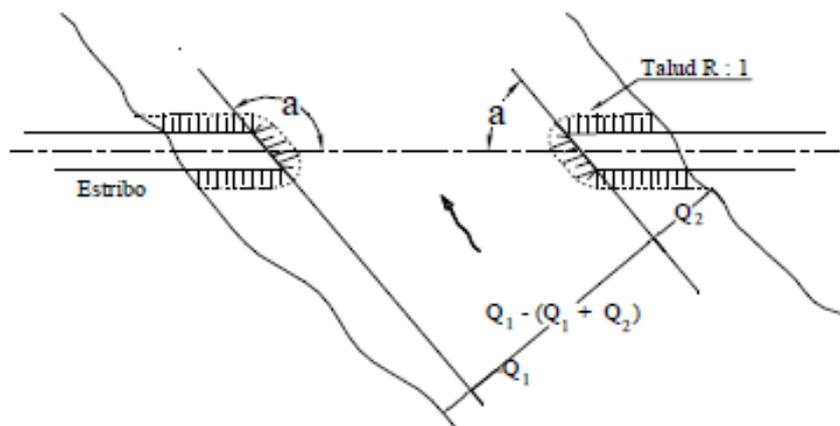


Figura 1.18 Representación del ángulo de esviaje

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

$$H_T = P_{\alpha} \cdot P_q \cdot P_R \cdot h$$

Donde:

- H_T = Profundidad del agua al pie del estribo medida desde la superficie libre de la corriente.

- P_α = Coeficiente que depende del ángulo de esviaje.

Tabla 1.18 Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α

| $\alpha(^{\circ})$ | 20 | 60 | 90 | 120 | 150 |
|--------------------|------|------|----|------|------|
| P_α | 0,84 | 0,94 | 1 | 1,07 | 1,19 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

- P_q = Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q_D o Q_2/Q_D

Tabla 1.19 Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q_D

| Q_1/Q_D | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| P_q | 2,00 | 2,65 | 3,22 | 3,45 | 3,67 | 3,87 | 4,06 | 4,20 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

- P_R = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo

Tabla 1.20 Valores del coeficiente correctivo P_R en función de R

| Talud R | 0 | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 2,00 | 3,00 |
|---------|------|------|------|------|------|------|
| P_R | 1,00 | 0,91 | 0,85 | 0,83 | 0,61 | 0,50 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

1.4.4 Cálculos y resultados

Tabla 1.21 Caudal de diseño

| | Río Tomebamba | Río Tarqui | Río Yanuncay |
|---|---------------|------------|--------------|
| Área de la cuenca (km ²) | 338.32 | 476.92 | 413.9 |
| Caudal pico más alto registrado (m ³ /s) | 154.68 | 80.304 | 197.74 |
| Caudal promedio de la serie (m ³ /s) | 11.88 | 3.21 | 7.75 |
| Pendiente Promedio | 4.20% | 2.20% | 2.50% |
| Elevación a la salida de la cuenca (msnm) | 2480 | 2520 | 2560 |
| Elevación del punto más alto de la cuenca | 4400 | 3920 | 4280 |

Fuente: (Vallejo Llerena, 2014)

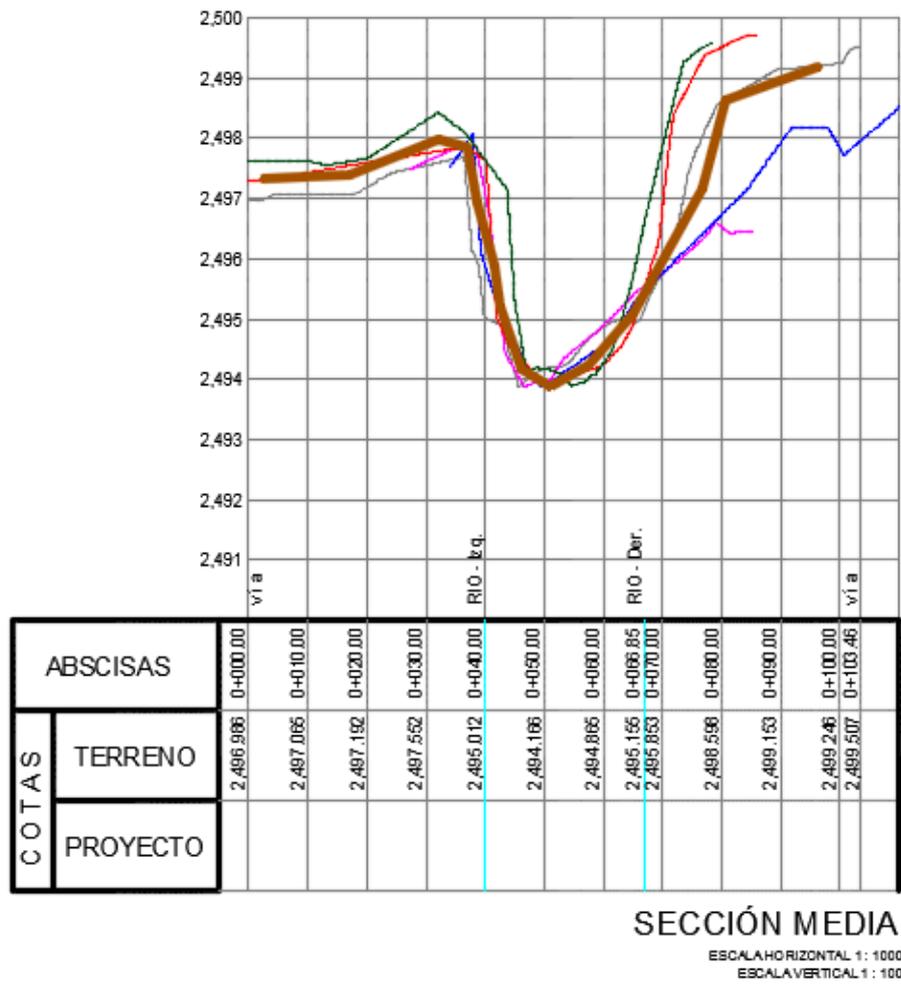


Figura 1.19 Sección Media del río

Realizamos una primera iteración con H=1,32m

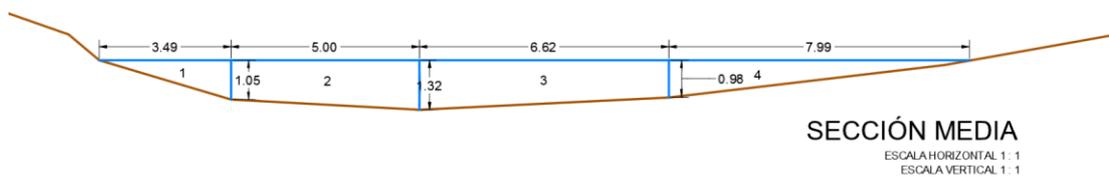


Figura 1.20 Nivel de crecida máximo H=1,32m

Tabla 1.22 Cálculo nivel de crecida máximo H=1,32m

| Cotas (m) | Longitud (m) | S |
|-----------|--------------|--------|
| 2494.4 | 37 | 0.0104 |
| 2494.016 | | |
| 2494.016 | 24 | 0.0215 |
| 2493.5 | | |
| 2494.4 | 61 | 0.0148 |
| 2493.5 | | |

| | |
|-----------|-----------------------|
| Qd | 198 m ³ /s |
| Sm | 0.016 |

| Sección | ai (m ²) | pi (m) | r=ai/pi (m) | ri ² /3 | 1/ni | S ^{1/2} | qi (m ³ /s) | Q acu (m ³ /s) |
|---------|----------------------|--------|-------------|--------------------|-------|------------------|------------------------|---------------------------|
| 1 | 1.83 | 3.64 | 0.50 | 0.63 | 25.00 | 0.12 | 3.61 | 3.61 |
| 2 | 5.93 | 5.01 | 1.18 | 1.12 | 25.00 | 0.12 | 20.66 | 24.27 |
| 3 | 7.61 | 6.63 | 1.15 | 1.10 | 25.00 | 0.12 | 26.02 | 50.29 |
| 4 | 3.92 | 8.05 | 0.49 | 0.62 | 25.00 | 0.12 | 7.55 | 57.84 |

Segunda iteración con H= 2,40m

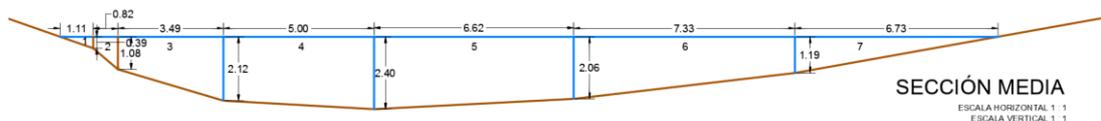


Figura 1.21 Nivel de crecida máximo H=2,40m

Tabla 1.23 Cálculo nivel de crecida máximo H=2,40m

| Sección | ai (m ²) | pi (m) | r=ai/pi (m) | ri ² /3 | 1/ni | S ^{1/2} | qi (m ³ /s) | Q acu (m ³ /s) |
|---------|----------------------|--------|-------------|--------------------|-------|------------------|------------------------|---------------------------|
| 1 | 0.22 | 1.18 | 0.18 | 0.32 | 33.33 | 0.12 | 0.29 | 0.29 |
| 2 | 0.60 | 1.07 | 0.56 | 0.68 | 25.00 | 0.12 | 1.28 | 1.57 |
| 3 | 5.58 | 3.64 | 1.53 | 1.33 | 25.00 | 0.12 | 23.14 | 24.71 |
| 4 | 11.30 | 5.01 | 2.26 | 1.72 | 25.00 | 0.12 | 60.59 | 85.31 |
| 5 | 14.76 | 6.63 | 2.23 | 1.71 | 25.00 | 0.12 | 78.47 | 163.78 |
| 6 | 11.91 | 7.38 | 1.61 | 1.38 | 25.00 | 0.12 | 51.08 | 214.86 |
| 7 | 4.00 | 6.83 | 0.59 | 0.70 | 25.00 | 0.12 | 8.74 | 223.59 |

Tercera iteración con H=2.25m

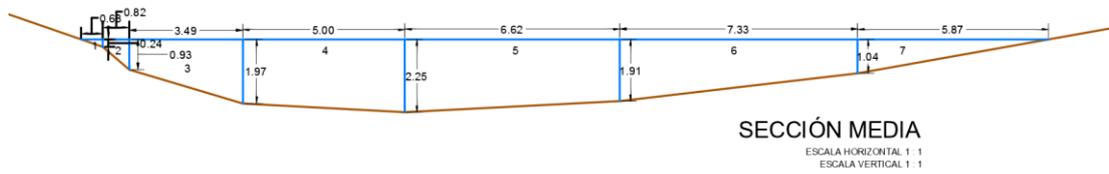


Figura 1.22 Nivel de crecida máximo H=2,25m

Tabla 1.24 Cálculo nivel de crecida máximo H=2,25m

| Sección | $a_i (m^2)$ | $p_i (m)$ | $r = a_i/p_i (m)$ | $r_i^{2/3}$ | $1/n_i$ | $S^{1/2}$ | $q_i (m^3/s)$ | $Q_{acu} (m^3/s)$ |
|---------|-------------|-----------|-------------------|-------------|---------|-----------|---------------|-------------------|
| 1 | 0.08 | 0.72 | 0.11 | 0.23 | 25.00 | 0.12 | 0.06 | 0.06 |
| 2 | 0.48 | 1.07 | 0.45 | 0.59 | 25.00 | 0.12 | 0.87 | 0.93 |
| 3 | 5.06 | 3.64 | 1.39 | 1.25 | 25.00 | 0.12 | 19.64 | 20.58 |
| 4 | 10.55 | 5.01 | 2.11 | 1.64 | 25.00 | 0.12 | 54.04 | 74.62 |
| 5 | 13.77 | 6.63 | 2.08 | 1.63 | 25.00 | 0.12 | 69.87 | 144.49 |
| 6 | 10.81 | 7.38 | 1.46 | 1.29 | 25.00 | 0.12 | 43.46 | 187.95 |
| 7 | 3.05 | 5.96 | 0.51 | 0.64 | 25.00 | 0.12 | 6.09 | 194.04 |

Cuarta iteración con H=2.30 m.

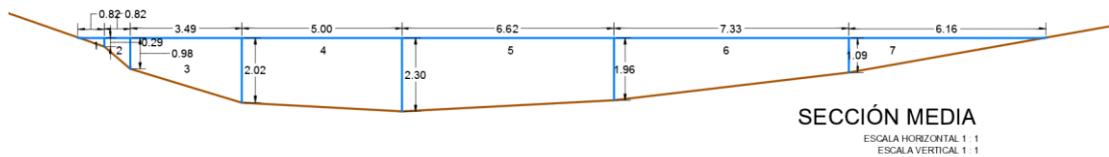


Figura 1.23 Nivel de crecida máximo H=2,30m

Tabla 1.25 Cálculo nivel de crecida máximo H=2,30m

| Sección | ai (m ²) | pi (m) | r=ai/pi (m) | ri ^{2/3} | 1/ni | S ^{1/2} | qi (m ³ /s) |
|---------|----------------------|--------|-------------|-------------------|-------|------------------|------------------------|
| 1 | 0.12 | 0.87 | 0.14 | 0.27 | 25.00 | 0.12 | 0.10 |
| 2 | 0.52 | 1.10 | 0.47 | 0.61 | 25.00 | 0.12 | 0.99 |
| 3 | 5.24 | 3.64 | 1.44 | 1.27 | 25.00 | 0.12 | 20.78 |
| 4 | 10.80 | 5.01 | 2.16 | 1.67 | 25.00 | 0.12 | 56.19 |
| 5 | 14.10 | 6.63 | 2.13 | 1.65 | 25.00 | 0.12 | 72.69 |
| 6 | 11.18 | 7.38 | 1.51 | 1.32 | 25.00 | 0.12 | 45.95 |
| 7 | 3.36 | 6.26 | 0.54 | 0.66 | 25.00 | 0.12 | 6.91 |

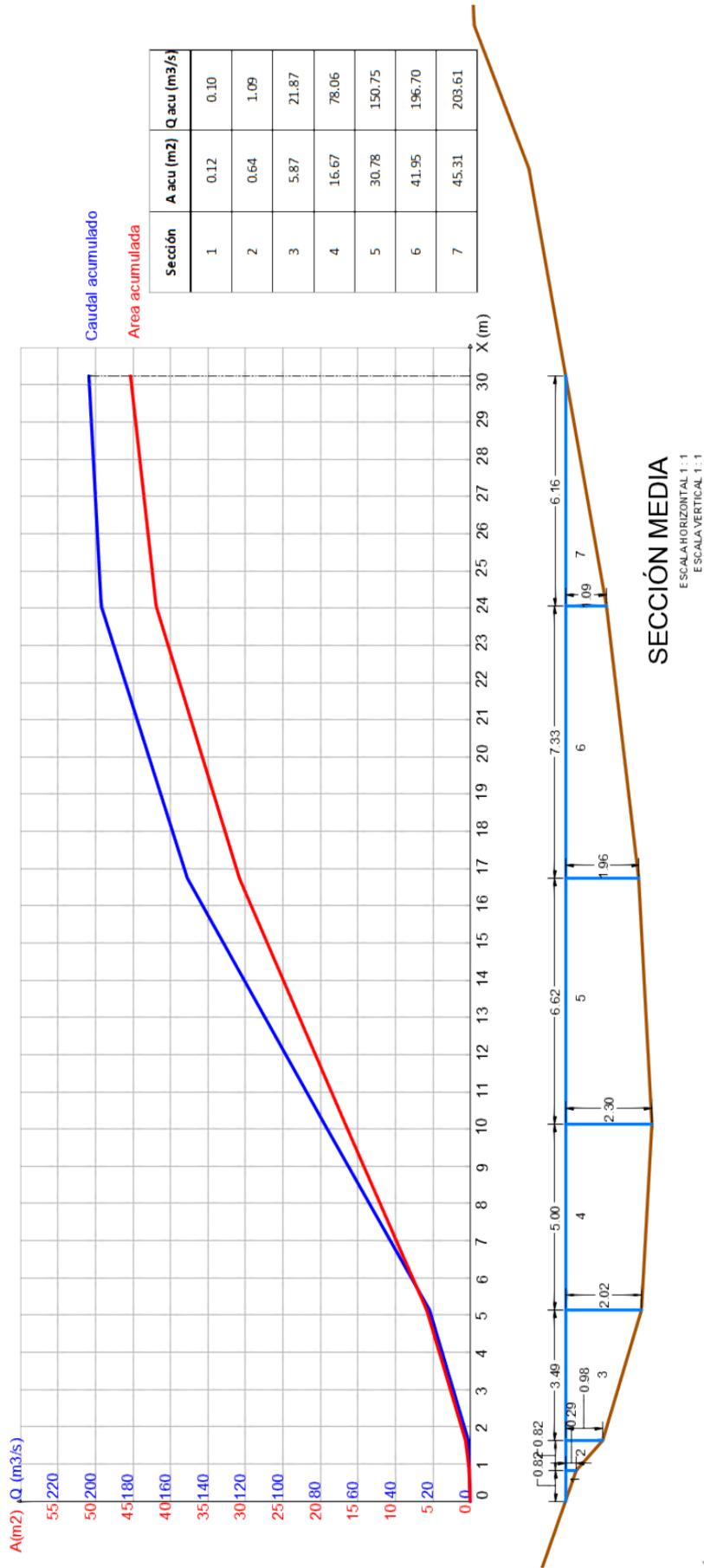


Figura 1.24 Curva de Área y Gasto acumulado

Tabla 1.26 Altura máxima NCD

| H (m) | Qd (m^3/s) |
|-------|----------------|
| 1.32 | 57.84 |
| 2.25 | 194.04 |
| 2.40 | 223.59 |

Se puede ver el cálculo de la socavación en los anexos desde el número 18 hasta el 22.

1.4.5 Conclusiones

Para determinar la pendiente media del lecho del río, se lo realizó con las diferentes alturas de las cotas de las secciones transversales del mismo, la cual es 0.016. El coeficiente de Manning para todas las subsecciones se tomó de 0.04, considerando que el río Yanuncay es sinuoso y regular.

Mediante la ayuda de las cinco secciones transversales obtenidas en los estudios topográficos, se determinó una sección media del río con la cual se realizó todos los cálculos correspondientes.

No se utilizó ningún método empírico para la determinación del caudal máximo de diseño; para aquello se recolectó información veraz y confiable sobre los máximos caudales que han transcurrido en el río Yanuncay, el cual, en nuestro caso es 198 m^3/s .

Mediante diferentes iteraciones se logró con una altura de $H=2.25m$ un caudal muy cercano al caudal de diseño, pero para efectos de seguridad se considera que el nivel máximo de crecida es de $H=2.30 m$, obteniendo un caudal que supera por muy poco al de diseño.

Finalmente se obtuvo la curva de área y gasto acumulado que es de gran importancia para determinar la abertura del puente.

CAPITULO 2

ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA

2.1 Análisis del tipo de estribo: abiertos y cerrados

2.1.1 Definición de Estribos

Los estribos son elementos estructurales de un puente que se encuentran situados en los extremos del mismo. Su función es la de soportar el tablero y las vigas de la superestructura; además de sostener en su totalidad o parcialmente los terraplenes de acceso al puente dependiendo del tipo de estribo ya sea abierto o cerrado, es decir, son muros de contención que resisten la presión lateral del suelo, la carga vehicular y peatonal, evitando el movimiento de material.

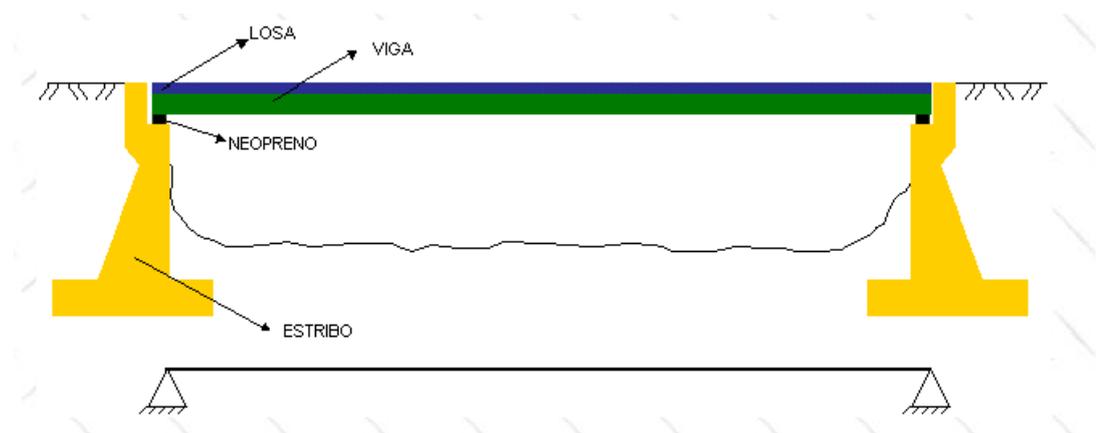


Figura 2.1 Estribos y superestructura

Fuente: (Otero)

2.1.2 Estribos cerrados

Los estribos cerrados están formados por una pared o muro continuo con un ancho igual o mayor al de la vía, que se denomina fuste, también por dos paredes o muros laterales, conocidos como aletones, cuya función es contener el talud lateral del terraplén; estos varían en altura y forman un ángulo θ que toma valores desde 0° hasta 90° . El estribo cerrado debe tener siempre aletones, ya que de otra forma el terraplén se derramaría por los bordes del fuste formando un cono de que se extendería hacia la abertura y sería fácilmente arrastrado por las crecidas.

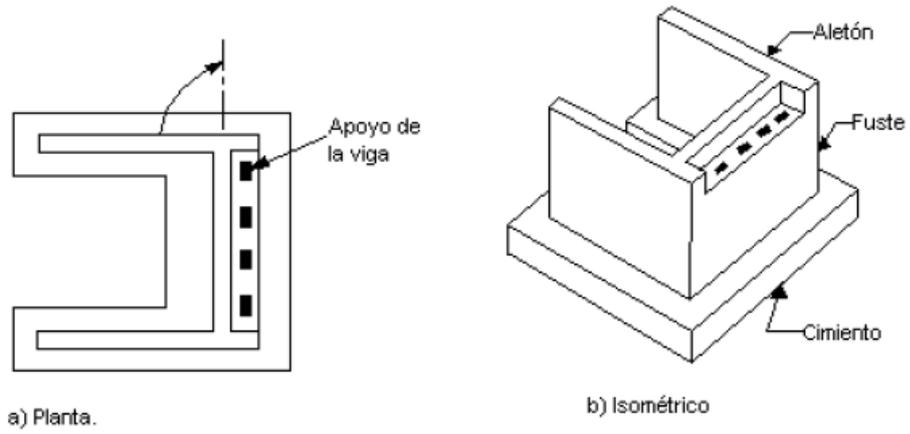


Figura 2.2 Estribo cerrado
Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

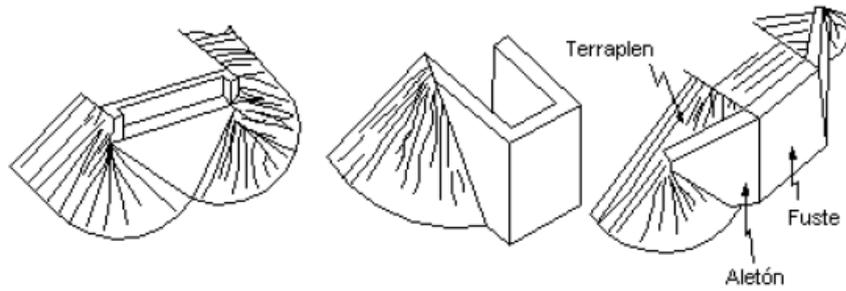


Figura 2.3 Cono de derrame del terraplén de estribo cerrado
Fuente: (Gómez Diaz, 2012)



Figura 2.4 Estribo cerrado

2.1.3 Estribos Abiertos

Los estribos abiertos se encuentran formados por el cabezal y las columnas o paramentos verticales, que a su vez se apoyan en una cimentación. Al colocar el terraplén, este se derrama entre las columnas o presiona sobre las mismas, en el primer caso formando un talud con pendiente respecto al nivel del terreno en dirección al eje de la vía, que se encuentra limitado de acuerdo al tipo de protección que se utilice. Hay que señalar que el derrame del terraplén se produce por debajo del cabezal, ya que por encima de éste existe una pantalla que impide que el terraplén se derrame entre las vigas. En el estribo abierto, el empuje de la tierra variará en dependencia de la distancia entre columnas, cuando esta distancia es pequeña, el efecto de arco en el terreno producirá un empuje equivalente al de un estribo cerrado. A medida que el espaciamiento aumenta, el empuje es menor, actuando solo una parte sobre las columnas y otra parte sobre el cabezal y la pantalla.

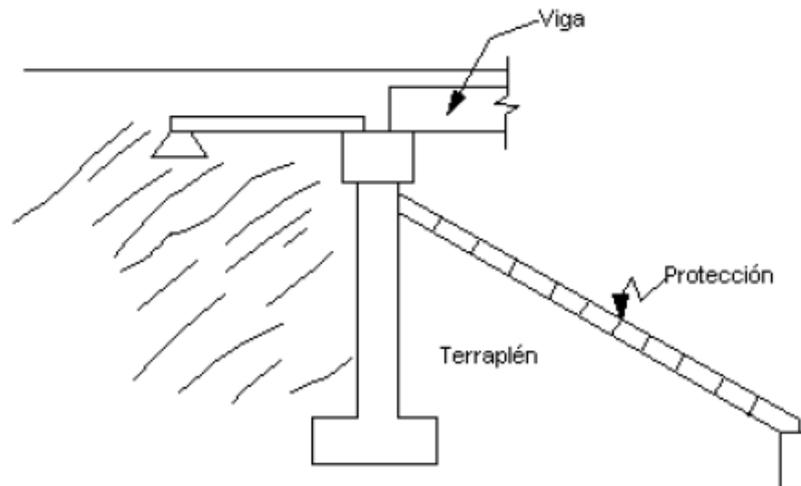


Figura 2.5 Estribo abierto

2.2 Análisis de tipo de cimientos

2.2.1 Definición de cimentación

Es la parte inferior de una estructura, y su función es la de transmitir las cargas a las que está sometida la misma al suelo de fundación. Es importante no sobrecargar al suelo, ya que en este se podrían producir asentamientos diferenciales los cuales afectarían a toda la estructura. El suelo es el primer material con el que se cuenta para una obra civil; además es importante saber que existen diferentes tipos y por ende cada uno se comportará de diferente manera. Para aquello existen varios tipos de

cimentaciones entre las más empleados en un puente tenemos: zapatas aisladas, pilotes.

2.2.2 Zapata corrida

Esta es una cimentación superficial y se apoyan directamente sobre el suelo de fundación; puede ser cuadrada o rectangular. La función es distribuir la carga de la estructura sobre un área más grande del suelo.

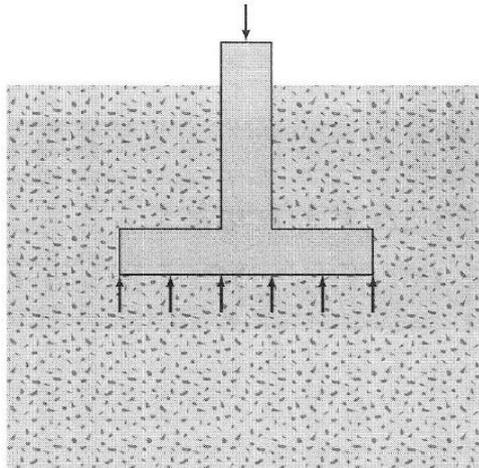


Figura 2.6 Cimentación superficial

Fuente: (Das, 2001)

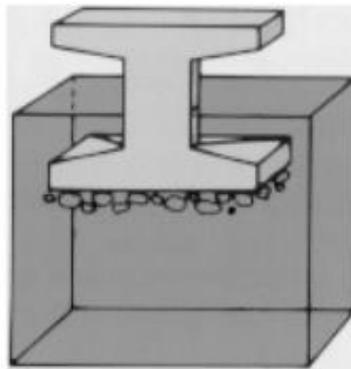


Figura 2.7 Zapata Corrida

Fuente: (Guevara, 2016)

2.3 Localización y emplazamiento del puente

Es un tema de suma importancia ya que dependiendo del lugar donde se encuentre ubicado podrá aumentar o disminuir el costo del puente, así mismo podrá ser o no una solución para un problema de tráfico.

2.3.1 Factores que influyen en la localización de los puentes

De manera general hay dos factores muy importantes que influyen en la localización de la estructura, ellos son:

- Carácter de la vía. - En cuanto al carácter de la vía es de vital importancia ya que no se consideran los mismos criterios para una vía principal que una vía secundaria.
- Topografía del terreno. - En la topografía del terreno solamente se podría decir que en la solución de puentes que vayamos a dar, la topografía tendrá un papel preponderante. Basta decir solamente que la solución de pasos (superiores e inferiores) está determinada por la topografía del terreno en el lugar de cruce.

2.3.2. Principios básicos para la localización de estribos.

Para la localización óptima de un estribo se pueden tomar en consideración los siguientes aspectos:

- Considerar el uso de una estructura elevada que resulte más económica que la continuación del terraplén de aproche, ya que el costo del terraplén dependerá del movimiento de tierras que se haga. Lo que se busca es encontrar una altura económica del terraplén.

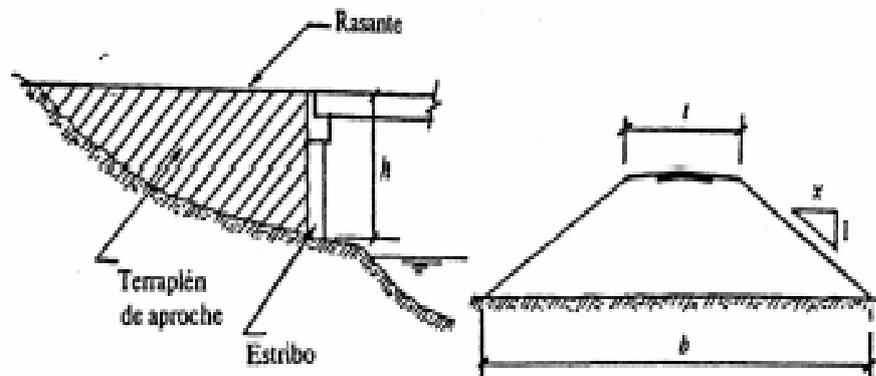


Figura 2.8 Altura máxima económica

Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

- Analizar si es factible la introducción de los terraplenes de aproche dentro del cauce del río; de tal forma que las obstrucciones al paso del agua permanezcan permisibles. En caso de introducir los terraplenes dentro del valle de inundación, se necesita una abertura mínima y para aquello una altura; se recomienda comparar dicha altura con la económica.
- El costo de construcción y mantenimiento que tendrán los estribos.
- El tráfico que se ocasionará en el punto de emplazamiento del puente durante el tiempo que se efectúe la construcción.
- El tiempo de construcción que se necesitará para realizar todas las obras necesarias
- El movimiento, corte o relleno de tierra que se tenga que efectuar.
- La disponibilidad de los materiales a emplearse.
- El área de socavación a los que estará sometida los estribos en caso de existir.
- Dimensionamiento previo.
- El grado de incertidumbre de la información disponible.
- Posibilidad de falla de los estribos.
- Consecuencia de la falla de los estribos.

2.3.3 Dimensionamiento preliminar de los estribos

2.3.3.1 Estribos masivos

A continuación, se dan unos valores referenciales para el pre dimensionamiento de un estribo conociendo las cotas de la rasante y la profundidad a la que irá el cimiento:

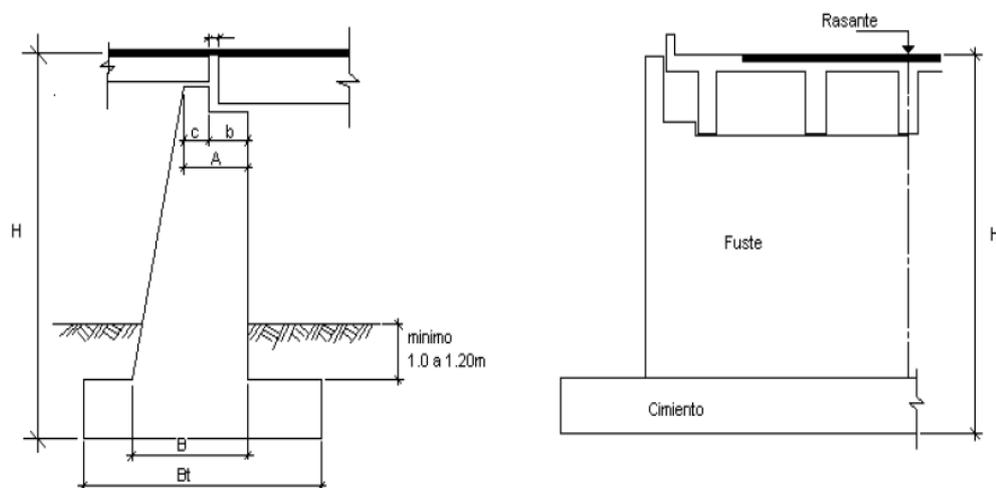


Figura 2.9 Dimensionamiento de estribos masivos

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

El valor de A es la suma del asiento de la superestructura, el espacio libre para el desplazamiento y giro de las vigas y el asiento de la losa de enfoque. Se puede calcular el valor de A con la siguiente fórmula:

$$A = 0.005 * H^2$$

La altura del cimiento es determinada por las condiciones de resistencia y rigidez y en función de los criterios geotécnicos, aunque también se puede calcular por la expresión:

$$h = \frac{H}{12} + 0.30$$

El valor de Bt se puede determinar según la expresión:

$$Bt = B + (1m \text{ a } 2m)$$

2.3.3.2 Estribos abiertos

En caso de ser un estribo abierto, el talud del terraplén derrama hacia el cauce del río en dirección perpendicular al estribo, con un talud de pendiente mínima 1,5:1, lo cual hace que el estribo se desplace aproximadamente 1,5H en relación con un estribo vertical cerrado, siendo H la altura desde el terreno hasta el borde inferior del cabezal. Quiere decir esto que el puente tendrá una longitud mayor, con un incremento de aproximadamente 3H en relación con el puente de estribo cerrado, y con el terreno horizontal en la zona del estribo, es decir, en el caso que el puente sea de $H = 6m$, el puente aumentará en longitud del orden de $3H=18m$, en el supuesto que el talud sea 1,5:1 y el terreno horizontal.

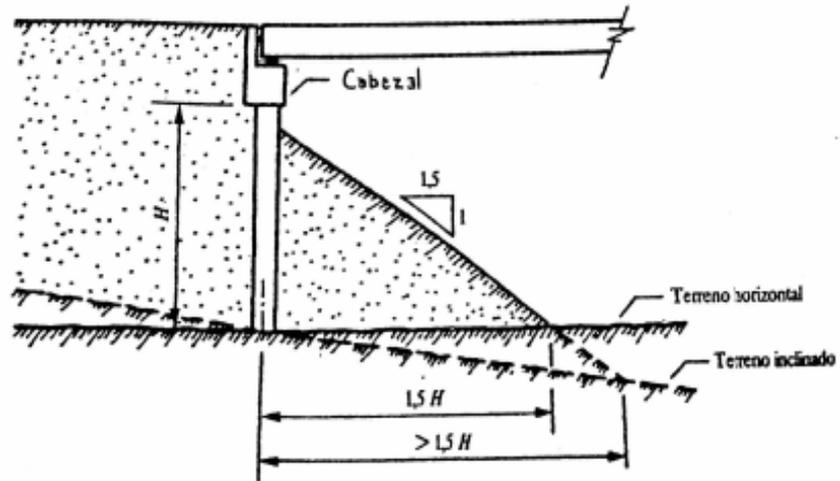


Figura 2.10 Dimensionamiento estribos abiertos

Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

2.3.3.3 Tipos de falla en estribos

Los estribos pueden verse sometidos a diferentes fallas ya sea por deslizamiento, estabilidad global, vuelco, por cortante y estructural.

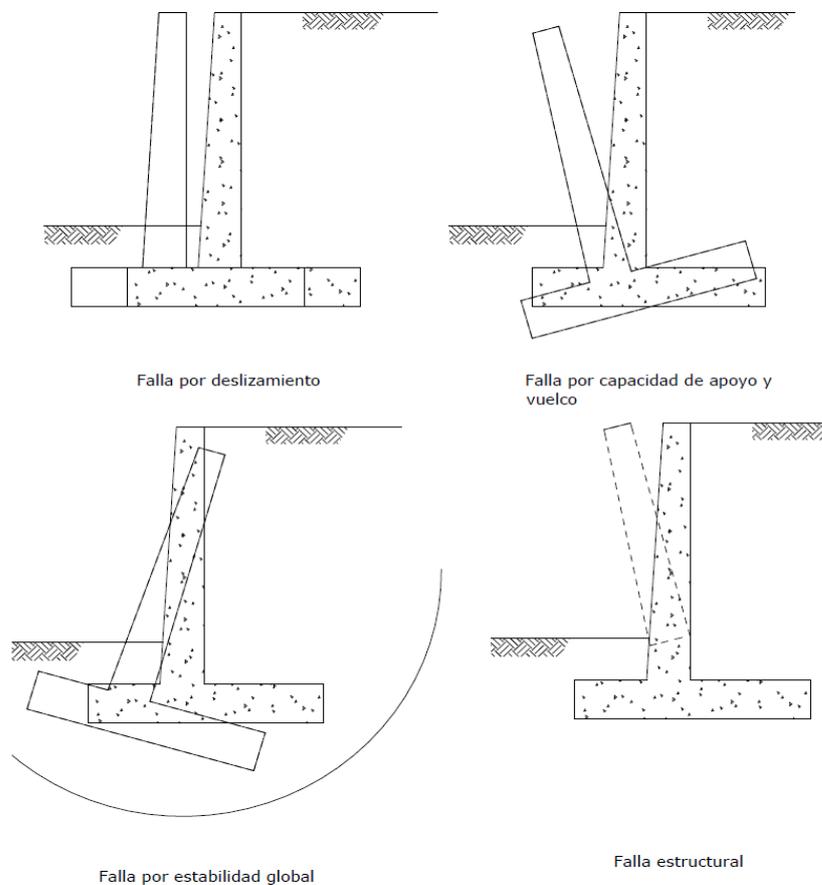


Figura 2.11 Tipos de falla en estribos

Fuente: (Ramírez Ochoa & Leon Avila, 2010)

2.3.4 Ubicación del puente

El puente se encontrará ubicado en la zona de la Universidad del Azuay y unirá la Av. 24 de Mayo y la Av. 27 de Febrero, el propósito de este es disminuir el tráfico generado en los puentes La Asunción y el puente de la Av. 24 de Mayo y Av. Gapal.

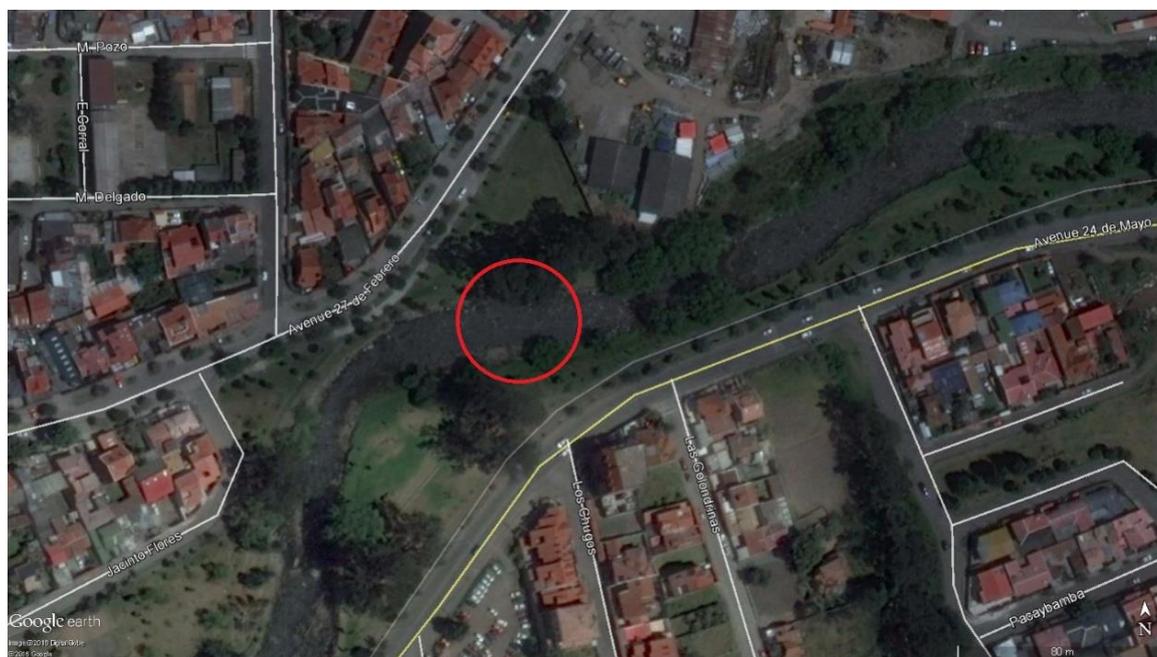


Figura 2.12 Ubicación del puente

Fuente: (Google Earth, 2016)

2.3.4.1 Emplazamiento del puente

Las siguientes condiciones definen un correcto emplazamiento de un puente sobre un curso de agua:

- Márgenes firmes.
- Menor ancho de cauce.
- Sección transversal sin desbordes durante los caudales de crecida.
- Emplazamiento ubicado en un tramo recto de río.
- El ángulo de cruce muy próximo a 90°.
- Cauce estable sin erosiones ni socavaciones.

En la actualidad, el lugar de emplazamiento de un puente está fuertemente condicionado por la traza de la ruta o vía férrea de la que forma parte. Con las facilidades constructivas que existen, técnicamente es posible salvar un río sin que la configuración de su cauce plantee un problema imposible de resolver. Sin embargo,

los emplazamientos inadecuados desde el punto de vista de la configuración del cauce, generan obras de mayor inversión inicial e importantes y continuos gastos de mantenimiento. Se impone entonces, en los cruces de ríos de alguna importancia, un estudio técnico-económico comparativo entre varias alternativas. Estos estudios contemplarán soluciones que proporcionen la mejor traza para el camino versus, una traza definida por un emplazamiento óptimo en lo referente a la morfología del cauce.

El puente servirá como una alternativa al tráfico producido en la Universidad del Azuay, ayudando a que el flujo de vehículos sea menor en los puentes ya construidos en esta zona.

2.4 Análisis para determinar la altura de los puentes sobre corrientes de agua

Para determinar la altura de los puentes sobre corrientes de agua, se debe seguir los siguientes pasos:

- Determinar el caudal de diseño para un período de retorno determinado cuya probabilidad se encuentra establecido en las normas, es decir, hallar el nivel del agua para un caudal de diseño. Aquí se analiza si existen obstrucciones a la corriente.
- Calcular las curvas de área y caudal acumulados. Lo que se busca son las características de circulación del caudal de diseño. Lo primero que se tiene que encontrar es el nivel de crecida de diseño (NCD) que circula por el cauce del río, y, posteriormente determinar las perturbaciones originadas en el río en caso de existir.
- Para determinar el nivel del agua para el caudal de diseño se utiliza la fórmula de Manning, ya vista en la sección 1.4.3.1.
- Para utilizar la fórmula de Manning se requiere de una sección media de la corriente en la zona de cruce mediante estudios topográficos, así como la rugosidad y las pendientes, además se supone que lecho del río no se altera por socavación.
- La sección media de la corriente es el promedio de las secciones que se obtengan.
- Para realizar esto se lo puede hacer con tres secciones mínimo; la primera en el punto donde se emplazará el puente y las otras dos a una distancia determinada aguas arriba y aguas abajo, esto dependerá de la configuración que tenga el río, mientras más irregular sea más secciones se necesitarán.

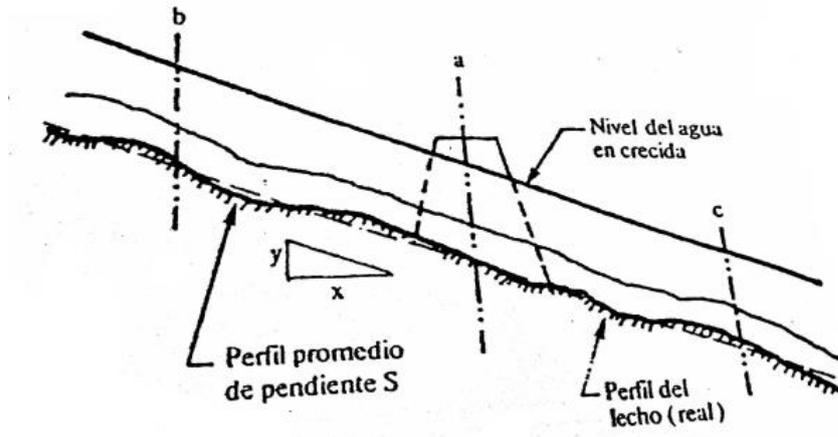


Figura 2.13 Nivel del agua en crecida
 Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

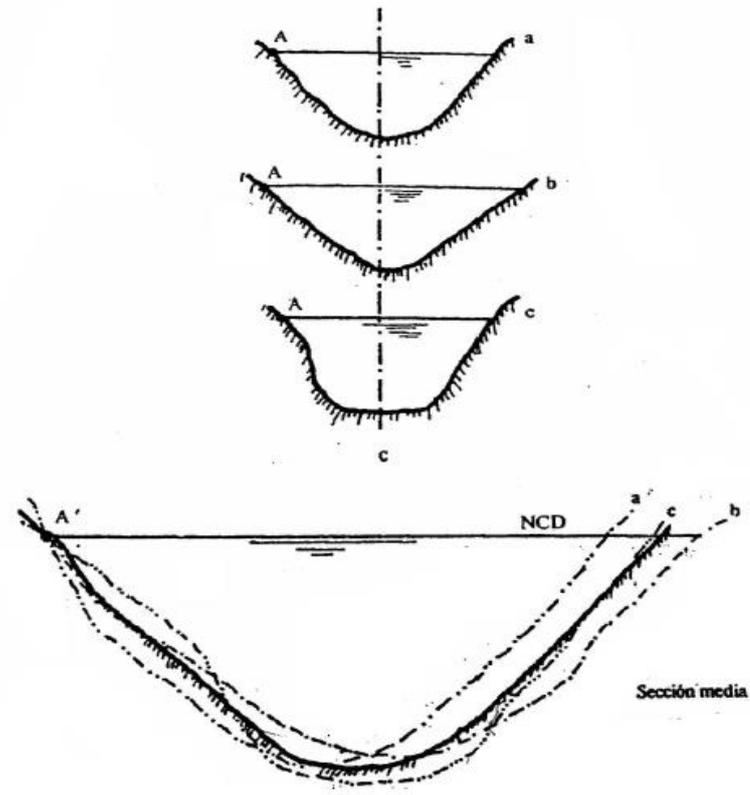


Figura 2.14 Secciones transversales
 Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

Conocido el caudal de diseño lo que se busca es aplicar la fórmula de Manning y mediante un proceso de tanteo y la suposición de una altura del agua encontrar un caudal y compararlo con el caudal de diseño, este proceso se aplica hasta que los dos caudales sean iguales o muy cercanos.

En el lecho de un río se presentan alineaciones, pendientes y secciones transversales irregulares o variables por lo que se recomienda que la fórmula de Manning sea aplicada en tramos, es decir, subsecciones. En definitiva, el número de subsecciones vendrán dado por los cambios en la rugosidad o en la pendiente. Además, se recomienda que las subsecciones sean figuras geométricas como rectángulos, triángulos o trapecios para facilitar los cálculos. Se procede a calcular los caudales en cada subsección con la altura fijada previamente.

Ahora bien, la mejor herramienta para conocer la distribución de las áreas y los caudales en la sección transversal del río son las llamadas curvas de área y caudal acumulados, las cuales una vez realizadas permiten conocer el área o el caudal que circula por cualquier subsección, y además permitirá escoger la ubicación de la abertura hidráulica necesaria para que la longitud del puente sea la mínima. En conclusión, permite conocer parámetros importantes para la determinación de la abertura y la altura del puente.

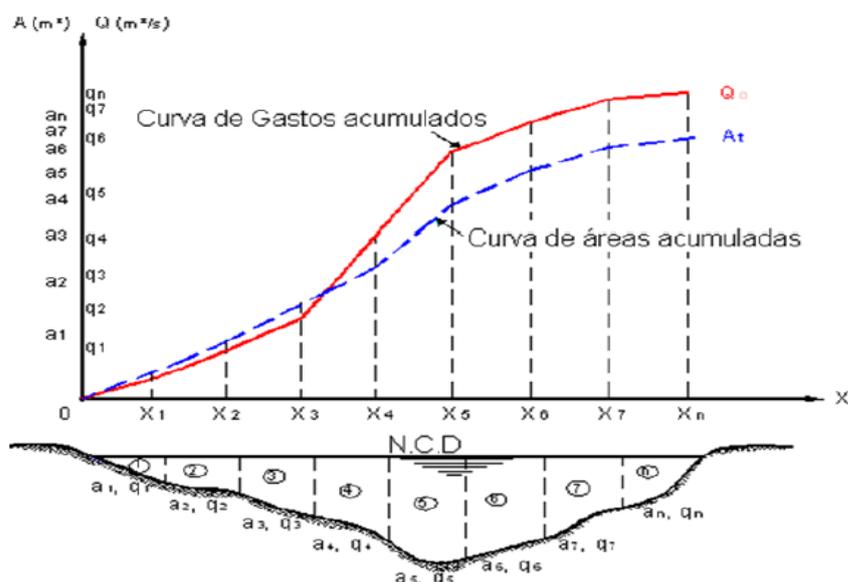


Figura 2.15 Curva de área y gasto acumulado

Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

Determinar la altura de remanso en caso de existir ya que esta se produce cuando hay la presencia de una constricción a la corriente. Esta se produce aguas arriba a una longitud determinada.

Para calcular la altura de remanso se la puede realizar mediante la fórmula soviética:

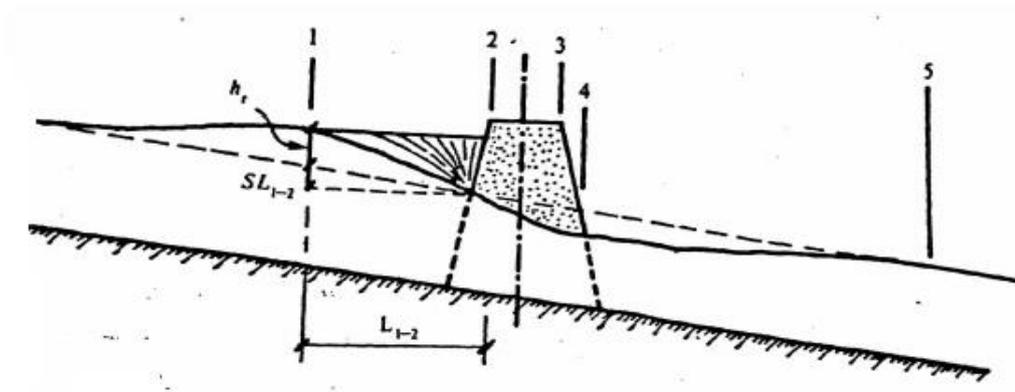


Figura 2.16 Altura de remanso

Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

$$hr = \eta * (V_2^2 - V_m^2)$$

Dónde:

- hr = altura máxima de remanso
- η = coeficiente de remanso
- V_2 = velocidad media del agua en la sección 2
- V_m = velocidad media del agua en la sección transversal de la corriente en el supuesto de que no hay constricción.

Para la determinación de la velocidad media del agua en la sección 2 se obtiene según la expresión:

$$V_2 = \frac{Q_D}{A_2 * \mu}$$

Dónde:

- A_2 = Área hidráulica que corresponde a la longitud de abertura.
- μ = Coeficiente de contracción.

$$V_m = \frac{Qd}{At}$$

Dónde:

- At = área de la sección transversal de todo el cauce.

Tabla 2.1 Coeficiente de remanso

| Características del río | η |
|--|-------------|
| Ríos montañosos o ríos pequeños valles de inundación, cuando $\eta_{bp} < 20\%$ | 0.05 ~ 0.07 |
| Ríos semimontañosos o ríos con mayor valle de inundación, cuando $21\% < \eta_{bp} < 40\%$ | 0.07 ~ 0.10 |
| Ríos llanos $41\% < \eta_{bp} < 60\%$ | 0.10 ~ 0.13 |
| Ríos llanos $61\% < \eta_{bp} < 80\%$. | 0.13 ~ 0.17 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

Tabla 2.2 Valores de coeficiente de contracción

| Velocidad (m/s.) | Longitud de las luces libres, en (m). | | | | | |
|---------------------|---------------------------------------|------|------|------|------|-------|
| | < 10 | 15 | 20 | 30 | 50 | > 100 |
| < 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 1.0 | 0.96 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 1.0 | 1.0 |
| 1.5 | 0.94 | 0.97 | 0.97 | 0.99 | 0.99 | 1.0 |
| 2.0 | 0.93 | 0.95 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 |
| 2.5 | 0.90 | 0.94 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.99 |
| 3.0 | 0.89 | 0.93 | 0.95 | 0.96 | 0.98 | 0.99 |
| 3.5 | 0.87 | 0.92 | 0.94 | 0.96 | 0.98 | 0.99 |
| 4.0 | 0.85 | 0.91 | 0.93 | 0.95 | 0.97 | 0.99 |
| > 4.0 | 0.85 | 0.91 | 0.93 | 0.95 | 0.97 | 0.99 |

Fuente: (Gómez Diaz, 2012)

2.5 Revisión y determinación de cargas a usar

En el diseño de puentes son consideradas las cargas que pueden actuar sobre la estructura durante la vida útil. Las cargas son todas las acciones que generen sollicitaciones internas en los elementos y pueden ser fuerzas o deformaciones.

Las cargas a considerar, en general son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno.
- Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.

- Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos.
- Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos.
- Fuerza sísmica de la superestructura y de la subestructura.

Las cargas y acciones en la superestructura son transmitidas a la subestructura mediante aparatos de apoyo y en dos direcciones de plano, que son la vertical y horizontal que esta a su vez se divide en horizontales transversales y normales. Entre las acciones verticales tenemos el peso propio de la superestructura y de los accesorios, acción del pretensado, presión debida al peso del relleno, las cargas verticales móviles, cargas permanentes de estribos y cargas de construcción. Entre las acciones horizontales normales tenemos la presión debida al peso del relleno, presión hidrostática, presión del suelo bajo carga vertical móvil, retracción del hormigón, frenado y arranque de los vehículos, viento, sismo. Entre las acciones horizontales transversales tenemos; la fuerza centrífuga y los impactos horizontales transversales de las cargas móviles.

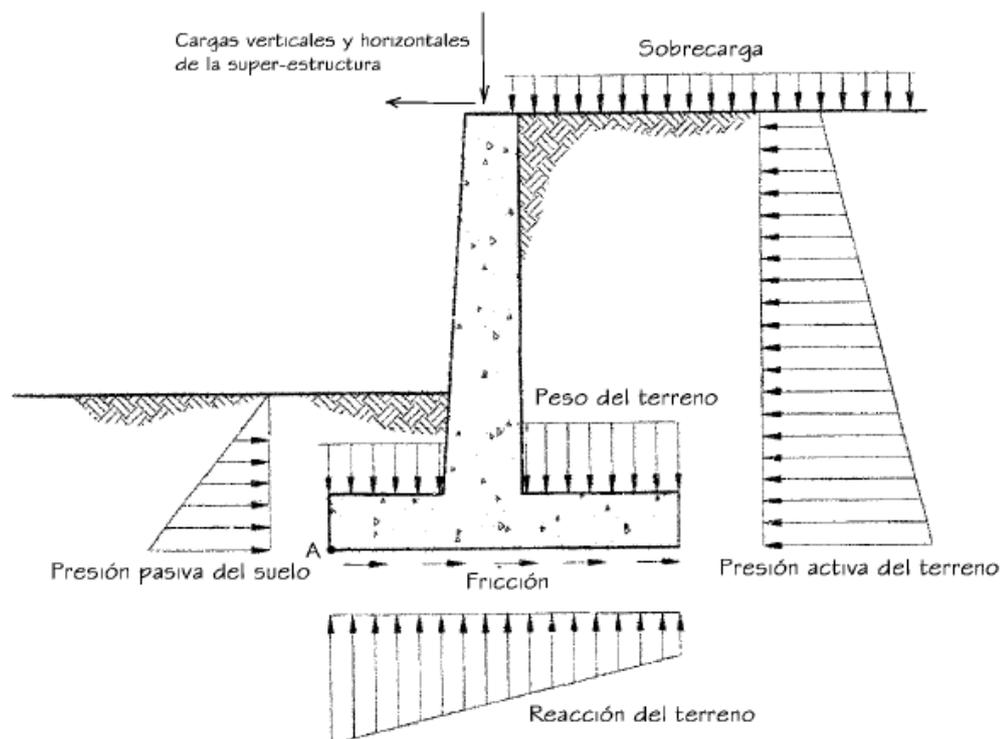


Figura 2.17 Cargas típicas en estribo

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

2.5.1 Cargas Permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que permanecen a lo largo de la vida útil de la estructura, pudiendo ser estas el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales, el peso propio de las superficies de rodamiento, el empuje del suelo, etc. A continuación, tenemos una tabla de densidades con las que se pueden calcular el peso de los elementos del puente dependiendo del material

Tabla 2.3 Densidades

| Material | | Densidad (kg/m ³) |
|--|---|-------------------------------------|
| Aleaciones de aluminio | | 2800 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | | 2250 |
| Hierro fundido | | 7200 |
| Escoria | | 960 |
| Arena, limo o arcilla compactados | | 1925 |
| Hormigón | Agregados de baja densidad | 1775 |
| | Agregados de baja densidad y arena | 1925 |
| | Densidad normal con $f'c \leq 35$ Mpa | 2320 |
| | Densidad normal con $35 < f'c \leq 105$ Mpa | $2240 + 2,29 f'c$ |
| Arena, limo o grava sueltos | | 1600 |
| Arcilla blanda | | 1600 |
| Grava, macadán o balasto compactado a rodillo | | 2250 |
| Acero | | 7850 |
| Sillería | | 2725 |
| Madera | Dura | 960 |
| | Blanda | 800 |
| Agua | Dulce | 1000 |
| | Salada | 1025 |
| Elemento | | Masa por unidad de longitud (Kg/mm) |
| Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía | | 0.3 |

Fuente: (American Association of State Highway And Transportation Officials, 2007)

2.5.1.1 Empuje de Tierras

Los diferentes empujes, activo (k_a) y pasivo (k_p); se obtienen por las fórmulas propuestas por Coulomb y Rankine respectivamente en sus teorías sobre el empuje de tierra.

2.5.1.1 Presión Activa de Tierra de Coulomb

En 1776 Coulomb planteo una teoría para calcular la presión lateral de la tierra, pero a diferencia de Rankine este sí consideró la fricción que se produce en el muro. Bajo presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa del suelo como se muestra a continuación:

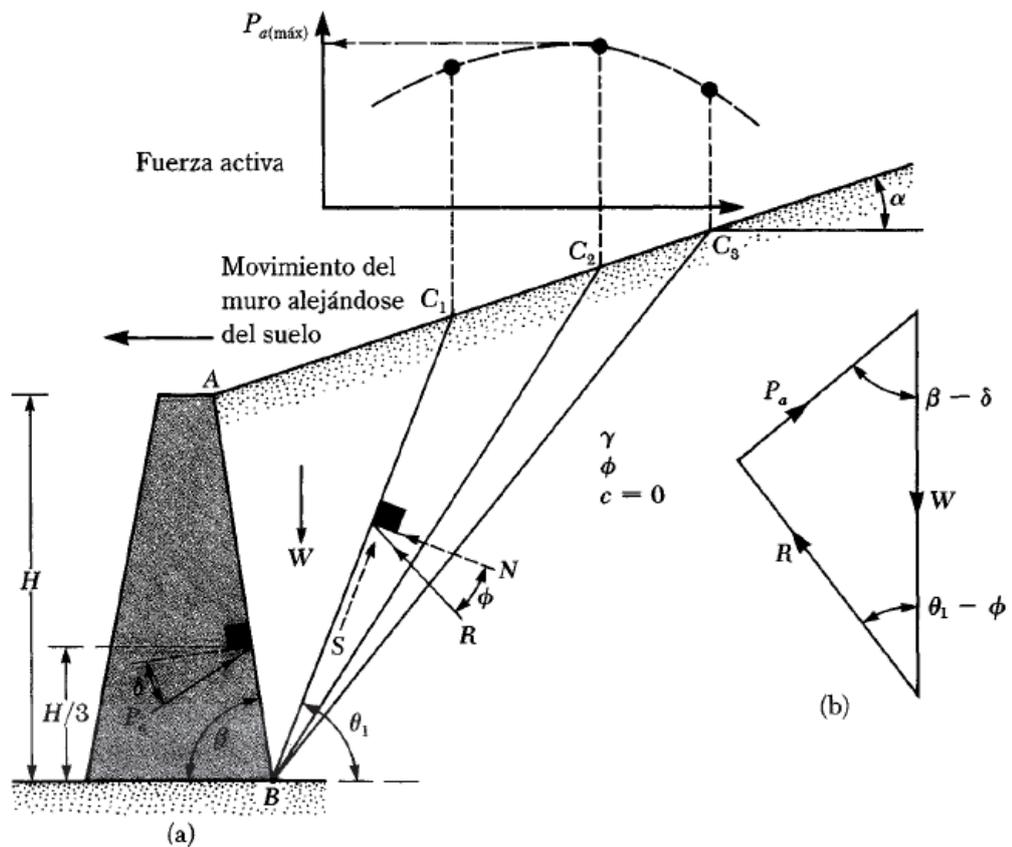


Figura 2.18 Presión activa de Coulomb

Fuente: (Das, 2001)

Dónde:

- P_a = fuerza activa por longitud unitaria del muro.
- δ = ángulo de inclinación de P_a respecto a la normal al respaldo del muro.
- θ_1 = ángulo de inclinación de la espaldada del muro con respecto a la horizontal.
- α = ángulo de inclinación del relleno con la horizontal (siendo el relleno un suelo granular).
- ϕ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro o ángulo de fricción del muro, considerando un valor entre $\frac{1}{2}\phi$ y $\frac{2}{3}\phi$.

- W = peso de la cuña.
- R = resultante de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie BC_1 .
- Φ = ángulo de inclinación de R respecto a la normal a la superficie BC_1 .

La presión activa de Coulomb se calcula con la siguiente expresión:

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

Dónde:

- k_a = coeficiente de presión activa de Coulomb

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- H = altura del muro.

La línea de acción de la resultante P_a actúa a una distancia de $1/3 H$ arriba de la base del muro.

2.5.1.1.2 Presión Pasiva de Tierra de Rankine

En la teoría propuesta de Rankine no se toma en cuenta la fricción del muro con el relleno, esta presión ocurre cuando el suelo es sometido a una tensión límite de confinamiento mediante fuerza externa.

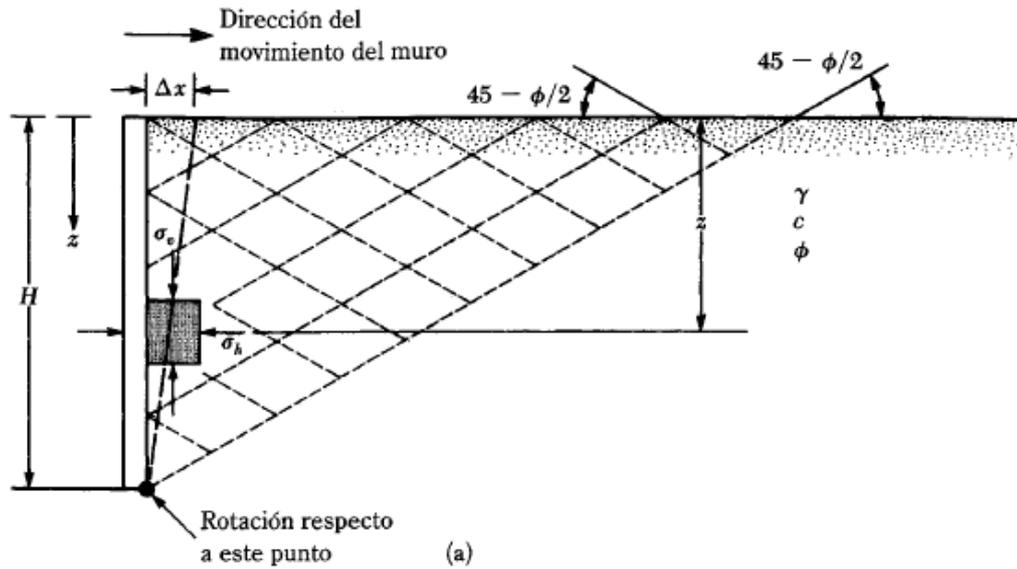


Figura 2.19. Presión pasiva de Rankine

Fuente: (Das, 2001)

Para calcular la presión pasiva de Rankine utilizamos la siguiente expresión:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p + 2cH \sqrt{k_p}$$

Dónde:

- k_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

- ϕ = ángulo de fricción del suelo.

Las magnitudes aproximadas de los movimientos del muro, Δx , requeridos para desarrollar la falla bajo condiciones son:

Tabla 2.4 Movimiento del muro para condición pasiva según el tipo de suelo

| Tipo de suelo | Movimiento del muro para condición pasiva, Δx |
|----------------|---|
| Arena densa | 0,005 H |
| Arena suelta | 0,01 H |
| Arcilla firme | 0,01 H |
| Arcilla blanda | 0,05 H |

Fuente: (Das, 2001)

2.5.2 Carga Sísmica

El puente que se plantea en el sector de la Universidad del Azuay debe resistir los movimientos telúricos de la zona, en el caso de la carga sísmica, esta afecta a toda la estructura y se calculan como si se trataran de cargas estáticas y cargas que producen un efecto dinámico. De acuerdo a las normas AASHTO se deben seguir los siguientes principios:

- La estructura debe resistir sismos leves sin que los componentes salgan del rango elástico y sin sufrir daños importantes.
- Para el diseño se utilizarán movimientos del suelo y fuerzas reales.
- La estructura del puente debe ser capaz de soportar vibraciones prolongadas sin colapsar, y los daños serán detectables para reparar.

2.5.2.1 Fuerzas sísmicas de diseño

Son aquellas fuerzas laterales resultantes de la distribución del cortante basal de diseño, siendo esta la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, aplicando el sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo a lo especificado en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

$$V = \% \text{ fuerza horizontal } * W$$

2.5.2.2 Cortante Basal de Diseño V

El cortante basal total de diseño se determinará mediante:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

- I = Coeficiente de importancia.
- S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- T_a = Período de vibración.
- R = Factor de reducción de resistencia sísmica.
- ϕ_P = Factor de configuración en planta.

- ϕ_E = Factor de configuración en elevación.
- W = Carga sísmica reactiva.

Nota:

- Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva $S_a(T)$ mediante el factor Z .
- Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas de peligro sísmico para los distintos modos de vibración; estos valores se substituirán al factor Z para diseñar la curva $S_a(T)$, verificando que la aceleración espectral de diseño, no sea menor que la obtenida con el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

2.5.2.2.1 Zonas sísmicas y factor de zona Z

El valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo al siguiente mapa:

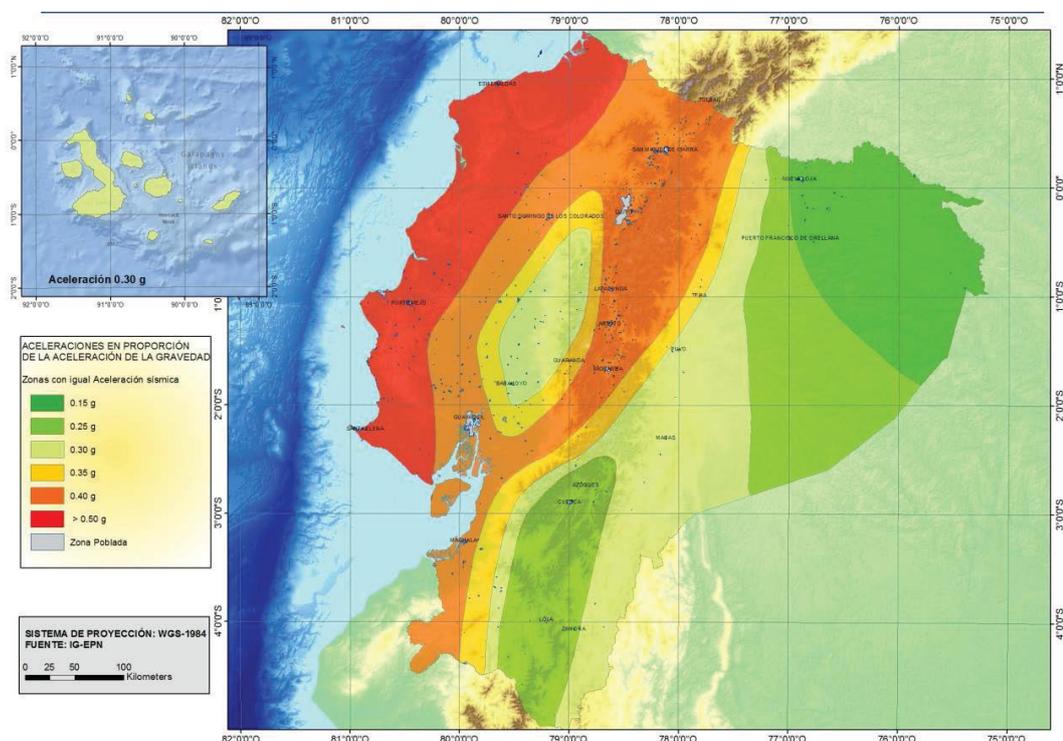


Figura 2.20 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tabla 2.5 Zona sísmica de acuerdo a la ubicación del proyecto

| Ciudad | Provincia | Cantón | Zona |
|--------|-----------|-------------|------|
| Cuenca | Azuay | Huaynacapac | II |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tabla 2.6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

| Zona sísmica | I | II | III | IV | V | VI |
|------------------------------------|------------|------|------|------|------|----------|
| Valor factor Z | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | >0.50 |
| Categorización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy Alta |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

2.5.2.2.2 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

El tipo de estructura que se construirá se clasificará dentro de una de las categorías establecidas y se aplicará el factor de importancia I que corresponda.

Tabla 2.7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coficiente |
|-----------------------------------|---|------------|
| Edificaciones esenciales | Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5 |
| Estructuras de ocupación especial | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente. | 1.3 |
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores. | 1.0 |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

2.5.2.2.3 Determinación del coeficiente C

- Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Este se determinará en base a las características del suelo en el que cimentará la estructura. En la siguiente tabla se tomará el perfil que se adapte mejor a la realidad del suelo.

Tabla 2.8 Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

| Perfil Tipo | Descripción | S | Cm |
|-------------|-----------------------------------|------|-----|
| S1 | Roca o suelo firme | 1.0 | 2.5 |
| S2 | Suelos intermedios | 1.2 | 3.0 |
| S3 | Suelos blandos y estrato profundo | 1.5 | 2.8 |
| S4 | Condiciones especiales de suelo | 2.0* | 2.5 |

(*): Este valor debe tomarse como mínimo, y no sustituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

- Periodo de Vibración T

Existen 2 métodos aproximados para calcular el periodo de vibración de la estructura. El valor de T obtenido al utilizar estos métodos, es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar, sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

A continuación, se describirá el método 1 establecido en la NEC:

❖ Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^a$$

Donde:

- C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.
- h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Tabla 2.9 Tipos de estructura para el periodo de vibración T

| Tipo de estructura | Ct | a |
|--|-------|------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

2.5.2.2.4 Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_p

El coeficiente Φ_p se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, utilizando la siguiente expresión:

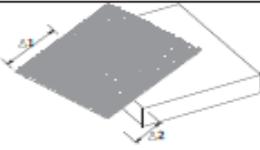
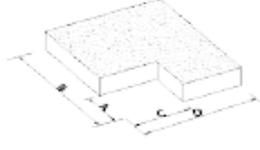
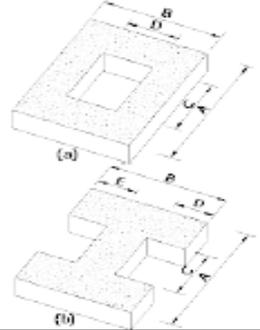
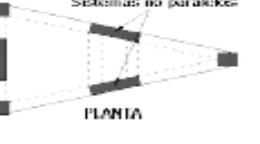
$$\Phi_p = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Donde:

- Φ_{PA} = Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.
- Φ_{PB} = Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.
- Φ_{Pi} = Coeficiente de configuración en planta.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas, en ninguno de sus pisos, Φ_p tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

Tabla 2.10. Coeficientes de irregularidad en planta

| | |
|--|---|
| <p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p> |  |
| <p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p> |  |
| <p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p> |  |
| <p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p> |  |
| <p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p> | |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

2.5.2.2.5 Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_E

El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, utilizando la siguiente expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

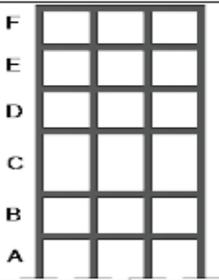
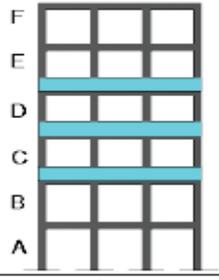
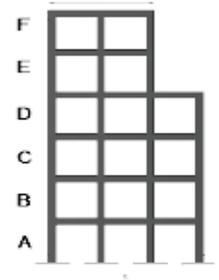
Donde:

- Φ_{EA} = Mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

- $\Phi_{EB} =$ Mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.
- $\Phi_{Ei} =$ Coeficiente de configuración en planta.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas, en ninguno de sus pisos, $\Phi_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación.

Tabla 2.11 Coeficientes de irregularidad en elevación

| | |
|--|---|
| <p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p> |  |
| <p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p> |  |
| <p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p> |  |
| <p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p> | |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

2.5.2.2.6 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones, se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad.

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura.
- Tipo de suelo.
- Período de vibración considerado.
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

Existen dos grupos de estructuras: sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural, resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en las siguientes tablas:

Tabla 2.12 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|--|----------|
| Sistemas Duales | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales). | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas). | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. | 7 |
| Pórticos resistentes a momentos | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. | 8 |
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado | 5 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda | 5 |

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

2.5.2.3 Acción del sismo

Los estribos aparte de resistir la carga de la superestructura también debe resistir el empuje de tierras, el cual bajo la acción de un sismo se ve aumentado debido a la aceleración horizontal de la masa retenido del terreno.

2.5.2.3.1 Método de Mononobe – Okabe

El método de Mononobe – Okabe simula el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla actuando sobre un muro de contención. Este método es similar a la teoría de la cuña deslizante de Coulomb, con la diferencia de que toma en cuenta dos acciones adicionales; las componentes vertical y horizontal producidas por el sismo. Este método es aplicable cuando:

- El muro no está restringido y es capaz de deformar lo suficiente para accionar la presión activa del terreno retenido.
- El terreno de relleno es no cohesivo y no saturado.
- La cuña activa de suelo que define la superficie de falla y carga el muro, es plana.
- Las aceleraciones son uniformes a través de la masa de suelo retenido.

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{ae}$$

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\phi\beta \pm \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta')\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

Dónde:

- k_{ae} = coeficiente de presión activa de la tierra.
- g = aceleración de la gravedad (m/seg²).
- γ = densidad del suelo (kg/m³).
- H = altura del terreno retenida por el muro (mm).
- k_h = coeficiente de aceleración horizontal.

- k_v = coeficiente de aceleración vertical.
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.
- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo.
- β = ángulo de inclinación del muro con la vertical (sentido negativo).

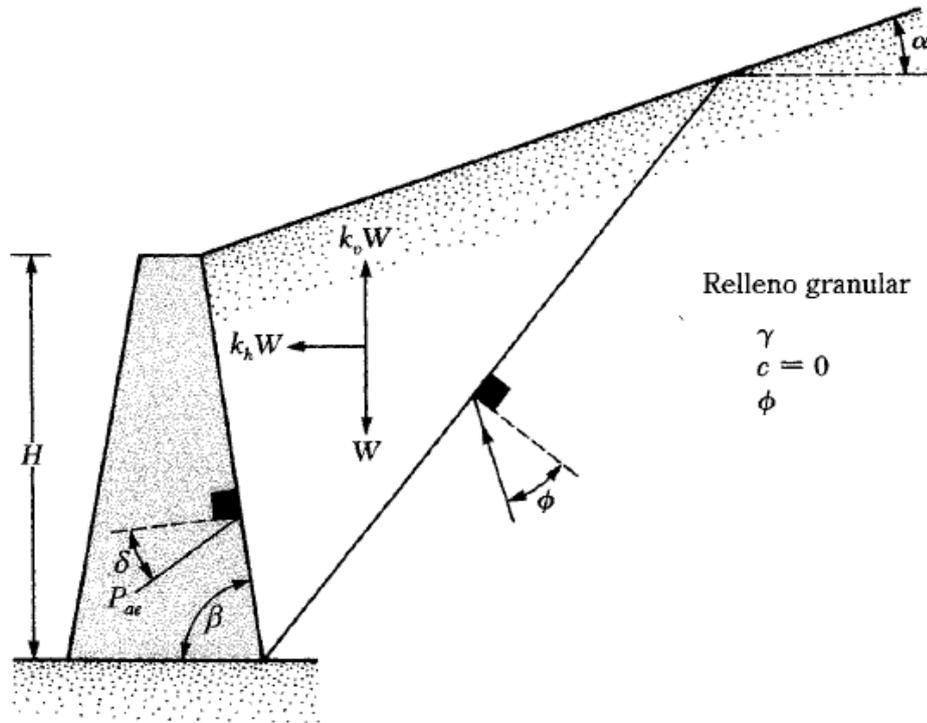


Figura 2.21 Solución Mononobe Okabe

Fuente: (Das, 2001)

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente de aceleración vertical, k_v , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal, k_h , se toma como $k_h = 0.5A$, para muros donde es posible movimientos horizontales de hasta aproximadamente $250A$ mm. (p.e.: muros de gravedad, en voladizo, etc.), y $k_h = 1.5A$, para muros en que el desplazamiento horizontal es cero (p.e.: estribos integrales, muros anclados, etc.). Siendo A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal (% g)

A diferencia de la presión activa de tierra de Coulomb, la resultante de la presión de tierra, no actúa a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro. El procedimiento siguiente se usa para obtener el punto de aplicación de la fuerza resultante P_{ae} ;

1. Se calcula P_{ae} usando la ecuación anteriormente descrita.
2. Se calcula la presión activa de tierra de Coulomb.

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

3. Calcular:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

4. Suponer que P_a actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro (ver figura 2.22).
5. Suponer que ΔP_{ae} actúa a una distancia $0.6H$ desde el fondo del muro (Ver figura 2.22).
6. Calcular la localización de la resultante con la expresión:

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}}$$

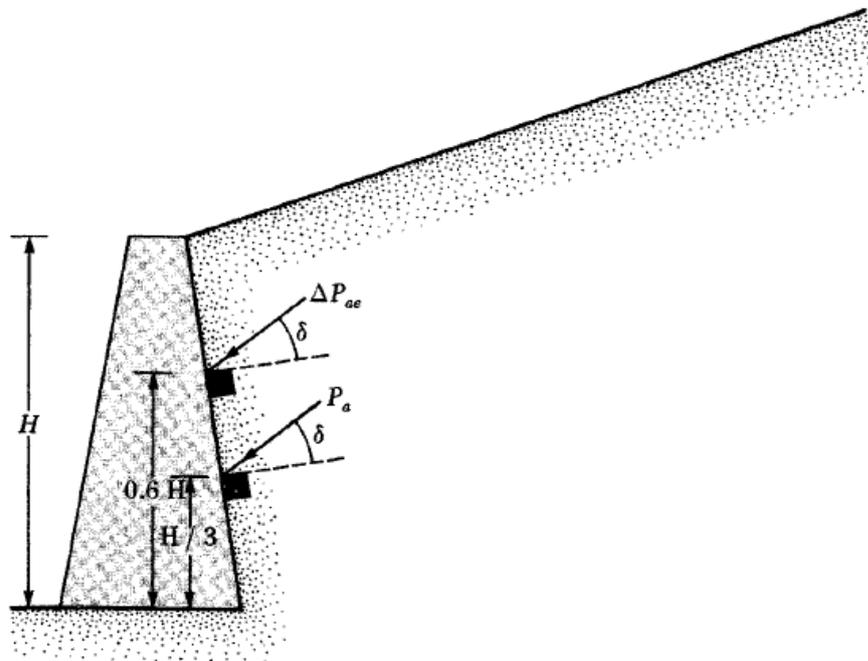


Figura 2.22 Determinación de la línea de acción de P_{ae}

Fuente: (Das, 2001)

2.5.3 Cargas vivas

Las cargas vivas se refieren a cargas que no son permanentes, es decir son cargas debido a los movimientos dinámicos de vehículos, peatones, maquinaria, acumulaciones de agua, etc. La AASHTO permite una reducción en la magnitud de

las cargas vivas, dependiendo del número de carriles que se encuentran cargados, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.13 Porcentaje de reducción de carga viva

| Numero de carriles | Porcentaje de reducción |
|--------------------|-------------------------|
| 1 y 2 | 0 |
| 3 | 10 |
| 4 o más | 25 |

Fuente: (American Association of State Highway And Transportation Officials, 2007)

2.5.3.1 Fuerza Longitudinal o Fuerza de Frenado

Es la fuerza que actúa en la dirección de tráfico, y se produce debido a la fuerza de frenado provocada por los vehículos que transitan, esta fuerza es transmitida al puente a través de la fricción entre la superficie de la superestructura y las ruedas del vehículo.

La AASHTO destina una fuerza longitudinal o fuerza de frenado de diseño del 5% de la carga viva, en todos los carriles que llevan el tráfico en la misma dirección, sin tomar en cuenta el factor de impacto. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80m, sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F = 0.05 [p \cdot L + P_M]N$$

Dónde:

- p = Intensidad de la carga distribuida [ton/m/3.0(m)].
- P_M = Carga concentrada para el cálculo de momentos [ton/3.0(m)].
- L = Longitud del puente (m).
- N = Número de vías de tránsito.

2.5.3.2 Carga de Impacto

La carga de impacto hace referencia al efecto dinámico que puede causar la carga viva al puente, es decir la interacción del vehículo con la calzada. Los esfuerzos provocados por la carga viva, deben ser incrementados para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto, ya que es conocido que la carga en movimiento produce

mayor momento que una carga aplicada de forma estática. El impacto se incluye como parte de las cargas transferidas de la superestructura a la infraestructura, pero no se incluye en las cargas transferidas a las cimentaciones ni aquellas partes de pilas y columnas que estén bajo tierra. El factor de impacto se calcula de la siguiente manera:

$$I = \left(\frac{15,24}{L + 38} \right) \leq 0,30$$

Dónde:

- L = Luz del vano que se encuentra la sección de análisis (m).

Para la uniformidad en la aplicación de la fórmula de impacto, la longitud cargada, L, es definida según los siguientes parámetros:

- Para el piso de la calle: la longitud del claro de diseño.
- Para miembros transversales, como las vigas de piso, el claro del miembro se toma centro a centro de los apoyos.
- Para calcular los momentos por carga de camión; la longitud del claro, o para los brazos en voladizo, la longitud es desde centro del momento al eje más lejano.
- Para cortante debido a las cargas de camión; la longitud de la porción cargada del claro del punto en consideración a la reacción más lejana; para los brazos en voladizo se usará un factor de impacto del 30%.
- Para claros continuos: la longitud del claro en consideración para el momento positivo, y el promedio de dos claros cargados adyacentes para el momento negativo.

2.5.4 Cargas Hidráulicas

Presión Hidrostática. - Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Flotabilidad. - Fuerza de levantamiento tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua.

Presión de Flujo. - La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras, es la que trata de voltear ya sea a las pilas o a los estribos. Esta fuerza esta aplicada a 0.60 H, medido desde el fondo del río, se tomará como:

$$p = k.V^2.A$$

Dónde:

- p = Fuerza de la corriente del agua (kg).
- k = Factor que depende de la forma de la pila.
- V = Velocidad del agua (m/s).
- A = Área vertical proyectada de la pila (m^2).

2.5.5 Factores de Carga y Combinaciones de Carga

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Dónde:

- η_i = Modificador de las cargas.
- γ_i = Sollicitación.
- Q_i = Factor de carga.

2.5.5.1. Estado Límites

Estado Límite de Servicio. - Este estado tiene algunos requisitos basados en la experiencia, que no necesariamente están relacionados con consideraciones estadísticas o de resistencia.

Estado Límite de Fatiga y Fractura. - La función de este estado limite es la de limitar el crecimiento de las fisuras al someterse a cargas repetitivas, con el fin de evitar que se fracturen durante la vida útil de la estructura.

Estado Límite de Resistencia. - En este estado se garantiza la resistencia y estabilidad tanto local como global, al someterse a combinaciones de cargas estadísticamente significativas que el puente experimente en su periodo de vida útil.

Estado Límite Correspondiente a Eventos Extremos. - En este estado se asegura que la estructura soporte los eventos naturales o fuera de lo normal como inundaciones, sismos, etc a los que pueda verse sometida.

❖ Combinaciones de carga

Según la AASHTO se tienen varias combinaciones de carga según los estados límite:

- Resistencia I: Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- Resistencia II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- Resistencia III: Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- Resistencia IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones, provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- Resistencia V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales, con una velocidad del viento de 90 km/h.
- Evento Extremo I: Combinación de cargas que incluye sismos.
- Evento extremo II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- Servicio I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- Servicio II: Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero, y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- Servicio III: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- Servicio IV: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

- Fatiga: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva, y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

2.5.5.2 Factores de Carga y Combinaciones de Carga

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_i} \leq 1.0$$

Dónde:

- γ_i = Factor de carga.
- ϕ = factor de resistencia.
- η = factor de modificación de las cargas.
- η_D = factor relacionado con la ductilidad.
- η_R = factor relacionado con la redundancia.
- η_i = factor relacionado con la importancia operativa.
- Q_i = solicitaciones de las cargas.
- R_n = resistencia nominal.
- R_r = resistencia mayorada = ϕR_n .

2.5.5.2.1 Factor de Resistencia ϕ

Este factor toma en cuenta la variabilidad que existe en las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales, y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia.

Los factores de reducción de la resistencia ϕ son los coeficientes que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de sollicitación y el material utilizado. El factor de resistencia ϕ se debe tomar como:

| | |
|---|------|
| • Para flexión y tracción (momento) | |
| Hormigón armado | 0,90 |
| Hormigón pretensado | 1,00 |
| • Para corte y torsión: | |
| Hormigón de densidad normal | 0,90 |
| Hormigón de baja densidad | 0,70 |
| • Para compresión axial con espirales o zunchos | |
| Estado limite eventos extremos: | 0,75 |
| • Para apoyo sobre hormigón | 0,70 |
| • Para compresión en modelos de bielas y tirantes | 0,70 |
| • Para compresión en zonas de anclaje: | |
| Hormigón de densidad normal | 0,80 |
| Hormigón de baja densidad | 0,65 |
| • Para tracción en el acero en las zonas de anclaje | 1,00 |
| • Para resistencia durante el hincado de pilotes | 1,00 |

2.5.5.2.2 Factor de Modificación de carga

Ductilidad. - Una estructura se puede comportar de dos maneras: frágil o dúctil. Siendo el comportamiento frágil el menos deseable debido a la repentina pérdida de su capacidad de carga. Por otro lado, el comportamiento dúctil se caracteriza por desarrollar deformaciones inelásticas significativas y visibles, antes de la falla en los estados límites de resistencia durante eventos extremos.

El factor relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia es:

- $\eta_D \geq 1,05$ Para componentes y conexiones no dúctiles.
- $\eta_D = 1,00$ Para diseños y detalles convencionales.
- $\eta_D \geq 0,95$ Para los componentes y conexiones con ductilidad mayor que la especificada

- $\eta_D = 1.00$ Para todos los demás estados límites.

Redundancia. - A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa, provocará el colapso del puente, se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Los elementos y componentes cuya falla se anticipa, no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica, y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

El factor relacionado con la redundancia para el estado límite de resistencia es:

- $\eta_R \geq 1.05$ Para componentes no redundantes
- $\eta_R = 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia
- $\eta_R \geq 0.95$ Para niveles excepcionales de redundancia
- $\eta_R = 1.00$ Para todos los demás estados límites.

Importancia Operativa. - Esta se aplica exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El factor relacionado con la importancia operacional para el estado límite de resistencia es:

- $\eta_i \geq 1.05$ Para puentes de importancia
- $\eta_i = 1.00$ Para puentes típicos
- $\eta_i \geq 0.95$ Para puentes relativamente menos importantes
- $\eta_i = 1.00$ Para los otros estados límites.

Tabla 2.14 Combinaciones de Carga y Factores de Carga

| Combinación de Cargas | DC DD DW EH EV ES EL | LL IM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU CR SH | TG | SE | Usar sólo uno por vez | | | | |
|---|--|----------------------------------|------|------|-----|------|----------------|---------------|---------------|-----------------------|------|------|------|---|
| | | | | | | | | | | EQ | IC | CT | CV | |
| Estado Límite | | | | | | | | | | | | | | |
| RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario) | γ_p | 1,75 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA II | γ_p | 1,35 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA III | γ_p | - | 1,00 | 1,40 | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC | γ_p 1,5 | - | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | - | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA V | γ_p | 1,35 | 1,00 | 0,40 | 1,0 | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - |
| EVENTO EXTREMO I | γ_p | γ_{EQ} | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | 1,00 | - | - | - | - |
| EVENTO EXTREMO II | γ_p | 0,50 | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | - | 1,00 | 1,00 | 1,00 | - |
| SERVICIO I | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,30 | 1,0 | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - |
| SERVICIO II | 1,00 | 1,30 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | - | - | - | - | - | - |
| SERVICIO III | 1,00 | 0,80 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - |
| SERVICIO IV | 1,00 | - | 1,00 | 0,70 | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | 1,0 | - | - | - | - | - |
| FATIGA - Sólo LL, IM y CE | - | 0,75 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

Tabla 2.15 Factores de carga para carga permanente

| Tipo de carga | Factor de Carga | |
|---|-----------------|--------|
| | Máximo | Mínimo |
| DC: Elemento y accesorios | 1,25 | 0,90 |
| DC: Sólo Resistencia IV | 1,50 | 0,90 |
| DD: Fricción negativa (downdrag): Pilotes, Método Tomlinson α | 1,40 | 0,25 |
| Pilotes, Método λ | 1,05 | 0,30 |
| Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999) | 1,25 | 0,35 |
| DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos | 1,50 | 0,65 |
| EH: Empuje horizontal del suelo | | |
| • Activo | 1,50 | 0,90 |
| • En reposo | 1,35 | 0,90 |
| EL: Tensiones residuales de montaje | 1,00 | 1,00 |
| EV: Empuje vertical del suelo | | |
| • Estabilidad global | 1,00 | N/A |
| • Muros de sostenimiento y estribos | 1,35 | 1,00 |
| • Estructura rígida enterrada | 1,30 | 0,90 |
| • Marcos rígidos | 1,35 | 0,90 |
| • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares | 1,95 | 0,90 |
| • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,50 | 0,90 |
| ES: Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,75 |

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

Notas:

- El factor de carga para sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de Evento Extremo I, se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En

ediciones anteriores de AASHTO se usaba $Y_{EQ} = 0$, y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir $Y_{EQ} < 1.0$, siendo razonable $Y_{EQ} = 0.5$ para un amplio rango de valores de tráfico.

- Los factores de carga Y_{TG} y Y_{EQ} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto, Y_{TG} se puede tomar si no hay información: 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremo, 1.0 en estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

2.5.6 Denominación de las Cargas

2.5.6.1 Cargas Permanentes

DD = fricción negativa.

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = empuje horizontal del suelo.

ES = sobrecarga de suelo.

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

2.5.6.2 Cargas Transitorias

BR = fuerza de frenado de los vehículos.

CE = fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = fluencia lenta.

CT = fuerza de colisión de un vehículo.

CV = fuerza de colisión de una embarcación.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento por carga vehicular dinámica.

LL = sobrecarga vehicular.

LS = sobrecarga de la carga viva.

PL = sobrecarga peatonal.

SE = asentamiento.

SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = viento sobre la sobrecarga.

WS = viento sobre la estructura.

CAPITULO 3

DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

3.1 Memoria Técnica

3.1.1 Estribos Cerrados

3.1.1.1 Cargas

3.1.1.1.1 Datos previos

- γ Concreto = Densidad del concreto normal, en Ton/m³
- γ_m = Densidad del material de relleno, en Ton/m³
- Φ = Angulo de fricción interna
- A = Coeficiente de aceleración sísmica
- Q = Sobrecarga vehicular (0.6 γ_m), en Ton/m

3.1.1.1.2 Reacciones

- R(DC) = Reacción de la carga muerta de la superestructura sobre el estribo, en Ton/m
- R(LL) = Reacción de la carga viva de la superestructura sobre el estribo, en Ton/m.

3.1.1.1.3 Peso propio del estribo (DC) y del suelo (EV)

Se calculó el peso del muro y del suelo por metro lineal, después se encontró el centro de acción del suelo y del muro con respecto a la base.

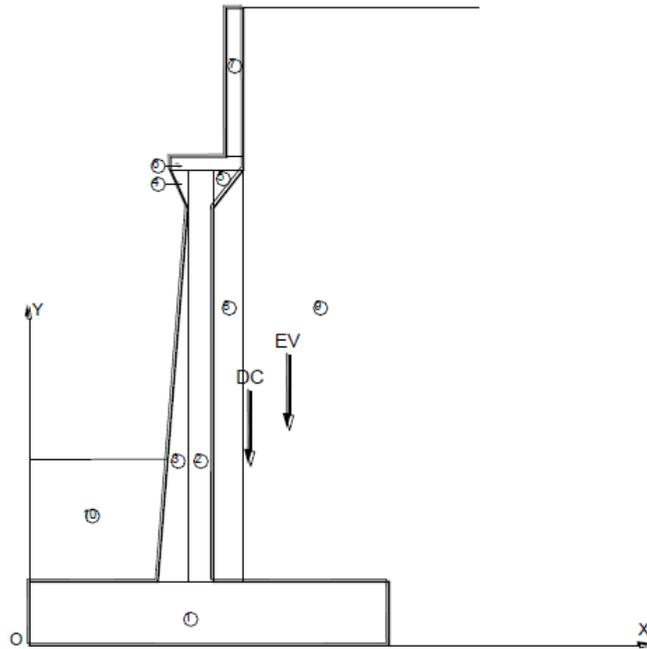


Figura 3.1 Esquema para cálculo del peso propio y relleno

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.1.4 Peso propio proveniente de la superestructura (DC)

Se calculó la reacción de la carga muerta y el peso propio de la superestructura por metro lineal.

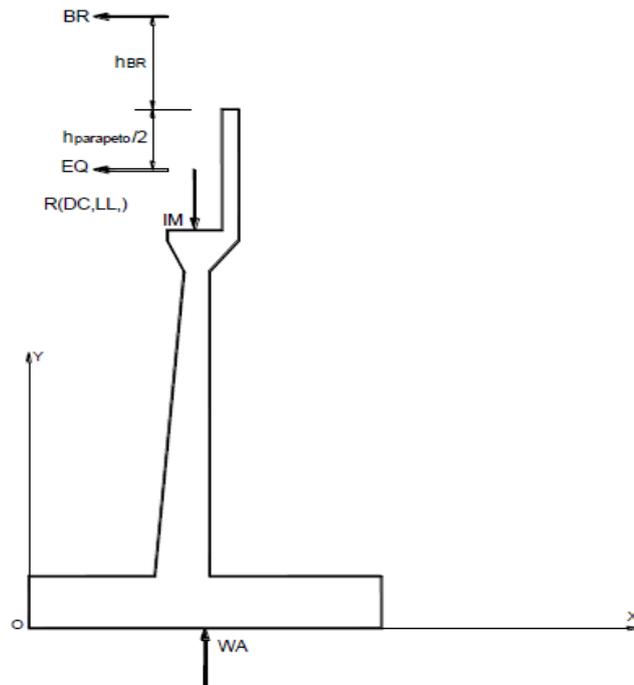


Figura 3.2 Reacciones de la carga muerta y viva de la superestructura

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.1.5 Presión estática del suelo (EH y EV)

3.1.1.1.5.1 Empuje estático

Para el análisis de este caso se determinó el coeficiente de presión activa (K_a) mediante coulomb, con $i = 0$ y $\beta = 90$ y $\delta = 2\varphi/3$:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - i)} \right]^2}$$

Dónde:

- $\delta = 16.5^\circ$
- $i = 0^\circ$
- $\beta = 90^\circ$
- $\phi = 33^\circ$

El empuje de tierras activo se determinó mediante:

$$E_{Pa} = \frac{1}{2} \gamma m H^2 k_a$$

Descomponiendo:

$$E_{HPa} = E_{Pa} \cos(\delta)$$

$$E_{VPa} = E_{Pa} \text{sen}(\delta)$$

3.1.1.1.5.2 Empuje dinámico

Para el análisis se determinó el coeficiente de empuje activo sísmico (K_{AE}) mediante el método de Mononobe-Okabe, con $i = 0$ y $\beta = 90$ y $\delta = 2\varphi/3$:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 - \frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)} \right]^{-2}$$

Dónde:

- $\gamma m = 1.82 \text{ Ton/m}^3$
- $H =$ altura del terreno retenida por el muro, en m.
- $\theta = \text{arc tan}(kh / (1 - kv)) = 9.51^\circ$

- $\delta = 16.5^\circ$
- $k_h =$ coeficiente de aceleración horizontal ($K_h = A/2 = 0.15$)
- $A = 0.3$
- $k_v =$ coeficiente de aceleración vertical ($K_v = 0.7 * K_h = 0.105$)
- $i = 0^\circ$
- $\beta = 90^\circ$.

El empuje activo sísmico se determinó mediante:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma m H^2 (1 - k_v) k_{AE}$$

El incremento de empuje por sismo:

$$\Delta_{PE} = E_{Pa} - E_{PE}$$

Empuje estático (E_{Pa}): Se aplicará a una altura igual a $H/3$ desde la base del estribo.

Empuje dinámico adicional (Δ_{PE}): Se aplicará a una altura igual $0.6H$.

3.1.1.1.6 Carga viva proveniente de la superestructura

Se calculó la reacción de la carga viva de la superestructura por metro lineal.

3.1.1.1.6.1 Carga de impacto (IM)

Se determinó mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30\%$$

$$I = 0.22 = 22\%$$

Dónde:

- $I =$ Factor de impacto
- $L = 30$ m.

Este valor se multiplica por la carga viva proveniente de la superestructura.

3.1.1.1.6.2 Factor de frenado (BR)

En este caso se utilizó el 5% de la carga viva de la superestructura aplicada a 1.8 m sobre la superestructura. HBR = altura sobre la calzada igual a 1.8m.

3.1.1.1.6.3 Sobrecarga superficial de relleno (LS)

Se utilizó el 60% del material de relleno, y luego se calculó el efecto sobre la pantalla (LS_H) y sobre el talón (LS_V).

$$LS_H = 0.6 \gamma H k_a$$

$$LS_V = 0.6 \gamma (\text{Longitud del talon})$$

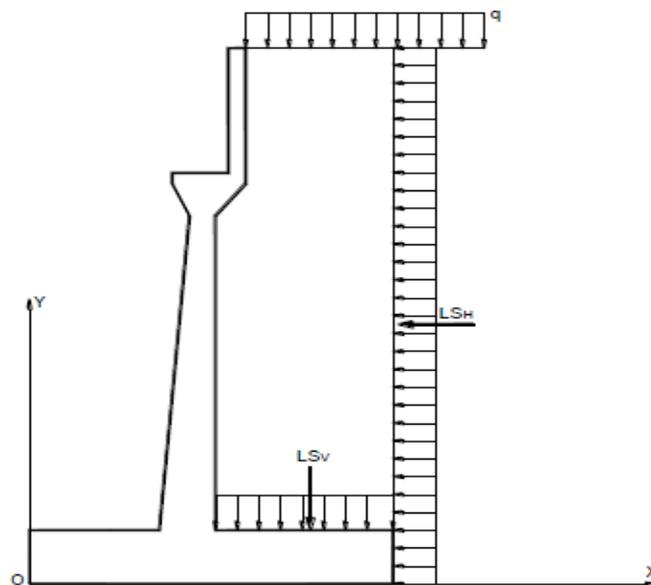


Figura 3.3 Sobrecarga superficial

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.1.6.4 Subpresión de agua (WA)

En este caso se determinó el empuje del agua hacia arriba, con el nivel de agua máxima.

$$WA = -(Area\ hasta\ nivel\ maximo)\gamma_{AGUA}$$

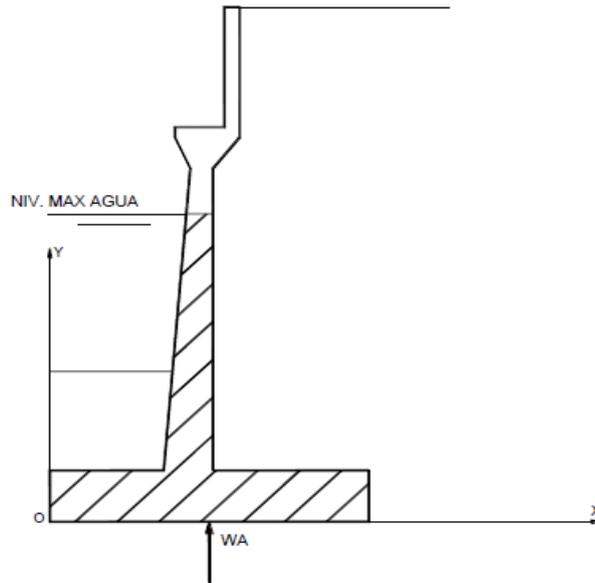


Figura 3.4 Subpresión de agua

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.1.7 Fuerza sísmica (EQ)

Se utilizó la fórmula del cortante basal, la cual representa un porcentaje del peso propio del estribo, este porcentaje se calcula teniendo en cuenta el lugar de construcción, tipo de suelo, factor de penalización en planta y elevación, tipo de estructura y su importancia.

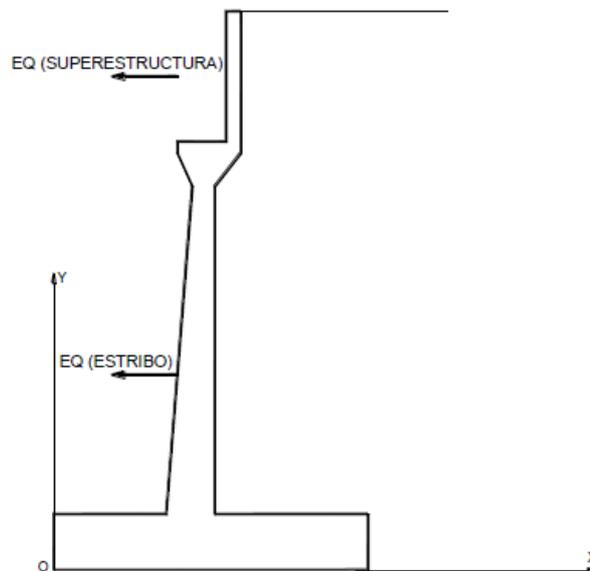


Figura 3.5 Fuerza sísmica en la subestructura y superestructura

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.1.8 Presión del suelo bajo carga accidental

Para el análisis de la segunda hipótesis se calcula la carga de la grúa de la siguiente manera:

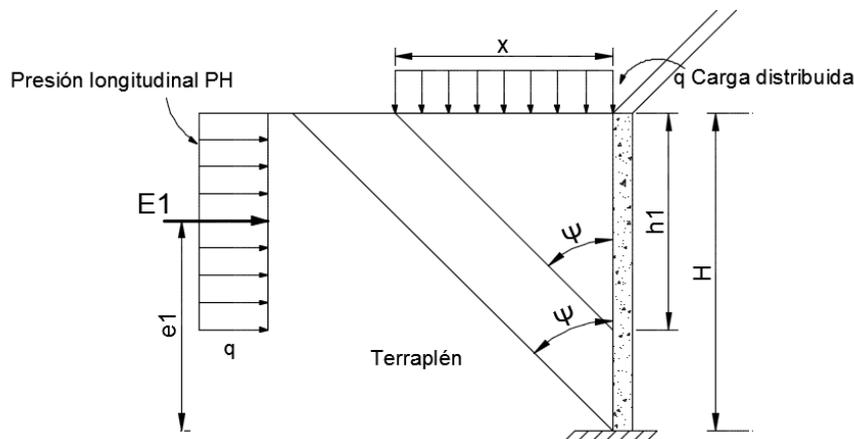


Figura 3.6 Carga distribuida uniforme de longitud (x)

Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

$$E_i = q \cdot h_i \cdot k_a \cdot B_c$$

$$h_i = \frac{x}{\tan \Psi}$$

$$\Psi = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$$

Dónde:

- q = Carga distribuida que produce el empuje lateral
- h_i = Altura en el cual se supone actuando el empuje lateral
- x = Longitud de la carga distribuida en dirección longitudinal
- Ψ = Angulo que forma la cuña o fallo en el terraplén.

$$e_i = H - \frac{h_i}{2}$$

Dónde:

- e_i = Excentricidad de la resultante del empuje con relación a la sección analizada en la altura H .

3.1.1.1.9 Empuje pasivo (EP)

Para el análisis se determinó el coeficiente de presión pasiva (K_p) mediante Rankine, con $\alpha = 0$ y $\theta = 0$:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

El empuje de tierras pasivo se determinó mediante:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma m h^2 k_p$$

Este se aplicará a una altura igual a h/3 desde la base del estribo.

3.1.1.1.10 Combinación de cargas

3.1.1.1.10.1 Estado Límite de Resistencia

En este estado se garantiza la resistencia y estabilidad, tanto local como global, al someterse a combinaciones de cargas estadísticamente significativas que el puente experimente en su periodo de vida útil.

Resistencia I.- Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Tabla 3.1 Estado Limite Resistencia I

| ESTADO | DC | DW | EH | EV | LL BR | IM PL LS | WA | EQ | n |
|----------------------|------|------|------|------|----------|----------------|------|------|------|
| <i>RESISTENCIA I</i> | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.00 | 0.00 | 1.05 |
| <i>RESISTENCIA I</i> | 0.90 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.00 | 0.00 | 1.05 |
| <i>RESISTENCIA I</i> | 1.25 | 0.65 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.00 | 0.00 | 1.05 |
| <i>RESISTENCIA I</i> | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.00 | 0.00 | 1.05 |

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.1.10.2 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

En este estado se asegura que la estructura soporte los eventos naturales o fuera de lo normal como inundaciones, sismos, etc a los que pueda verse sometida.

Evento Extremo I.- Combinación de cargas que incluye sismos.

Tabla 3.2 Estado Limite Evento Extremo I

| ESTADO | DC | DW | EH | EV | LL BR | IM PL LS | WA | EQ | n |
|---------------|------|------|------|------|----------|----------------|------|------|---|
| EV. EXTREMO I | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.35 | 0.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| EV. EXTREMO I | 0.90 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 0.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| EV. EXTREMO I | 1.25 | 0.65 | 1.50 | 1.35 | 0.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| EV. EXTREMO I | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 0.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.2 Verificación de estabilidad

3.1.1.2.1 Datos previos

- F.S.D = Factor de seguridad al deslizamiento (1.6)
- F.S.V = Factor de seguridad al volcamiento (3)
- $\mu = \tan(\delta)$ (coeficiente de fricción entre muro y suelo)

3.1.1.2.2 Fuerzas y momentos factorados

Se multiplicó cada fuerza horizontal por su respectivo factor y después se calculó el momento de cada fuerza con respecto al punto o. se realizó todas las combinaciones para los diferentes estados.

3.1.1.2.3 Estabilidad al deslizamiento

Se calculó el F.S de cada combinación, y se comprobó si es mayor a 1.6

$$F.S.D = \frac{(n\Sigma Fv)\mu}{n\Sigma Fh}$$

Dónde:

- $(n\Sigma Fh)$ = Sumatoria de fuerzas actuantes factoradas.
- $(n\Sigma Fv)$ = Sumatoria de fuerzas resistentes factoradas.

3.1.1.2.4 Estabilidad al volteo

Se calculó el F.S de cada combinación, y se comprobó si es mayor a 3.

$$F.S.V = \frac{(n\Sigma Mr)}{n\Sigma Ma}$$

Dónde:

- $(n\Sigma Mr)$ = Sumatoria de momentos actuantes factorados.

- $(n\Sigma Ma)$ = Sumatoria de momentos resistentes factorados.

3.1.1.2.5 Fatiga

Para calcular los esfuerzos que se producen en el suelo se utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{q_{max}}{q_{min}} = \frac{(n\Sigma Fv)}{B} \pm \frac{6(n\Sigma Fv)e}{B^2}$$

Siempre y cuando

$$e \leq \frac{B}{6}$$

Dónde:

- B= Ancho de la zapata
- e = distancia desde el centro de la zapata al punto de aplicación de la fuerza concentrada
- $n\Sigma Fv$ = Sumatoria de fuerzas verticales factoradas.

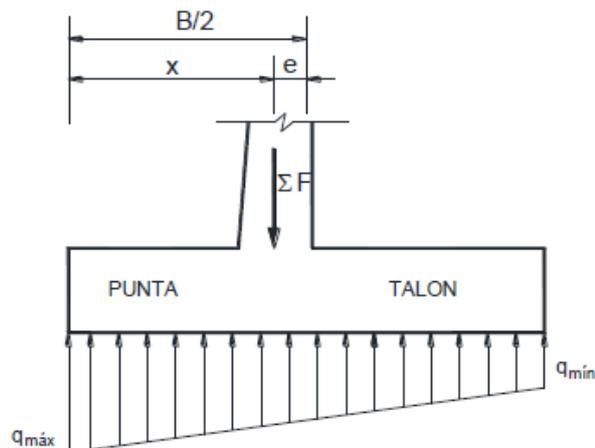


Figura 3.7 Esfuerzos producidos sobre el suelo

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.3 Análisis estructural

3.1.1.3.1 Cálculo del cortante y momento de diseño (en la base de la pantalla)

Se calculó la cortante y momentos a una distancia de la base de la pantalla para cada combinación.

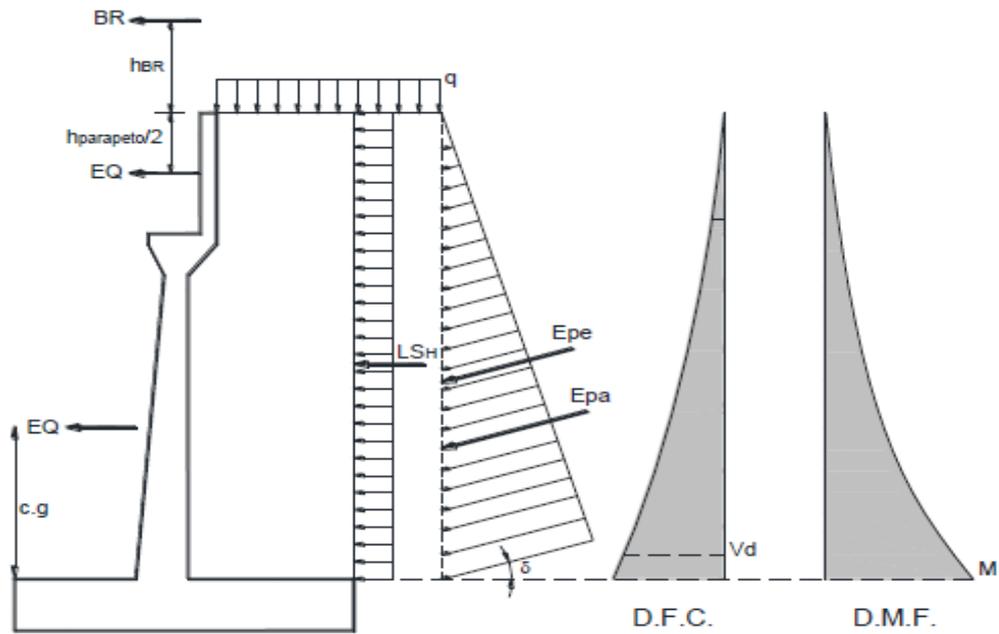


Figura 3.8 Cortante y momento en la pantalla

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.3.2 Cálculo del cortante y momento en la base del parapeto

Se calculó la cortante y el momento con respecto al punto más crítico del parapeto (ver figura 3.8).

3.1.1.3.3 Cálculo del cortante y momento en el talón de la zapata

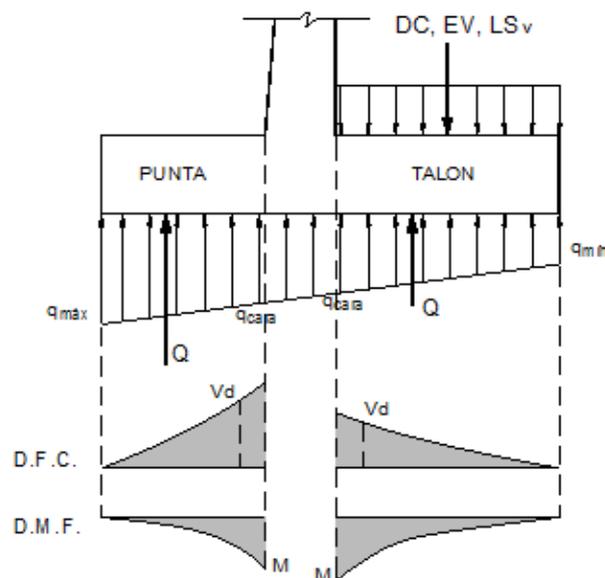


Figura 3.9 Cortante y momento en el talón de la zapata

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

$$q \text{ cara} = \left(\frac{q \text{ max} - q \text{ min}}{B} \right) * (B - L - t \text{ inf}) + q \text{ min}$$

Cortante en el talón

$$DC = -\gamma \text{ con} * (B - L - t \text{ inf} - r. \text{ pant}) * D * \text{Com. cargas}$$

$$Lsv = -\gamma m * 0.6 * (B - L - t \text{ inf}) * \text{Com. cargas}$$

$$Ev = -Ev * \text{Com. cargas}$$

$$Q = 0.5 * (q \text{ cara} + q \text{ min}) * (B - L - t \text{ inf} - r. \text{ pant})$$

$$\text{Cortante} = (-DC - Lsv - Ev + Q) * \text{Com. cargas}$$

Momento en el talón

$$DC = (-\gamma \text{ con} * (B - L - t \text{ inf}) * D * \text{Com. cargas}) * \left(\frac{B - L - t \text{ inf}}{2} \right)$$

$$Lsv = -\gamma m * 0.6 * (B - L - t \text{ inf}) * \text{Com. cargas} * \left(\frac{B - L - t \text{ inf}}{2} \right)$$

$$Ev = -Ev * \text{Com. carga} * \left(\frac{B - L - t \text{ inf}}{2} \right)$$

$$Q = q \text{ cara} * \frac{(B - L - t \text{ inf})^2}{2} + (q \text{ max} - q \text{ cara}) * \frac{2 * (B - L - t \text{ inf})^2}{3}$$

$$\text{Momento} = (-DC - Lsv - Ev + Q) * \text{Com. cargas}$$

3.1.1.3.4 Cálculo del cortante y momento en la punta

$$q \text{ cara} = \frac{q \text{ min} + (q \text{ max} - q \text{ min}) * (B - L)}{B}$$

Cortante en la punta

$$DC = -\gamma_{con} * (B - r. \text{ pant}) * D * Com. \text{cargas}$$

$$Q = 0.5 * (q \text{ cara} + q \text{ min}) * (L - r. \text{ pant})$$

$$Cortante = (-DC + Q) * Com. \text{cargas}$$

Momento en la punta

$$DC = -\gamma_{con} * L^2 * D * \frac{Com. \text{cargas}}{2}$$

$$Q = q \text{ cara} * \frac{(L)^2}{2} + (q \text{ max} - q \text{ cara}) * \frac{2 * (L)^2}{3}$$

$$Momento = (-DC + Q) * Com. \text{cargas}$$

3.1.1.4 Diseño estructural**3.1.1.4.1 Datos**

- f'_c = resistencia del concreto (210 Kg/cm²)
- F_y = características del acero (4200 Kg/cm²)
- ϕ flexión = factor de resistencia del concreto en flexión 0.9
- ϕ corte = factor de resistencia del concreto en corte 0.85

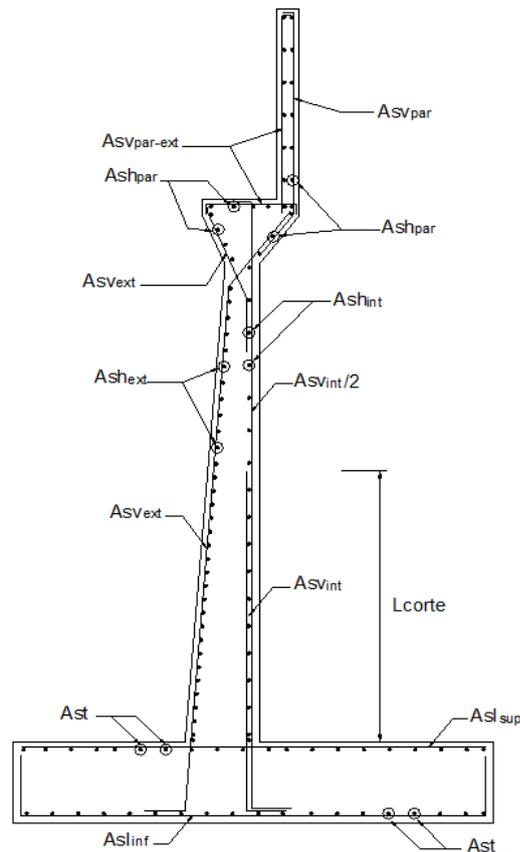


Figura 3.10 Ubicación del acero en estribos cerrados

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

3.1.1.4.2 Diseño de la pantalla

3.1.1.4.2.1 Verificación del cortante

Se comprueba que V_u sea menor que ϕV_c , si este criterio no se cumple se aumenta el espesor de la pantalla.

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} bw d)$$

Dónde:

- bw = ancho losa
- d = peralte efectivo

3.1.1.4.2.2 Diseño de flexión a resistencia última

Para el cálculo del acero vertical se usó el momento mayor de las combinaciones, se usaron las siguientes expresiones:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b w d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * R_u}{f'_c}} \right)$$

$$A_s = \rho * b w * d$$

Dónde:

- M_u = momento máximo.
- $b w$ = ancho de la losa.
- d = peralte efectivo.
- ρ = cuantía de acero.

En caso de que la cuantía saliera menor que:

$$\rho_{min} = 0.002$$

$$A_s = 0.002 b w h$$

Dónde:

- h = alto de la losa

Para el acero horizontal (acero de contracción y temperatura) se sigue las siguientes recomendaciones del ACI-11 sección 14.3; la cuantía mínima para refuerzo horizontal, es:

- 0.0020 para barras corrugadas no mayores que No. 16 con F_y no menor que 420 Mpa
- 0.0025 para otras barras corrugadas
- 0.0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200.

3.1.1.4.3 Cálculo del cortante y momento en la base del parapeto.

Se verifico el cortante, y se calculó el acero vertical igual que el proceso anterior.

3.1.1.4.4 Cálculo del cortante y momento en el talón y punta de la zapata

3.1.1.4.4.1 Verificación del cortante

Se sigue el mismo proceso, pero usando el ancho total de la zapata.

3.1.1.4.4.2 Diseño a flexión

Para el cálculo del acero longitudinal se usaron las siguientes expresiones:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b w d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 R_u}{f'c}}\right)$$

$$A_s = \rho b w d$$

Dónde:

- M_u = momento con respecto al punto crítico, en ton-m.
- $b w$ = ancho de la losa (generalmente se toma por metro lineal), en m.
- d = peralte efectivo.
- ρ = cuantía necesaria de acero.

En caso de que la cuantía saliera menor que:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 * b w * h$$

Dónde:

- h = alto de la losa

Para el acero transversal (acero de contracción y temperatura) se sigue las siguientes recomendaciones del ACI-11 sección 14.3; la cuantía mínima para refuerzo vertical es:

- 0.0012 para barras corrugadas no mayores que No. 16 con F_y no menor que 420 Mpa
- 0.0015 para otras barras corrugadas
- 0.0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200

3.1.2 Estribos Abiertos

3.1.2.1 Cargas

3.1.2.1.1 Datos previos

- γ Concreto = Densidad del concreto normal, en Ton/m³
- γ_m = Densidad del material de relleno, en Ton/m³
- Φ = Angulo de fricción interna
- A = Coeficiente de aceleración sísmica
- Q = Sobrecarga vehicular ($0.6 \gamma_m$), en Ton/m.

3.1.2.1.2 Reacciones

- $R(DC)$ = Reacción de la carga muerta de la superestructura sobre el estribo, en Ton/m
- $R(LL)$ = Reacción de la carga viva de la superestructura sobre el estribo, en Ton/m.

3.1.2.1.3 Peso propio del estribo (DC) y del suelo (EV)

Se calculó el peso del muro y del suelo por metro lineal, después se encontró el centro de acción del suelo y del muro con respecto a la base.

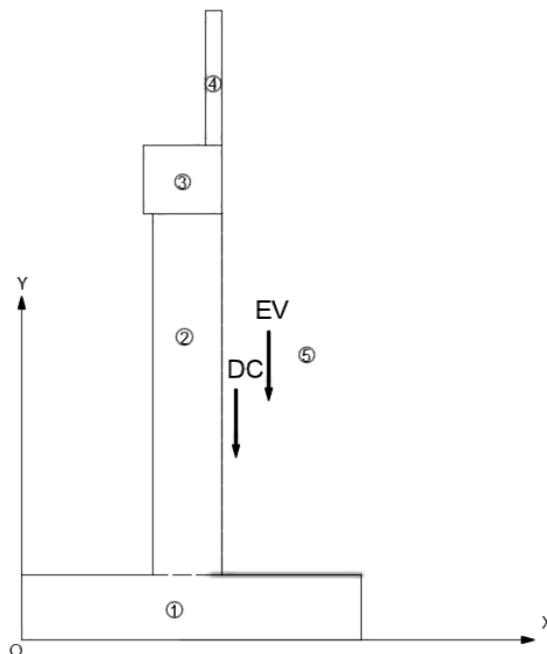


Figura 3.11 Esquema para cálculo del peso propio y relleno

3.1.2.1.4 Peso propio proveniente de la superestructura (DC)

Se calculó la reacción de la carga muerta y el peso propio de la superestructura por metro lineal.

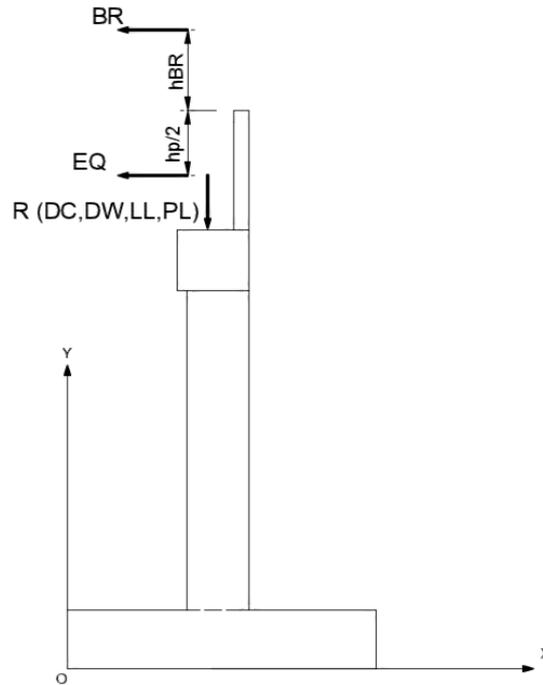


Figura 3.12 Reacciones de la carga muerta y viva de la superestructura

3.1.2.1.5 Presión estática del suelo (EH y EV)

Se considerarán los mismos conceptos de los estribos cerrados.

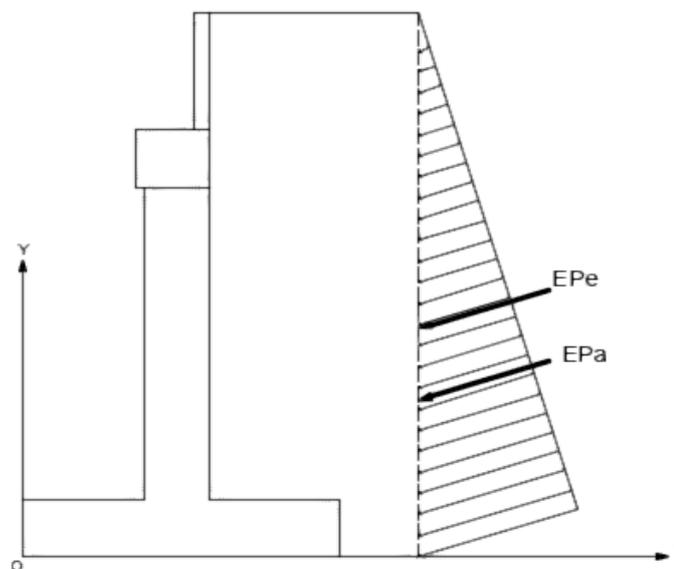


Figura 3.13 Presión estática y dinámica del suelo

3.1.2.1.6 Carga viva proveniente de la superestructura

Se considerarán los mismos conceptos de los estribos cerrados.

3.1.2.1.7 Fuerza sísmica (EQ)

Se considerarán los mismos conceptos de los estribos cerrados.

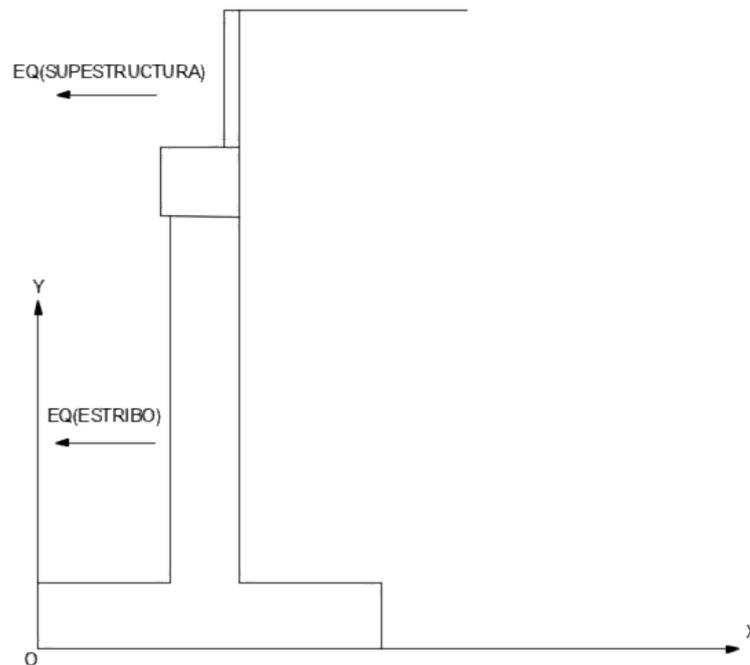


Figura 3.14 Fuerza sísmica en la subestructura y superestructura

3.1.2.1.8 Presión del suelo bajo carga accidental

Se considerarán los mismos conceptos de los estribos cerrados.

3.1.2.1.9 Empuje pasivo (EP)

Se considerarán los mismos conceptos de los estribos cerrados.

3.1.2.1.10 Combinación de cargas

Se considerarán los mismos conceptos de los estribos cerrados.

3.1.2.1.10.1 Estado Límite de Resistencia

En este estado se garantiza la resistencia y estabilidad, tanto local como global, al someterse a combinaciones de cargas estadísticamente significativas que el puente experimente en su periodo de vida útil.

Resistencia I.- Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento. (Ver Tabla 3.1)

3.1.2.1.10.2 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

En este estado se asegura que la estructura soporte los eventos naturales o fuera de lo normal como inundaciones, sismos, etc a los que pueda verse sometida.

Evento Extremo I.- Combinación de cargas que incluye sismos. (Ver Tabla 3.2)

3.1.2.2 Análisis estructural

Para el análisis estructural por computadora antes cabe mencionar que la distancia entre estribos se tomó de la siguiente manera:

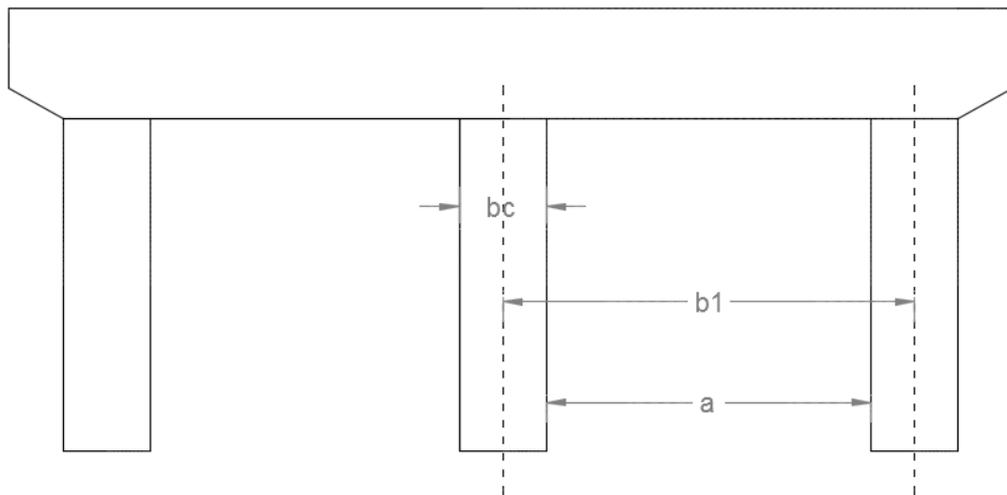


Figura 3.15 Distancia entre columnas para estribos abiertos

Fuente: (Valdés Avellaneda & Taylor Hernández, 1987)

B_c : Ancho del muro sobre el cual actúa el empuje.

Si se trata de un estribo cerrado se tomará B_c igual a un metro, pero si se trata de un estribo abierto en forma de pórtico entonces la Norma Cubana plantea lo siguiente:

$$\text{Si } a \leq 2b_c \rightarrow B = b_1$$

$$\text{Si } a > 2b_c \rightarrow B = 2b_c$$

3.1.2.2.1 Cálculo del cortante y momento de diseño en la viga

Se calculó el cortante y momento de diseño modelando el estribo como un pórtico en el software SAP 2000.

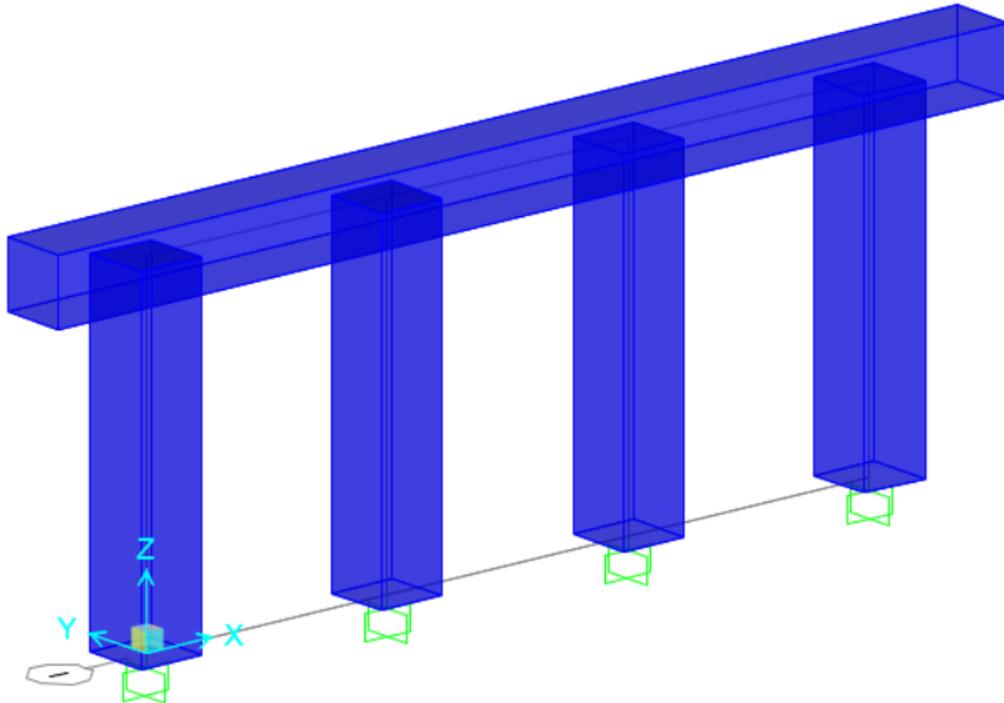


Figura 3.16 Modelación en SAP 2000

3.1.2.2.2 Cálculo del axial, cortante y momento en la columna

Se calculó el axial, cortante y momento de diseño modelando el estribo como un pórtico en el software SAP 2000. (ver figura anterior).

3.1.2.3 Diseño estructural

3.1.2.3.1 Datos

- f'_c = resistencia del concreto (210 Kg/cm²)
- F_y = características del acero (4200 Kg/cm²)
- ϕ flexión = factor de resistencia del concreto en flexión 0.9
- ϕ corte = factor de resistencia del concreto en corte 0.85

3.1.2.3.2 Diseño de la viga

3.1.2.3.2.1 Diseño de flexión a resistencia última

Se calcula el área de acero utilizando la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{k}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot k \cdot d}} \right]$$

Donde:

- $k = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d$
- M_u = momento ultimo de diseño
- d = peralte efectivo

Luego calculamos la altura del bloque de compresión “a”:

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

3.1.2.3.2 Diseño a cortante

Se calcula el esfuerzo unitario de corte último con la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b_w \cdot d}$$

Para el cálculo del espaciamiento de los estribos utilizamos la siguiente expresión;

$$s = \frac{A_v \cdot F_y}{(v_u - v_c) \cdot b_w}$$

Dónde:

- A_v = sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura (2 veces la sección transversal de la varilla)
- v_c = esfuerzo unitario resistente del hormigón simple
- b_w = ancho de la viga resistente al cortante

En zonas sísmicas el espaciamiento de los estribos de confinamiento ubicados en el sector de apoyo no puede superar las siguientes expresiones:

$$s \leq \frac{d}{4}$$

$$s \leq 8\phi_L$$

$$s \leq 24\phi_T$$

$$s \leq 30cm$$

Donde:

- ϕ_L = Diámetro de las varillas longitudinales
- ϕ_T = Diámetro de los estribos transversales

3.1.2.3.3 Diseño de la Columna

3.1.2.3.3.1 Diseño a flexo compresión

Se determina el factor de dimensión del núcleo en la dirección de acción del momento flector:

$$g = \frac{d}{t}$$

Se calculan la abscisa y la ordenada para utilizarlas en los diagramas auxiliares para columnas rectangulares adimensionales:

$$x = \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot t^2}$$

$$y = \frac{P_u}{f'c \cdot b \cdot t}$$

Con las coordenadas y datos de la columna se escoge uno de los diagramas de interacción adimensionales. En el grafico se busca las coordenadas y se ubica el punto dado en la cuantía más cercana en los diagramas de interacción adimensionales (Figura 3.17).

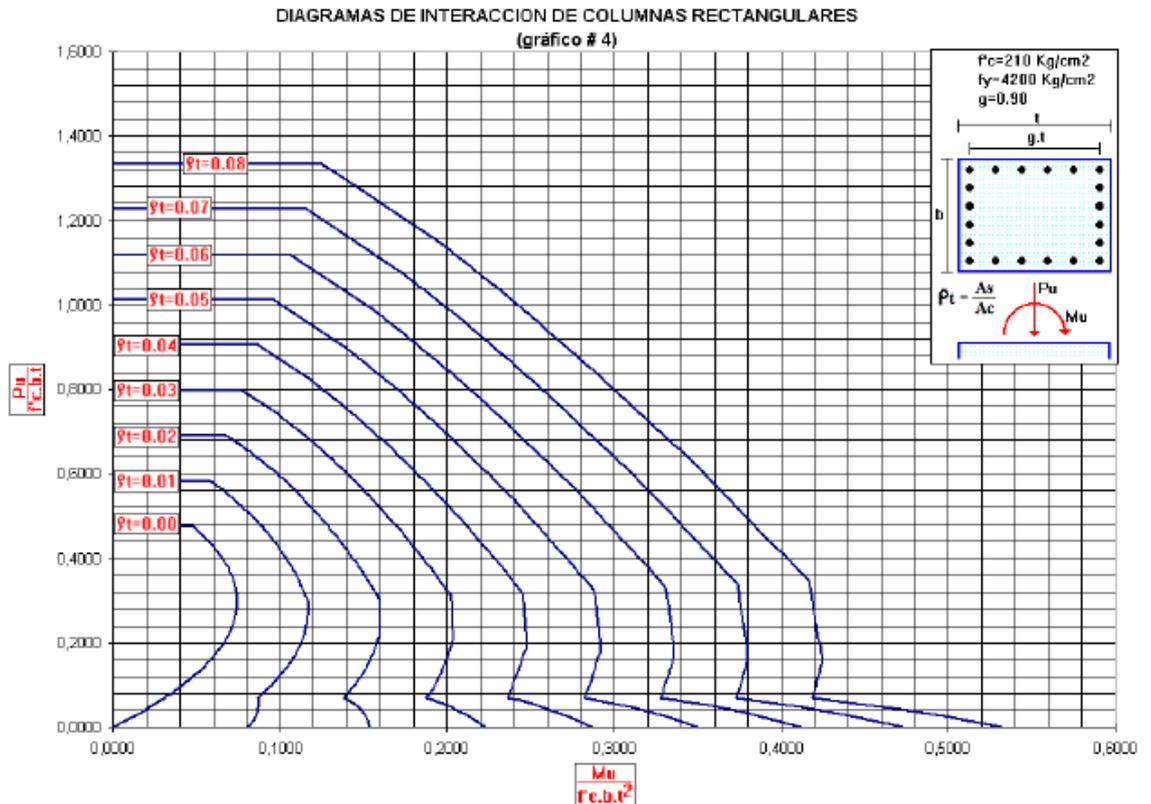


Figura 3.17 Diagramas adimensionales de interacción de columnas rectangulares

Fuente: (Proaño)

Una vez definida la cuantía, se procede a calcular el área de acero necesario:

$$A_s = \rho_t \cdot b \cdot t$$

Donde:

- A_s = área de acero
- ρ_t = cuantía obtenida de los diagramas de interacción
- b = alto de la columna
- t = ancho de la columna

❖ Comprobación de la esbeltez

Para comprobar que la esbeltez de la columna cumple utilizamos la siguiente expresión:

$$\frac{k \cdot L}{r} \leq 22$$

Donde:

- L = longitud de la columna
- r = radio de giro

3.1.2.3.3.2 Diseño a cortante

El hormigón de las columnas podrá resistir esfuerzos cortantes v_c definidos por la siguiente expresión:

$$v_c = 0,5 \sqrt{f'_c}$$

El esfuerzo cortante que no puede ser resistido por el hormigón ($v_u - v_c$) deberá ser resistido por acero transversal. La sección transversal resistente al corte A_v de los elementos transversales se calcula con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{(v_u - v_c) \cdot b_w \cdot s}{F_y}$$

Dónde:

- A_v = sección transversal de acero de cada estribo.
- v_c = esfuerzo unitario resistente del hormigón simple.
- b_w = ancho de la viga resistente al cortante.

En zonas sísmicas, en los extremos de las columnas deberá colocarse un refuerzo transversal especial, conformado por estribos laterales cerrados de confinamiento y ocasionalmente, o grapas suplementarias adicionales a los estribos. El espaciamiento del refuerzo transversal especial no podrá ser mayor que las siguientes expresiones:

$$s_1 \leq \frac{d}{2}$$

$$s_2 \leq \frac{d}{4}$$

$$s_2 \leq 8\phi_L$$

$$s_2 \leq 24\phi_T$$

$$s_2 \leq 30cm$$

Dónde:

- s_1 = distancia entre estribos en la zona de apoyos.

- s_2 = distancia entre estribos en la zona central.

3.2 Memoria Numérica

3.2.1 Estribos Cerrados

Para el cálculo de los estribos cerrados del puente se plantean dos hipótesis, ya que las cargas no serán las mismas antes y después del emplazamiento de la superestructura.

3.2.1.1 Primera Hipótesis

Para el diseño estructural de los estribos cerrados se realiza una primera hipótesis donde actúan todas las cargas provenientes de la superestructura, además de todas las cargas correspondientes actuantes en la subestructura, es decir, se supone que las vigas y todos los elementos que conforman la superestructura ya han sido montados.

Es necesario la luz del puente la cual es 30 m y su ancho 12.60 m; se considera un coeficiente de impacto de 33% y un coeficiente de aceleración sísmica de 0.30, según el mapa de zonificación sísmica del Ecuador.

Mediante el estudio geotécnico se obtuvo el peso específico del suelo igual a 1.82 Ton/m³, el ángulo de fricción interna igual a 33°. Para el diseño se considera un peso específico del hormigón equivalente a 2.4 Ton/m³.

Para todos los estribos se utiliza la siguiente presión activa y dinámica.

- Presión activa y dinámica

| PRESION ACTIVA Y DINÁMICA | |
|---------------------------|-------------------------|
| δ | 16.5 |
| γ_m | 1.82 Ton/m ³ |
| A | 0.30 |
| ka | 0.2671 |
| ke | 0.3659 |

Se considera una sobrecarga vehicular de $h=0.60$ m con la cual determinamos una sobrecarga de carga viva (q).

$$q = h * \gamma_m$$

$$q = 0.60m * 1.82 \frac{Ton}{m^3}$$

$$q = 1.09 \frac{Ton}{m^3}$$

3.2.1.1.1 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis.

- ❖ Dimensionamiento estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

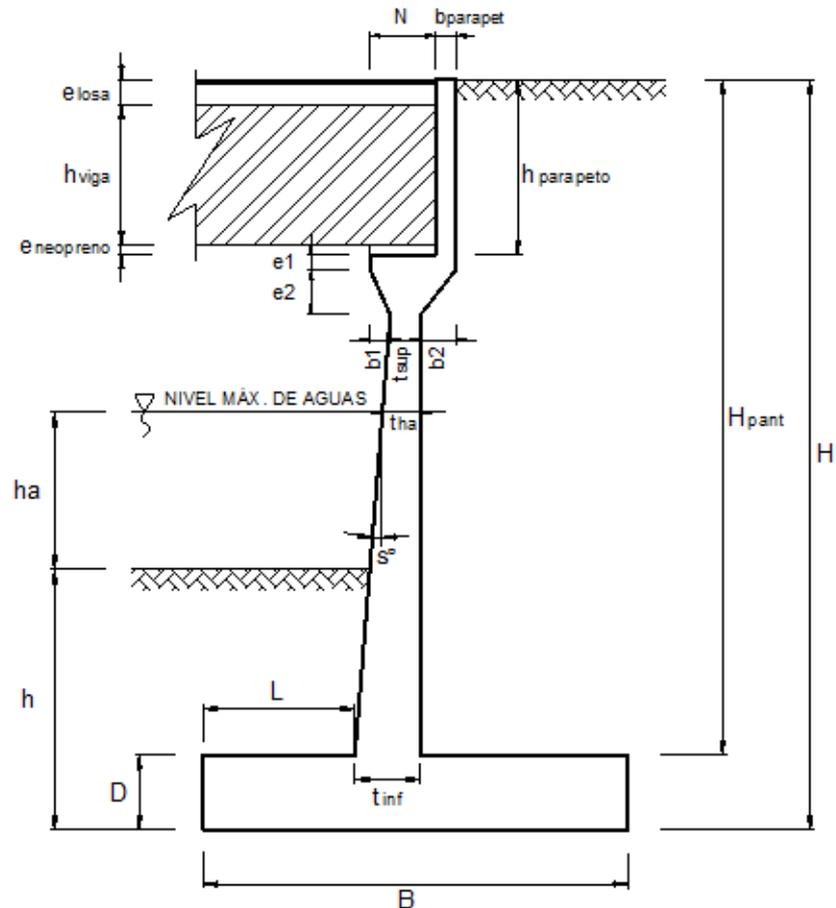


Figura 3.18 Dimensiones de estribo cerrado

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

Mediante un proceso iterativo y de tanteo se tomaron las siguientes dimensiones, las cuales deben satisfacer los criterios que se consideran al momento de diseñar.

- Dimensiones del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-----------|------------------|------------------------|
| H | 7.50 m | Dato |
| h | 3.70 m | Dato |
| B | 6.00 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.50 m | Criterio |
| tinfl | 1.00 m | Criterio |
| L | 2.00 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.35 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.65 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.20 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 7.04° | Calculado |
| N | 0.70 m | Calculado |
| ha | 0.45 m | Dato |
| tha | 0.61 m | Calculado |
| Hpant | 6.50 m | Calculado |

❖ Definición de cargas

Mediante el primer análisis realizado en la superestructura con vigas pretensadas se obtuvieron las siguientes cargas:

$$DC = 213.81 \text{ Ton}$$

$$DW = 17.21 \text{ Ton}$$

$$LL = 43.74 \text{ Ton}$$

$$PL = 13.21 \text{ Ton}$$

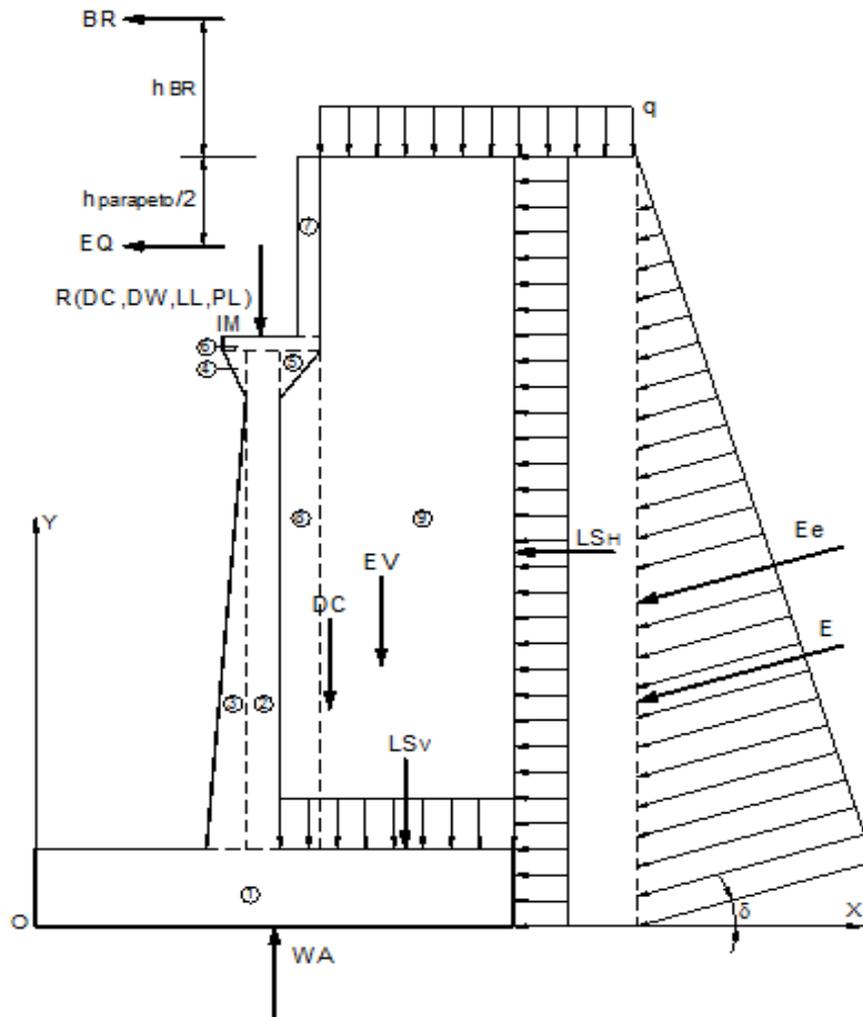


Figura 3.19 Fuerzas actuantes en la subestructura primera hipótesis

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

Mediante una hoja de cálculo de Excel, determinamos las fuerzas y las distancias que actúan las cargas en la subestructura. La distancia en las que actúan todas las fuerzas se toma desde el inicio de la punta, en el intradós.

- Peso propio del estribo derecho cerrado y del suelo con vigas pretensadas primera hipótesis

| PESO PROPIO SUBESTRUCTURA (DC) | | | | |
|---------------------------------------|-----------|----------|-----------|--------------|
| Nº | VOL. (m3) | DC (Ton) | x (m) | DC*x (Ton*m) |
| 1 | 6.00 | 14.40 | 3.00 | 43.20 |
| 2 | 2.33 | 5.58 | 2.75 | 15.35 |
| 3 | 1.09 | 2.61 | 2.33 | 6.09 |
| 4 | 0.03 | 0.07 | 2.43 | 0.18 |
| 5 | 0.05 | 0.11 | 3.10 | 0.33 |
| 6 | 0.20 | 0.48 | 2.80 | 1.34 |
| 7 | 0.50 | 1.19 | 3.15 | 3.74 |
| Σ | -- | 24.44 | -- | 70.23 |
| DC | | | 24.44 Ton | |
| x | | | 2.87 m | |
| PESO PROPIO DEL SUELO (EV) | | | | |
| Nº | VOL. (m3) | EV (Ton) | x (m) | EV*x (Ton*m) |
| 8 | 1.35 | 2.46 | 3.15 | 7.74 |
| 9 | 17.55 | 31.94 | 4.65 | 148.53 |
| Σ | -- | 34.40 | -- | 156.27 |
| EV | | | 34.40 Ton | |
| x | | | 4.54 m | |

- Cargas provenientes de la superestructura para el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| PESO PROPIO SUPERESTRUCTURA (DC) | |
|--|-------------|
| DC | 16.97 Ton/m |
| x | 2.65 m |
| CARGA MUERTA SUPERESTRUCTURA (DW) | |
| DW | 1.37 Ton/m |
| x | 2.65 m |
| SOBRECARGA VEHICULAR (LL) | |
| LL | 3.47 Ton/m |
| x | 2.65 m |
| SOBRECARGA PEATONAL (PL) | |
| PL | 1.05 Ton/m |
| x | 2.65 m |

- Cargas actuantes en el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| INCREMENTO POR CARGA VEHICULAR DINÁMICA (IM) | |
|---|-------------|
| IM | 3.47 Ton/m |
| x | 2.65 m |
| EMPUJE ESTÁTICO (E) | |
| E | 13.67 Ton/m |
| EH | 13.11 Ton/m |
| EV | 3.88 Ton/m |
| y | 2.50 m |
| x | 6.00 m |
| EMPUJE DINÁMICO (Ee) | |
| Ee | 18.73 Ton/m |
| EeH | 17.96 Ton/m |
| EeV | 5.32 Ton/m |
| ΔEe | 5.06 Ton/m |
| y | 3.04 m |
| x | 6.00 m |
| SOBRECARGA VIVA (LS) | |
| LSH | 2.19 Ton/m |
| LSv | 3.28 Ton/m |
| y | 3.75 m |
| x | 4.50 m |
| FUERZA DE FRENADO (BR) | |
| BR | 0.17 Ton/m |
| y | 9.30 m |
| FUERZA SÍSMICA (EQ) | |
| EQ | 1.70 Ton/m |
| y | 6.68 m |
| SUBPRESIÓN DEL AGUA (WA) | |
| WA | -8.54 Ton/m |
| x | 3.00 m |

- ❖ Verificación de estabilidad estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

Se tomaron los siguientes parámetros para la verificación de la estabilidad:

- Factor de seguridad al deslizamiento (F.S.D) = 1.6
- Factor de seguridad al volcamiento (F.D.V) = 3
- El coeficiente de fricción (μ) = 0.65, este parámetro se obtiene mediante el ángulo de fricción del suelo.

- La capacidad portante admisible del suelo (σ_a) = 15.82 kg/cm²
- Para la determinación de las fuerzas resistentes y actuantes, las mismas se las somete a diferentes combinaciones de cargas.
- Fuerzas y momentos actuantes factorados en el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| FUERZAS ACTUANTES (Ton) | | | | | |
|-----------------------------------|-----------|------------|-----------|-----------|------------|
| COMBINACIÓN | EH | LSH | BR | EQ | nSF |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 0.30 | 0.00 | 24.99 |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 0.30 | 0.00 | 24.99 |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 0.30 | 0.00 | 24.99 |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 0.30 | 0.00 | 24.99 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 0.09 | 1.70 | 29.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 0.09 | 1.70 | 29.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 0.09 | 1.70 | 29.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 0.09 | 1.70 | 29.81 |
| MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m) | | | | | |
| COMBINACIÓN | EH | LSH | BR | EQ | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 2.82 | 0.00 | 69.66 |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 2.82 | 0.00 | 69.66 |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 2.82 | 0.00 | 69.66 |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 2.82 | 0.00 | 69.66 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 0.81 | 11.33 | 98.12 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 0.81 | 11.33 | 98.12 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 0.81 | 11.33 | 98.12 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 0.81 | 11.33 | 98.12 |

- Fuerzas y momentos resistentes factoradas en el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| FUERZAS RESISTENTES (Ton) | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|------------|
| COMBINACIÓN | DC | DW | LL | IM | PL | EV | LSV | WA | nSF |
| RESISTENCIA 1 | 37.27 | 0.89 | 6.08 | 2.00 | 1.84 | 51.68 | 5.73 | -8.54 | 101.79 |
| RESISTENCIA 1 | 37.27 | 2.05 | 6.08 | 2.00 | 1.84 | 51.68 | 5.73 | -8.54 | 103.01 |
| RESISTENCIA 1 | 51.76 | 0.89 | 6.08 | 2.00 | 1.84 | 51.68 | 5.73 | -8.54 | 117.01 |
| RESISTENCIA 1 | 51.76 | 2.05 | 6.08 | 2.00 | 1.84 | 51.68 | 5.73 | -8.54 | 118.23 |
| EV. EXTREMO 1 | 37.27 | 0.89 | 1.74 | 0.57 | 0.53 | 53.62 | 1.64 | -8.54 | 87.71 |
| EV. EXTREMO 1 | 37.27 | 2.05 | 1.74 | 0.57 | 0.53 | 53.62 | 1.64 | -8.54 | 88.87 |
| EV. EXTREMO 1 | 51.76 | 0.89 | 1.74 | 0.57 | 0.53 | 53.62 | 1.64 | -8.54 | 102.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 51.76 | 2.05 | 1.74 | 0.57 | 0.53 | 53.62 | 1.64 | -8.54 | 103.36 |
| MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m) | | | | | | | | | |
| COMBINACIÓN | DC | DW | LL | IM | PL | EV | LSV | WA | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 103.68 | 2.35 | 16.10 | 5.31 | 4.87 | 242.41 | 25.80 | -25.61 | 393.66 |
| RESISTENCIA 1 | 103.68 | 5.43 | 16.10 | 5.31 | 4.87 | 242.41 | 25.80 | -25.61 | 396.89 |
| RESISTENCIA 1 | 144.00 | 2.35 | 16.10 | 5.31 | 4.87 | 242.41 | 25.80 | -25.61 | 435.99 |
| RESISTENCIA 1 | 144.00 | 5.43 | 16.10 | 5.31 | 4.87 | 242.41 | 25.80 | -25.61 | 439.22 |
| EV. EXTREMO 1 | 103.68 | 2.35 | 4.60 | 1.52 | 1.39 | 254.04 | 7.37 | -25.61 | 349.34 |
| EV. EXTREMO 1 | 103.68 | 5.43 | 4.60 | 1.52 | 1.39 | 254.04 | 7.37 | -25.61 | 352.42 |
| EV. EXTREMO 1 | 144.00 | 2.35 | 4.60 | 1.52 | 1.39 | 254.04 | 7.37 | -25.61 | 389.66 |
| EV. EXTREMO 1 | 144.00 | 5.43 | 4.60 | 1.52 | 1.39 | 254.04 | 7.37 | -25.61 | 392.74 |

- Estabilidad al deslizamiento en el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO | | |
|-------------------------------------|-----------------|-----|
| COMBINACION | mSFV/SFH | |
| RESISTENCIA 1 | 2.646 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2.677 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.041 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.073 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.910 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.936 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 2.226 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 2.251 | OK! |

- Estabilidad al volcamiento en el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO | | |
|-----------------------------------|----------------|-----|
| COMBINACION | SMR/SMA | |
| RESISTENCIA 1 | 5.651 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 5.698 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 6.259 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 6.305 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.560 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.592 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.971 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 4.003 | OK! |

- Esfuerzo máximo y mínimo del suelo para el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| COMBINACIÓN | x (m) | e (m) | | qmax (Ton/m2) | | qmin (Ton/m2) | |
|--------------------|--------------|--------------|-----|----------------------|-----|----------------------|-----|
| RESISTENCIA 1 | 3.183 | 0.183 | OK! | 20.07 | OK! | 13.86 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.177 | 0.177 | OK! | 20.20 | OK! | 14.14 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.131 | 0.131 | OK! | 22.05 | OK! | 16.95 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.126 | 0.126 | OK! | 22.18 | OK! | 17.23 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 2.864 | 0.136 | OK! | 16.60 | OK! | 12.63 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 2.862 | 0.138 | OK! | 16.86 | OK! | 12.76 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 2.853 | 0.147 | OK! | 19.54 | OK! | 14.52 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 2.850 | 0.150 | OK! | 19.80 | OK! | 14.65 | OK! |

- ❖ Análisis estructural del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis
- Cortante y momento de diseño en la base de la pantalla del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| COMBINACIÓN | CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | | |
|---------------|--------------------------------------|-------|------|------|-------|
| | EH | LSH | BR | EQ | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 0.30 | 0.00 | 19.05 |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 0.30 | 0.00 | 19.05 |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 0.30 | 0.00 | 19.05 |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 0.30 | 0.00 | 19.05 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 0.09 | 1.70 | 22.65 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 0.09 | 1.70 | 22.65 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 0.09 | 1.70 | 22.65 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 0.09 | 1.70 | 22.65 |
| COMBINACIÓN | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | | | |
| | EH | LSH | BR | EQ | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 2.52 | 0.00 | 47.57 |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 2.52 | 0.00 | 47.57 |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 2.52 | 0.00 | 47.57 |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 2.52 | 0.00 | 47.57 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 0.72 | 8.23 | 65.34 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 0.72 | 8.23 | 65.34 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 0.72 | 8.23 | 65.34 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 0.72 | 8.23 | 65.34 |

- Ubicación de M/2 para el corte del acero del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| COMBINACIÓN | MOMENTO M/2 (Ton-m) | | | | |
|---------------|---------------------|------|-------------|------|---------|
| | EH | LSH | BR | EQ | nS(M/2) |
| RESISTENCIA 1 | 15.47 | 5.21 | 1.92 | 0.00 | 23.74 |
| RESISTENCIA 1 | 15.47 | 5.21 | 1.92 | 0.00 | 23.74 |
| RESISTENCIA 1 | 15.47 | 5.21 | 1.92 | 0.00 | 23.74 |
| RESISTENCIA 1 | 15.47 | 5.21 | 1.92 | 0.00 | 23.74 |
| EV. EXTREMO 1 | 25.78 | 1.49 | 0.55 | 4.87 | 32.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 25.78 | 1.49 | 0.55 | 4.87 | 32.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 25.78 | 1.49 | 0.55 | 4.87 | 32.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 25.78 | 1.49 | 0.55 | 4.87 | 32.68 |
| y | | | 4.520 m | | |
| ty | | | 0.772 m | | |
| Mu | | | 65.34 Ton-m | | |
| Mu/2 | | | 32.68 Ton-m | | |

- Cortante y momento en la base del parapeto del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| COMBINACIÓN | CORTANTE Vdparap (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | | |
|---------------|---|------|------|------|------|
| | EH | LSH | BR | EQ | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 0.30 | 0.00 | 2.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 0.30 | 0.00 | 2.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 0.30 | 0.00 | 2.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 0.30 | 0.00 | 2.12 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 0.09 | 1.70 | 3.24 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 0.09 | 1.70 | 3.24 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 0.09 | 1.70 | 3.24 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 0.09 | 1.70 | 3.24 |
| COMBINACIÓN | MOMENTO Mparap (Ton-m) - MÁXIMO | | | | |
| | EH | LSH | BR | EQ | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.05 | 0.00 | 4.00 |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.05 | 0.00 | 4.00 |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.05 | 0.00 | 4.00 |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.05 | 0.00 | 4.00 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 0.30 | 1.40 | 5.33 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 0.30 | 1.40 | 5.33 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 0.30 | 1.40 | 5.33 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 0.30 | 1.40 | 5.33 |

- Fuerza cortante y momento flector en el talón del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| COMBINACIÓN | qcara (Ton/m) | CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | | |
|---------------|------------------|--------------------------------------|-------|--------|-------|-------|
| | | DC | LSv | EV | Q | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 16.966 | -6.37 | -5.73 | -46.44 | 45.47 | 13.72 |
| RESISTENCIA 1 | 17.169 | -6.37 | -5.73 | -46.44 | 46.18 | 12.98 |
| RESISTENCIA 1 | 19.502 | -8.85 | -5.73 | -46.44 | 53.77 | 7.61 |
| RESISTENCIA 1 | 19.705 | -8.85 | -5.73 | -46.44 | 54.47 | 6.87 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.618 | -6.37 | -1.64 | -46.44 | 40.20 | 14.25 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.811 | -6.37 | -1.64 | -46.44 | 40.67 | 13.78 |
| EV. EXTREMO 1 | 17.033 | -8.85 | -1.64 | -46.44 | 46.55 | 10.38 |
| EV. EXTREMO 1 | 17.227 | -8.85 | -1.64 | -46.44 | 47.02 | 9.91 |
| COMBINACIÓN | qcara (Ton/m) | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | | | |
| | | DC | LSv | EV | Q | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 16.966 | -9.72 | -8.60 | -69.66 | 85.65 | 2.44 |
| RESISTENCIA 1 | 17.169 | -9.72 | -8.60 | -69.66 | 86.35 | 1.70 |
| RESISTENCIA 1 | 19.502 | -13.50 | -8.60 | -69.66 | 95.41 | 3.84 |
| RESISTENCIA 1 | 19.705 | -13.50 | -8.60 | -69.66 | 96.11 | 4.57 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.618 | -9.72 | -2.46 | -69.66 | 71.73 | 10.10 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.811 | -9.72 | -2.46 | -69.66 | 72.80 | 9.03 |
| EV. EXTREMO 1 | 17.033 | -13.50 | -2.46 | -69.66 | 84.18 | 1.44 |
| EV. EXTREMO 1 | 17.227 | -13.50 | -2.46 | -69.66 | 85.25 | 0.36 |

- Fuerza cortante y momento flector en la punta del estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| COMBINACIÓN | q _{cara} (Ton/m) | CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA | | |
|---------------|------------------------------|---|-------|-------|
| | | DC | Q | nSV |
| RESISTENCIA 1 | 18.000 | -4.21 | 37.12 | 34.55 |
| RESISTENCIA 1 | 18.179 | -4.21 | 37.42 | 34.87 |
| RESISTENCIA 1 | 20.352 | -5.85 | 41.34 | 37.27 |
| RESISTENCIA 1 | 20.531 | -5.85 | 41.65 | 37.59 |
| EV. EXTREMO 1 | 15.279 | -4.21 | 31.08 | 26.87 |
| EV. EXTREMO 1 | 15.495 | -4.21 | 31.55 | 27.34 |
| EV. EXTREMO 1 | 17.870 | -5.85 | 36.48 | 30.63 |
| EV. EXTREMO 1 | 18.086 | -5.85 | 36.94 | 31.09 |
| COMBINACIÓN | q _{cara} (Ton/m) | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | |
| | | DC | Q | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 18.000 | -4.32 | 41.52 | 39.06 |
| RESISTENCIA 1 | 18.179 | -4.32 | 41.75 | 39.30 |
| RESISTENCIA 1 | 20.352 | -6.00 | 45.24 | 41.20 |
| RESISTENCIA 1 | 20.531 | -6.00 | 45.47 | 41.44 |
| EV. EXTREMO 1 | 15.279 | -4.32 | 34.08 | 29.76 |
| EV. EXTREMO 1 | 15.495 | -4.32 | 34.64 | 30.32 |
| EV. EXTREMO 1 | 17.870 | -6.00 | 40.20 | 34.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 18.086 | -6.00 | 40.75 | 34.75 |

- ❖ Diseño estructural de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis
 - Para el diseño estructural de los estribos se considera un hormigón de $f'c = 210$ kg/cm² y un acero con una fluencia $F_y = 4200$ kg/cm².
 - El recubrimiento de la pantalla es de 0.05m y de la zapata de 0.075m.
 - Los factores Φ para flexión es 0.90 y para corte 0.85.

Tabla 3.3 Áreas de acero

| BARRA | Φ mm | A (cm ²) |
|-------|-----------|----------------------|
| #8 | 8 | 0.50 cm ² |
| #10 | 10 | 0.79 cm ² |
| #12 | 12 | 1.13 cm ² |
| #14 | 14 | 1.54 cm ² |
| #16 | 16 | 2.01 cm ² |
| #18 | 18 | 2.54 cm ² |
| #20 | 20 | 3.14 cm ² |
| #22 | 22 | 3.80 cm ² |
| #25 | 25 | 4.91 cm ² |
| #28 | 28 | 6.16 cm ² |

- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 22.65 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | |
|-----------------|------------------------|------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 65.34 Ton-m | | |
| d | 95.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 8.04Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0020 | As | 18.68 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 9.34 cm ² |
| #20 | 3.14 cm ² | | |
| | | OK! | |
| Nº Aceros | 5.95 | | |
| s (Calculado) | 16.82 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Asvint | 2#20@15 | | |
| Ld | 0.72 m | | |
| Lcorte (calc) | 2.70 m | | |
| Lcorte (redond) | 2.70 m | | |
| Asvint/2 | #20@15 | | |

| CARA EXTERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 17.10 cm ² |
| Nº Aceros | 5.44 |
| s (Calculado) | 18.37 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Asvext | #20@15 |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | |
|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 |
| Ash | 17.10 cm ² |
| Ash/3 | 5.70 cm ² |
| Nº Aceros | 2.24 |
| s (Calculado) | 44.64 cm |
| s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 11.40 cm ² |
| Nº Aceros | 4.48 |
| s (Calculado) | 22.32 cm |
| s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 |

| PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 |
| Ash | 13.00 cm ² |
| Ash/3 | 4.33 cm ² |
| Nº Aceros | 1.70 |
| s (Calculado) | 58.71 cm |
| s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 8.67 cm ² |
| Nº Aceros | 3.41 |
| s (Calculado) | 29.35 cm |
| s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 |

| | | |
|-----------------|--------|----------|
| RESUMEN: | Ashint | #18,@,25 |
| | Ashext | #18,@,20 |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 3.24 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|------------------------|----|----------------------|
| Mu | 5.33 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 9.48Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0023 | As | 5.82 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | | OK! |
| Nº Aceros | 2.29 | | |
| s (Calculado) | 43.73 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 14.25 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 10.10 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 1.31Kg/cm ² |
| ρ | 0.000314 |
| ρ min | 0.0018 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslinf | #18@15 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 37.59 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 41.44 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 5.38Kg/cm ² |
| ρ | 0.0013 |
| ρ min | 0.0018 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslinf | #18@15 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

3.2.1.1.2 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

Mediante una hoja electrónica en Excel se realiza el mismo proceso para los diferentes estribos cerrados, y se procede a verificar que cumpla con todos los parámetros establecidos anteriormente. Para lo cual de aquí en adelante se colocará únicamente las dimensiones de los estribos, y la distribución del acero que satisfacen las condiciones de diseño.

- ❖ Dimensionamiento estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-------------------|------------------|------------------------|
| H | 8.50 m | Dato |
| h | 4.00 m | Dato |
| B | 6.50 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.50 m | Criterio |
| tnf | 1.00 m | Criterio |
| L | 2.00 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.35 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.65 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.20 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 5.65° | Calculado |
| N | 0.70 m | Calculado |
| ha | 1.15 m | Dato |
| tha | 0.59 m | Calculado |
| H _{pant} | 7.50 m | Calculado |

- ❖ Diseño estructural del estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.45 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | | CARA EXTERIOR | |
|-----------------|-------------------------|------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | | DESC. | VALOR |
| Mu | 96.72 Ton-m | | | #20 | 3.14 cm ² |
| d | 95.00 cm | | | Asmin | 17.10 cm ² |
| B | 100.00 cm | | | N° Aceros | 5.44 |
| Ru | 11.91Kg/cm ² | | | s (Calculado) | 18.37 cm |
| ρ | 0.0029 | As | 27.99 cm ² | s (Redond.) | 15 cm |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 13.99 cm ² | Asvext | #20@15 |
| #20 | 3.14 cm ² | OK! | | | |
| N° Aceros | 8.91 | | | | |
| s (Calculado) | 11.23 cm | | | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | | | |
| Asvint | 2#20@15 | | | | |
| Ld | 0.72 m | | | | |
| Lcorte (calc) | 3.00 m | | | | |
| Lcorte (redond) | 3.00 m | | | | |
| Asvint/2 | #20@15 | | | | |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | | PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² | #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | ρ min | 0.0018 |
| Ash | 17.10 cm ² | Ash | 13.26 cm ² |
| Ash/3 | 5.70 cm ² | Ash/3 | 4.42 cm ² |
| N° Aceros | 2.24 | N° Aceros | 1.74 |
| s (Calculado) | 44.64 cm | s (Calculado) | 57.55 cm |
| s (Redond.) | 25 cm | s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 | Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² | #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 11.40 cm ² | 2*Ash/3 | 8.84 cm ² |
| N° Aceros | 4.48 | N° Aceros | 3.48 |
| s (Calculado) | 22.32 cm | s (Calculado) | 28.78 cm |
| s (Redond.) | 20 cm | s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 | Ashext | #18@20 |

| RESUMEN: | | |
|----------|----------|--|
| Ashint | #18,@,25 | |
| Ashext | #18,@,20 | |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 3.24 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|--------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 5.86 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 10.42 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0026 | As | 6.41 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| Nº Aceros | 2.52 | | |
| s (Calculado) | 39.67 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 20.94 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 9.36 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 1.22Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.000291 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | Usar Asmin! | |
| #18 | 2.54 cm ² | | |
| N° Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 39.77 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 43.59 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 5.66Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0014 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | Usar Asmin! | |
| #18 | 2.54 cm ² | | |
| N° Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

3.2.1.1.3 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas metálicas primera hipótesis

- ❖ Dimensionamiento estribo derecho cerrado con vigas metálicas primera hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-----------|------------------|------------------------|
| H | 7.50 m | Dato |
| h | 3.50 m | Dato |
| B | 5.50 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.50 m | Criterio |
| tinf | 1.00 m | Criterio |
| L | 1.50 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.50 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.80 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.20 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 7.31° | Calculado |
| N | 0.70 m | Calculado |
| ha | 0.45 m | Dato |
| tha | 0.62 m | Calculado |
| Hpant | 6.50 m | Calculado |

- ❖ Definición de cargas

Mediante el segundo análisis realizado en la superestructura con vigas metálicas se obtuvieron las siguientes cargas:

$$DC = 178.28 \text{ Ton}$$

$$DW = 17.21 \text{ Ton}$$

$$LL = 43.74 \text{ Ton}$$

$$PL = 13.21 \text{ Ton}$$

- ❖ Diseño estructural del estribo derecho cerrado con vigas metálicas primera hipótesis
- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 22.36 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | | CARA EXTERIOR | |
|-----------------|------------------------|------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | | DESC. | VALOR |
| Mu | 63.76 Ton-m | | | #20 | 3.14 cm ² |
| d | 95.00 cm | | | Asmin | 17.10 cm ² |
| B | 100.00 cm | | | Nº Aceros | 5.44 |
| Ru | 7.85Kg/cm ² | | | s (Calculado) | 18.37 cm |
| ρ | 0.0019 | As | 18.22 cm ² | s (Redond.) | 15 cm |
| ρ_{\min} | 0.0018 | As/2 | 9.11 cm ² | Asvext | #20@15 |
| #20 | 3.14 cm ² | OK! | | | |
| Nº Aceros | 5.80 | | | | |
| s (Calculado) | 17.24 cm | | | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | | | |
| Asvint | 2#20@15 | | | | |
| Ld | 0.72 m | | | | |
| Lcorte (cale) | 2.69 m | | | | |
| Lcorte (redond) | 2.60 m | | | | |
| Asvint/2 | #20@15 | | | | |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | |
|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 |
| Ash | 17.10 cm ² |
| Ash/3 | 5.70 cm ² |
| N° Aceros | 2.24 |
| s (Calculado) | 44.64 cm |
| s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 11.40 cm ² |
| N° Aceros | 4.48 |
| s (Calculado) | 22.32 cm |
| s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 |

| PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 |
| Ash | 12.89 cm ² |
| Ash/3 | 4.30 cm ² |
| N° Aceros | 1.69 |
| s (Calculado) | 59.23 cm |
| s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 8.59 cm ² |
| N° Aceros | 3.38 |
| s (Calculado) | 29.61 cm |
| s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 |

| RESUMEN: | | |
|----------|----------|--|
| Ashint | #18,@,25 | |
| Ashext | #18,@,20 | |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 3.22 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|--------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 5.91 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 10.51 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0026 | As | 6.47 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| N° Aceros | 2.54 | | |
| s (Calculado) | 39.33 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 16.75 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 20.56 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 2.67Kg/cm ² |
| ρ | 0.000643 |
| ρ min | 0.0018 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslinf | #18@15 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 28.94 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|----------------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 25.94 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 3.37Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0008 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | Usar Asmin! | |
| #18 | 2.54 cm ² | | |
| N° Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|----------------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

3.2.1.1.4 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas primera**hipótesis**

- ❖ Dimensionamiento estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas primera hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-------------------|------------------|------------------------|
| H | 8.50 m | Dato |
| h | 3.80 m | Dato |
| B | 6.50 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.50 m | Criterio |
| tinf | 1.00 m | Criterio |
| L | 2.00 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.50 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.80 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.20 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 5.83° | Calculado |
| N | 0.70 m | Calculado |
| ha | 1.15 m | Dato |
| tha | 0.60 m | Calculado |
| H _{pant} | 7.50 m | Calculado |

- ❖ Diseño estructural del estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas primera hipótesis

- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.17 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | | CARA EXTERIOR | |
|-----------------|-------------------------|------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | | DESC. | VALOR |
| Mu | 94.86 Ton-m | | | #20 | 3.14 cm ² |
| d | 95.00 cm | | | Asmin | 17.10 cm ² |
| B | 100.00 cm | | | N° Aceros | 5.44 |
| Ru | 11.68Kg/cm ² | | | s (Calculado) | 18.37 cm |
| ρ | 0.0029 | As | 27.43 cm ² | s (Redond.) | 15 cm |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 13.71 cm ² | Asvext | #20@15 |
| #20 | 3.14 cm ² | OK! | | | |
| N° Aceros | 8.73 | | | | |
| s (Calculado) | 11.45 cm | | | | |
| s (Redond.) | 10 cm | | | | |
| Asvint | 2#20@10 | | | | |
| Ld | 0.72 m | | | | |
| Lcorte (calc) | 2.98 m | | | | |
| Lcorte (redond) | 2.90 m | | | | |
| Asvint/2 | #20@10 | | | | |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | | PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² | #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | ρ min | 0.0018 |
| Ash | 17.10 cm ² | Ash | 13.19 cm ² |
| Ash/3 | 5.70 cm ² | Ash/3 | 4.40 cm ² |
| N° Aceros | 2.24 | N° Aceros | 1.73 |
| s (Calculado) | 44.64 cm | s (Calculado) | 57.88 cm |
| s (Redond.) | 25 cm | s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 | Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² | #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 11.40 cm ² | 2*Ash/3 | 8.79 cm ² |
| N° Aceros | 4.48 | N° Aceros | 3.46 |
| s (Calculado) | 22.32 cm | s (Calculado) | 28.94 cm |
| s (Redond.) | 20 cm | s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 | Ashext | #18@20 |

| RESUMEN: | | |
|----------|----------|--|
| Ashint | #18,@,25 | |
| Ashext | #18,@,20 | |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 3.22 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|--------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 6.54 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 11.62 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0029 | As | 7.18 cm ² |
| ρ_{\min} | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| Nº Aceros | 2.82 | | |
| s (Calculado) | 35.43 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 21.35 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 12.03 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 1.56Kg/cm ² |
| ρ | 0.000375 |
| ρ min | 0.0018 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslinf | #18@15 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 39.04 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 41.59 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 5.40Kg/cm ² |
| ρ | 0.0013 |
| ρ min | 0.0018 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslinf | #18@15 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

3.2.1.2 Segunda Hipótesis

Una segunda hipótesis para el modelamiento de los estribos es cuando se colocan las vigas de la superestructura con una grúa, es decir, no se consideran las cargas provenientes de la superestructura. Las cargas a considerar son el peso propio de la subestructura (DC), el peso propio del suelo de relleno (EV), la sobrecarga viva (Ls), el empuje del terreno (E), la subpresión del agua (WA) y el empuje producido por la grúa (E2) que coloca las vigas de la superestructura.

Se sigue considerando una sobrecarga de carga viva $q = 1.09 \text{ Ton}/m^2$

El caso en que la grúa coloca las vigas, se considera como una carga uniformemente distribuida $q = 3.46 \text{ Ton}/m^2$.

Para el diseño de los todos los estribos en la segunda hipótesis se considera las siguientes presiones y plano de falla:

- Presión activa, dinámica y plano de falla

| PRESION ACTIVA Y DINÁMICA | |
|---------------------------|-------------------------|
| δ | 16.50° |
| γ_m | 1.82 Ton/m ³ |
| A | 0.30 |
| k_a | 0.2671 |
| k_e | 0.3659 |
| ψ | 28.50° |

3.2.1.2.1 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas segunda**hipótesis**

- ❖ Dimensionamiento estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-----------|------------------|------------------------|
| H | 7.50 m | Dato |
| h | 3.70 m | Dato |
| B | 7.50 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.50 m | Criterio |
| tinf | 1.00 m | Criterio |
| L | 2.00 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.35 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.65 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.20 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 7.04° | Calculado |
| N | 0.70 m | Calculado |
| ha | 0.45 m | Dato |
| tha | 0.61 m | Calculado |
| Hpant | 6.50 m | Calculado |

❖ Definición de cargas

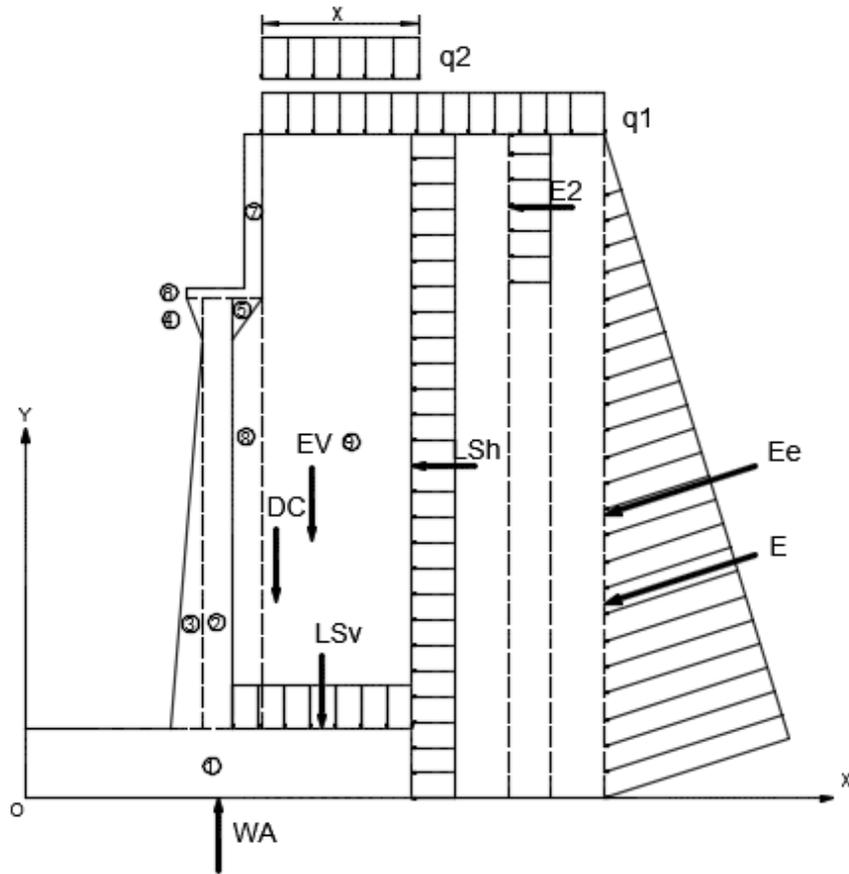


Figura.3.20 Fuerzas actuantes en la subestructura segunda hipótesis

Fuente: (Bravo & Barco, 2014)

- Peso propio del estribo derecho cerrado y del suelo para vigas pretensadas segunda hipótesis

| PESO PROPIO SUBESTRUCTURA (DC) | | | | |
|---------------------------------------|-----------|----------|-----------|--------------|
| N° | VOL. (m3) | DC (Ton) | x (m) | DC*x (Ton*m) |
| 1 | 7.50 | 18.00 | 3.75 | 67.50 |
| 2 | 2.33 | 5.58 | 2.75 | 15.35 |
| 3 | 1.09 | 2.61 | 2.33 | 6.09 |
| 4 | 0.03 | 0.07 | 2.43 | 0.18 |
| 5 | 0.05 | 0.11 | 3.10 | 0.33 |
| 6 | 0.20 | 0.48 | 2.80 | 1.34 |
| 7 | 0.50 | 1.19 | 3.15 | 3.74 |
| Σ | -- | 28.04 | -- | 94.53 |
| DC | | | 28.04 Ton | |
| x | | | 3.37 m | |
| PESO PROPIO DEL SUELO (EV) | | | | |
| N° | VOL. (m3) | EV (Ton) | x (m) | EV*x (Ton*m) |
| 8 | 1.35 | 2.46 | 3.15 | 7.74 |
| 9 | 27.30 | 49.69 | 5.40 | 268.30 |
| Σ | -- | 52.14 | -- | 276.04 |
| EV | | | 52.14 Ton | |
| x | | | 5.29 m | |

- Cargas actuantes en el estribo derecho cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis

| EMPUJE ESTÁTICO (E) | |
|---------------------------------|--------------|
| E | 13.67 Ton/m |
| EH | 13.11 Ton/m |
| EV | 3.88 Ton/m |
| y | 2.50 m |
| x | 7.50 m |
| EMPUJE DINÁMICO (Ee) | |
| Ee | 18.73 Ton/m |
| EeH | 17.96 Ton/m |
| EeV | 5.32 Ton/m |
| ΔEe | 5.06 Ton/m |
| y | 3.04 m |
| x | 7.50 m |
| SOBRECARGA VIVA (LS) | |
| LSh | 2.19 Ton/m |
| LSv | 4.91 Ton/m |
| y | 3.75 m |
| x | 5.25 m |
| EMPUJE GRUA (E2) | |
| E2 | 6.92 Ton/m |
| y | 3.75 m |
| SUBPRESIÓN DEL AGUA (WA) | |
| WA | -10.04 Ton/m |
| x | 3.75 m |

- ❖ Verificación de estabilidad estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

Se tomaron los siguientes parámetros para la verificación de la estabilidad:

- Factor de seguridad al deslizamiento (F.S.D) = 1.6
 - Factor de seguridad al volcamiento (F.D.V) = 3
 - El coeficiente de fricción (μ) = 0.65, este parámetro se obtiene mediante el ángulo de fricción del suelo.
 - La capacidad portante admisible del suelo (σ_a) = 17.03 kg/cm²
- Fuerzas y momentos actuantes factorados en el estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| FUERZAS ACTUANTES (Ton) | | | | |
|-----------------------------------|-----------|------------|-----------|------------|
| COMBINACIÓN | EH | LSH | E2 | nSF |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 10.39 | 35.57 |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 10.39 | 35.57 |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 10.39 | 35.57 |
| RESISTENCIA 1 | 19.66 | 3.83 | 10.39 | 35.57 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 10.39 | 38.42 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 10.39 | 38.42 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 10.39 | 38.42 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.94 | 1.09 | 10.39 | 38.42 |
| MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m) | | | | |
| COMBINACIÓN | EH | LSH | E2 | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 71.91 | 107.61 |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 71.91 | 107.61 |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 71.91 | 107.61 |
| RESISTENCIA 1 | 49.16 | 14.36 | 71.91 | 107.61 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 71.91 | 124.96 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 71.91 | 124.96 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 71.91 | 124.96 |
| EV. EXTREMO 1 | 81.89 | 4.10 | 71.91 | 124.96 |

- Fuerzas y momentos resistentes factoradas en el estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| FUERZAS RESISTENTES (Ton) | | | | | |
|-------------------------------------|-----------|-----------|------------|-----------|------------|
| COMBINACIÓN | DC | EV | LSV | WA | nSF |
| RESISTENCIA 1 | 25.23 | 75.64 | 8.60 | -10.04 | 104.40 |
| RESISTENCIA 1 | 25.23 | 75.64 | 8.60 | -10.04 | 104.40 |
| RESISTENCIA 1 | 35.05 | 75.64 | 8.60 | -10.04 | 114.71 |
| RESISTENCIA 1 | 35.05 | 75.64 | 8.60 | -10.04 | 114.71 |
| EV. EXTREMO 1 | 25.23 | 77.57 | 2.46 | -10.04 | 95.23 |
| EV. EXTREMO 1 | 25.23 | 77.57 | 2.46 | -10.04 | 95.23 |
| EV. EXTREMO 1 | 35.05 | 77.57 | 2.46 | -10.04 | 105.04 |
| EV. EXTREMO 1 | 35.05 | 77.57 | 2.46 | -10.04 | 105.04 |
| MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m) | | | | | |
| COMBINACIÓN | DC | EV | LSV | WA | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 85.08 | 411.98 | 45.15 | -37.64 | 529.79 |
| RESISTENCIA 1 | 85.08 | 411.98 | 45.15 | -37.64 | 529.79 |
| RESISTENCIA 1 | 118.16 | 411.98 | 45.15 | -37.64 | 564.53 |
| RESISTENCIA 1 | 118.16 | 411.98 | 45.15 | -37.64 | 564.53 |
| EV. EXTREMO 1 | 85.08 | 426.52 | 12.90 | -37.64 | 486.85 |
| EV. EXTREMO 1 | 85.08 | 426.52 | 12.90 | -37.64 | 486.85 |
| EV. EXTREMO 1 | 118.16 | 426.52 | 12.90 | -37.64 | 519.94 |
| EV. EXTREMO 1 | 118.16 | 426.52 | 12.90 | -37.64 | 519.94 |

- Estabilidad al deslizamiento en el estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO | | |
|-------------------------------------|-----------------|-----|
| COMBINACION | mSFV/SFH | |
| RESISTENCIA 1 | 1.906 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 1.906 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2.094 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2.094 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.610 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.610 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.776 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.776 | OK! |

- Estabilidad al volcamiento en el estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO | | |
|-----------------------------------|----------------|-----|
| COMBINACION | SMR/SMA | |
| RESISTENCIA 1 | 4.923 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 4.923 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 5.246 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 5.246 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.896 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.896 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 4.161 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 4.161 | OK! |

- Esfuerzo máximo y mínimo del suelo en el estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | x (m) | e (m) | | qmax (Ton/m²) | | qmin (Ton/m²) | |
|--------------------|--------------|--------------|-----|---------------------------------|-----|---------------------------------|-----|
| RESISTENCIA 1 | 4.044 | 0.294 | OK! | 17.19 | OK! | 10.65 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 4.044 | 0.294 | OK! | 17.19 | OK! | 10.65 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.983 | 0.233 | OK! | 18.15 | OK! | 12.44 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.983 | 0.233 | OK! | 18.15 | OK! | 12.44 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.800 | 0.050 | OK! | 13.21 | OK! | 12.19 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.800 | 0.050 | OK! | 13.21 | OK! | 12.19 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.760 | 0.010 | OK! | 14.12 | OK! | 13.89 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.760 | 0.010 | OK! | 14.12 | OK! | 13.89 | OK! |

- ❖ Análisis estructural del estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis
- Cortante y momento de diseño en la base de la pantalla del estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | |
|---------------|--------------------------------------|-------|-------|-------|
| | EH | LSH | E2 | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 8.94 | 28.11 |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 8.94 | 28.11 |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 8.94 | 28.11 |
| RESISTENCIA 1 | 14.54 | 3.29 | 8.94 | 28.11 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 8.94 | 29.80 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 8.94 | 29.80 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 8.94 | 29.80 |
| EV. EXTREMO 1 | 19.92 | 0.94 | 8.94 | 29.80 |
| COMBINACIÓN | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | | |
| | EH | LSH | E2 | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 29.27 | 75.66 |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 29.27 | 75.66 |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 29.27 | 75.66 |
| RESISTENCIA 1 | 32.00 | 10.78 | 29.27 | 75.66 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 29.27 | 85.65 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 29.27 | 85.65 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 29.27 | 85.65 |
| EV. EXTREMO 1 | 53.31 | 3.08 | 29.27 | 85.65 |

- Ubicación de M/2 para el corte del acero del estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | MOMENTO M/2 (Ton-m) | | | |
|---------------|---------------------|------|-------|---------|
| | EH | LSH | E2 | nS(M/2) |
| RESISTENCIA 1 | 15.99 | 5.39 | 14.63 | 37.81 |
| RESISTENCIA 1 | 15.99 | 5.39 | 14.63 | 37.81 |
| RESISTENCIA 1 | 15.99 | 5.39 | 14.63 | 37.81 |
| RESISTENCIA 1 | 15.99 | 5.39 | 14.63 | 37.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.64 | 1.54 | 14.63 | 42.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.64 | 1.54 | 14.63 | 42.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.64 | 1.54 | 14.63 | 42.81 |
| EV. EXTREMO 1 | 26.64 | 1.54 | 14.63 | 42.81 |
| y | 4.60 m | | | |
| ty | 0.78 m | | | |
| Mu | 85.65 Ton-m | | | |
| Mu/2 | 42.81 Ton-m | | | |

- Cortante y momento en la base del parapeto del estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | CORTANTE Vdparap (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | |
|---------------|---|------|------|------|
| | EH | LSH | E2 | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| COMBINACIÓN | MOMENTO Mparap (Ton-m) - MÁXIMO | | | |
| | EH | LSH | E2 | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.89 | 4.88 |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.89 | 4.88 |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.89 | 4.88 |
| RESISTENCIA 1 | 2.06 | 0.69 | 1.89 | 4.88 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 1.89 | 5.52 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 1.89 | 5.52 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 1.89 | 5.52 |
| EV. EXTREMO 1 | 3.43 | 0.20 | 1.89 | 5.52 |

- Fuerza cortante y momento flector en el talón del estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | qcara (Ton/m) | CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | | |
|---------------|------------------|--------------------------------------|--------|---------|--------|-------|
| | | DC | LSv | EV | Q | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 14.575 | -9.61 | -8.60 | -70.39 | 56.12 | 34.11 |
| RESISTENCIA 1 | 14.575 | -9.61 | -8.60 | -70.39 | 56.12 | 34.11 |
| RESISTENCIA 1 | 15.865 | -13.35 | -8.60 | -70.39 | 62.98 | 30.83 |
| RESISTENCIA 1 | 15.865 | -13.35 | -8.60 | -70.39 | 62.98 | 30.83 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.799 | -9.61 | -2.46 | -70.39 | 55.59 | 26.87 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.799 | -9.61 | -2.46 | -70.39 | 55.59 | 26.87 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.029 | -13.35 | -2.46 | -70.39 | 62.12 | 24.08 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.029 | -13.35 | -2.46 | -70.39 | 62.12 | 24.08 |
| COMBINACIÓN | qcara (Ton/m) | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | | | |
| | | DC | LSv | EV | Q | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 14.575 | -21.87 | -19.35 | -158.38 | 174.07 | 26.81 |
| RESISTENCIA 1 | 14.575 | -21.87 | -19.35 | -158.38 | 174.07 | 26.81 |
| RESISTENCIA 1 | 15.865 | -30.38 | -19.35 | -158.38 | 183.77 | 25.56 |
| RESISTENCIA 1 | 15.865 | -30.38 | -19.35 | -158.38 | 183.77 | 25.56 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.799 | -21.87 | -5.53 | -158.38 | 133.74 | 52.05 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.799 | -21.87 | -5.53 | -158.38 | 133.74 | 52.05 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.029 | -30.38 | -5.53 | -158.38 | 142.97 | 51.32 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.029 | -30.38 | -5.53 | -158.38 | 142.97 | 51.32 |

- Fuerza cortante y momento flector en la punta del estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | q _{cara} (Ton/m) | CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA | | |
|---------------|------------------------------|---|-------|-------|
| | | DC | Q | nSV |
| RESISTENCIA 1 | 15.447 | -4.21 | 31.82 | 28.99 |
| RESISTENCIA 1 | 15.447 | -4.21 | 31.82 | 28.99 |
| RESISTENCIA 1 | 16.627 | -5.85 | 33.91 | 29.46 |
| RESISTENCIA 1 | 16.627 | -5.85 | 33.91 | 29.46 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.936 | -4.21 | 25.49 | 21.28 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.936 | -4.21 | 25.49 | 21.28 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.059 | -5.85 | 27.48 | 21.63 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.059 | -5.85 | 27.48 | 21.63 |
| COMBINACIÓN | q _{cara} (Ton/m) | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | |
| | | DC | Q | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 15.447 | -4.32 | 35.55 | 32.79 |
| RESISTENCIA 1 | 15.447 | -4.32 | 35.55 | 32.79 |
| RESISTENCIA 1 | 16.627 | -6.00 | 37.31 | 32.88 |
| RESISTENCIA 1 | 16.627 | -6.00 | 37.31 | 32.88 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.936 | -4.32 | 26.60 | 22.28 |
| EV. EXTREMO 1 | 12.936 | -4.32 | 26.60 | 22.28 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.059 | -6.00 | 28.28 | 22.28 |
| EV. EXTREMO 1 | 14.059 | -6.00 | 28.28 | 22.28 |

- ❖ Diseño estructural de estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis
- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.80 \text{ Ton}$$

OK!

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | | CARA EXTERIOR | |
|-----------------|-------------------------|------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | | DESC. | VALOR |
| Mu | 85.65 Ton-m | | | #20 | 3.14 cm ² |
| d | 95.00 cm | | | Asmin | 17.10 cm ² |
| B | 100.00 cm | | | N° Aceros | 5.44 |
| Ru | 10.55Kg/cm ² | | | s (Calculado) | 18.37 cm |
| ρ | 0.0026 | As | 24.68 cm ² | s (Redond.) | 15 cm |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 12.34 cm ² | Asvext | #20@15 |
| #22 | 3.80 cm ² | | | | |
| N° Aceros | 6.49 | | | | |
| s (Calculado) | 15.40 cm | | | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | | | |
| Asvint | 2#22@15 | | | | |
| Ld | 0.72 m | | | | |
| Lcorte (cale) | 2.63 m | | | | |
| Lcorte (redond) | 2.60 m | | | | |
| Asvint/2 | #22@15 | | | | |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | | PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² | #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | ρ min | 0.0018 |
| Ash | 17.10 cm ² | Ash | 13.16 cm ² |
| Ash/3 | 5.70 cm ² | Ash/3 | 4.39 cm ² |
| N° Aceros | 2.24 | N° Aceros | 1.72 |
| s (Calculado) | 44.64 cm | s (Calculado) | 58.02 cm |
| s (Redond.) | 25 cm | s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 | Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² | #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 11.40 cm ² | 2*Ash/3 | 8.77 cm ² |
| N° Aceros | 4.48 | N° Aceros | 3.45 |
| s (Calculado) | 22.32 cm | s (Calculado) | 29.01 cm |
| s (Redond.) | 20 cm | s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 | Ashext | #18@20 |

| | | |
|-----------------|--------|----------|
| RESUMEN: | Ashint | #18,@,25 |
| | Ashext | #18,@,20 |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.12 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|-------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 5.52 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 9.81 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0024 | As | 6.03 cm ² |
| ρ_{\min} | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| Nº Aceros | 2.37 | | |
| s (Calculado) | 42.21 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 34.08 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 51.57 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 6.70Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.00163 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | Usar Asmin! | |
| Nº Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.58 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 33.04 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 4.29Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0010 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | Usar Asmin! | |
| Nº Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

3.2.1.2.2 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas segunda

hipótesis

- ❖ Dimensionamiento estribo izquierdo cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-----------|------------------|------------------------|
| H | 8.50 m | Dato |
| h | 4.00 m | Dato |
| B | 8.00 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.70 m | Criterio |
| tinf | 1.20 m | Criterio |
| L | 2.00 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.35 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.65 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.30 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 5.65° | Calculado |
| N | 1.00 m | Calculado |
| ha | 1.15 m | Dato |
| tha | 0.79 m | Calculado |
| Hpant | 7.50 m | Calculado |

- ❖ Diseño estructural de estribo izquierdo cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 75.08 \text{ Ton}$$

$$V_u = 37.99 \text{ Ton}$$

OK!

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | | CARA EXTERIOR | |
|-----------------|-------------------------|------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | | DESC. | VALOR |
| Mu | 124.96 Ton-m | | | #22 | 3.80 cm ² |
| d | 115.00 cm | | | Asmin | 20.70 cm ² |
| B | 100.00 cm | | | N° Aceros | 5.45 |
| Ru | 10.50Kg/cm ² | | | s (Calculado) | 18.36 cm |
| ρ | 0.0026 | As | 29.74 cm ² | s (Redond.) | 15 cm |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 14.87 cm ² | Asvext | #22@15 |
| #25 | 4.91 cm ² | | | | |
| N° Aceros | 6.06 | | | | |
| s (Calculado) | 16.51 cm | | | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | | | |
| Asvint | 2#25@15 | | | | |
| Ld | 0.72 m | | | | |
| Lcorte (calc) | 2.92 m | | | | |
| Lcorte (redond) | 2.90 m | | | | |
| Asvint/2 | #25@15 | | | | |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | | PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² | #20 | 3.14 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | ρ min | 0.0018 |
| Ash | 20.70 cm ² | Ash | 17.01 cm ² |
| Ash/3 | 6.90 cm ² | Ash/3 | 5.67 cm ² |
| N° Aceros | 2.20 | N° Aceros | 1.80 |
| s (Calculado) | 45.53 cm | s (Calculado) | 55.42 cm |
| s (Redond.) | 25 cm | s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #20@25 | Ashint | #20@25 |
| #20 | 3.14 cm ² | #20 | 3.14 cm ² |
| 2*Ash/3 | 13.80 cm ² | 2*Ash/3 | 11.34 cm ² |
| N° Aceros | 4.39 | N° Aceros | 3.61 |
| s (Calculado) | 22.77 cm | s (Calculado) | 27.71 cm |
| s (Redond.) | 20 cm | s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #20@20 | Ashext | #20@20 |

| | | |
|-----------------|--------|----------|
| RESUMEN: | Ashint | #20,@,25 |
| | Ashext | #20,@,20 |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.12 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|--------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 6.05 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 10.75 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0027 | As | 6.63 cm ² |
| ρ_{\min} | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| N° Aceros | 2.60 | | |
| s (Calculado) | 38.41 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #20@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #20@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 37.93 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|----|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 64.13 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 8.33Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0020 | As | 18.85 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #20 | 3.14 cm ² | | |
| N° Aceros | 6.00 | | |
| s (Calculado) | 16.67 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #20@15 | | |

OK!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata
- Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 33.01 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|----|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 35.78 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 4.65Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0011 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #20 | 3.14 cm ² | | |
| N° Aceros | 5.30 | | |
| s (Calculado) | 18.87 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #20@15 | | |

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@15 |
|-----|--------|

3.2.1.2.3 Diseño de estribo derecho cerrado con vigas metálicas segunda

hipótesis

- ❖ Dimensionamiento estribo derecho cerrado para vigas metálicas segunda hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-----------|------------------|------------------------|
| H | 7.50 m | Dato |
| h | 3.50 m | Dato |
| B | 7.20 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.50 m | Criterio |
| tinf | 1.00 m | Criterio |
| L | 1.50 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.50 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.80 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.20 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 7.31° | Calculado |
| N | 0.70 m | Calculado |
| ha | 0.45 m | Dato |
| tha | 0.62 m | Calculado |
| Hpant | 6.50 m | Calculado |

- ❖ Diseño estructural de estribo derecho cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.80 \text{ Ton}$$

OK!

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | |
|-----------------|-------------------------|------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 85.65 Ton-m | | |
| d | 95.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 10.55Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0026 | As | 24.68 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 12.34 cm ² |
| #22 | 3.80 cm ² | | |
| N° Aceros | 6.49 | | |
| s (Calculado) | 15.40 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Asvint | 2#22@15 | | |
| Ld | 0.72 m | | |
| Lcorte (calc) | 2.63 m | | |
| Lcorte (redond) | 2.60 m | | |
| Asvint/2 | #22@15 | | |

| CARA EXTERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 17.10 cm ² |
| N° Aceros | 5.44 |
| s (Calculado) | 18.37 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Asvext | #20@15 |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | |
|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 |
| Ash | 17.10 cm ² |
| Ash/3 | 5.70 cm ² |
| N° Aceros | 2.24 |
| s (Calculado) | 44.64 cm |
| s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 11.40 cm ² |
| N° Aceros | 4.48 |
| s (Calculado) | 22.32 cm |
| s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 |

| PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| ρ min | 0.0018 |
| Ash | 13.02 cm ² |
| Ash/3 | 4.34 cm ² |
| N° Aceros | 1.71 |
| s (Calculado) | 58.64 cm |
| s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #18@25 |
| #18 | 2.54 cm ² |
| 2*Ash/3 | 8.68 cm ² |
| N° Aceros | 3.41 |
| s (Calculado) | 29.32 cm |
| s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #18@20 |

| RESUMEN: | | |
|----------|--------|----------|
| | Ashint | #18,@,25 |
| | Ashext | #18,@,20 |

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.61 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|--------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 6.57 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 11.68 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0029 | As | 7.22 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| Nº Aceros | 2.84 | | |
| s (Calculado) | 35.26 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 26.27 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 39.35 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 5.11Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.00124 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | Usar Asmin! | |
| N° Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 21.14 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 16.83 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 2.19Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0005 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | Usar Asmin! | |
| N° Aceros | 6.54 | | |
| s (Calculado) | 15.28 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #18@15 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #18 | 2.54 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.54 |
| s (Calculado) | 15.28 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #18@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #18@15 |
|-----|--------|

3.2.1.2.4 Diseño de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas segunda

hipótesis

- ❖ Dimensionamiento estribo izquierdo cerrado para vigas metálicas segunda hipótesis

| | DIMENSION | OBSERVACION |
|-----------|-----------|------------------------|
| H | 8.50 m | Dato |
| h | 3.80 m | Dato |
| B | 8.00 m | Criterio |
| D | 1.00 m | Criterio |
| tsup | 0.70 m | Criterio |
| tinf | 1.20 m | Criterio |
| L | 2.00 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| hvigas | 1.50 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.80 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0.30 m | Criterio |
| e1 | 0.20 m | Criterio |
| e2 | 0.30 m | Criterio |
| b1 | 0.30 m | Criterio |
| b2 | 0.30 m | Criterio |
| s° | 5.83° | Calculado |
| N | 1.00 m | Calculado |
| ha | 1.15 m | Dato |
| tha | 0.80 m | Calculado |
| Hpant | 7.50 m | Calculado |

- ❖ Diseño estructural de estribo izquierdo cerrado para vigas pretensadas segunda hipótesis

- Diseño de la pantalla

Verificación de cortante en la pantalla

$$\Phi V_c = 75.08 \text{ Ton}$$

$$V_u = 37.99 \text{ Ton}$$

OK!

Acero vertical

| CARA INTERIOR | | | | CARA EXTERIOR | |
|-----------------|-------------------------|------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | | DESC. | VALOR |
| Mu | 124.96 Ton-m | | | #22 | 3.80 cm ² |
| d | 115.00 cm | | | Asmin | 20.70 cm ² |
| B | 100.00 cm | | | N° Aceros | 5.45 |
| Ru | 10.50Kg/cm ² | | | s (Calculado) | 18.36 cm |
| ρ | 0.0026 | As | 29.74 cm ² | s (Redond.) | 15 cm |
| ρ min | 0.0018 | As/2 | 14.87 cm ² | Asvext | #22@15 |
| #25 | 4.91 cm ² | | | | |
| N° Aceros | 6.06 | | | | |
| s (Calculado) | 16.51 cm | | | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | | | |
| Asvint | 2#25@15 | | | | |
| Ld | 0.72 m | | | | |
| Lcorte (calc) | 2.92 m | | | | |
| Lcorte (redond) | 2.90 m | | | | |
| Asvint/2 | #25@15 | | | | |

Acero horizontal

| PARTE INFERIOR | | PARTE SUPERIOR | |
|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² | #20 | 3.14 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | ρ min | 0.0018 |
| Ash | 20.70 cm ² | Ash | 16.90 cm ² |
| Ash/3 | 6.90 cm ² | Ash/3 | 5.63 cm ² |
| N° Aceros | 2.20 | N° Aceros | 1.79 |
| s (Calculado) | 45.53 cm | s (Calculado) | 55.76 cm |
| s (Redond.) | 25 cm | s (Redond.) | 25 cm |
| Ashint | #20@25 | Ashint | #20@25 |
| #20 | 3.14 cm ² | #20 | 3.14 cm ² |
| 2*Ash/3 | 13.80 cm ² | 2*Ash/3 | 11.27 cm ² |
| N° Aceros | 4.39 | N° Aceros | 3.59 |
| s (Calculado) | 22.77 cm | s (Calculado) | 27.88 cm |
| s (Redond.) | 20 cm | s (Redond.) | 20 cm |
| Ashext | #20@20 | Ashext | #20@20 |

| | | |
|-----------------|--------|----------|
| RESUMEN: | Ashint | #20,@,25 |
| | Ashext | #20,@,20 |

- Diseño de parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.61 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|--------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 7.20 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 12.80 Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0032 | As | 7.94 cm ² |
| ρ_{\min} | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| N° Aceros | 3.12 | | |
| s (Calculado) | 32.07 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #20@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #20@25 |
|--------|--------|

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 37.99 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|----|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 64.50 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 8.38Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0020 | As | 18.96 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #20 | 3.14 cm ² | | |
| N° Aceros | 6.04 | | |
| s (Calculado) | 16.57 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #20@15 | | |

OK!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@15 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 33.03 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|----|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 35.84 Ton-m | | |
| d | 92.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 4.65Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0011 | As | 16.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #20 | 3.14 cm ² | | |
| N° Aceros | 5.30 | | |
| s (Calculado) | 18.87 cm | | |
| s (Redond.) | 15 cm | | |
| Aslinf | #20@15 | | |

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@15 |
|-----|--------|

3.2.2 Estribos Abiertos

Para el diseño estructural de los estribos abiertos se realizará solo la segunda hipótesis que es el caso donde la grúa monta las vigas, ya que esta es la más desfavorable.

Los estribos abiertos se diseñarán como un pórtico, el cual será modelado en el SAP 2000 para la obtención de las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores que actúan en la viga cabezal y columnas correspondientes.

Es necesario la luz del puente la cual es 30 m y su ancho 12.60 m.

Se considera un coeficiente de impacto de 33%, y un coeficiente de aceleración sísmica de 0.30 según el mapa de zonificación sísmica del Ecuador.

Mediante el estudio geotécnico se obtuvo el peso específico del suelo igual a 1.82 Ton/m³, el ángulo de fricción interna igual a 33°. Para el diseño se considera un peso específico del hormigón equivalente a 2.4 Ton/m³.

3.2.2.1 Diseño de estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

hipótesis

- ❖ Dimensionamiento de estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

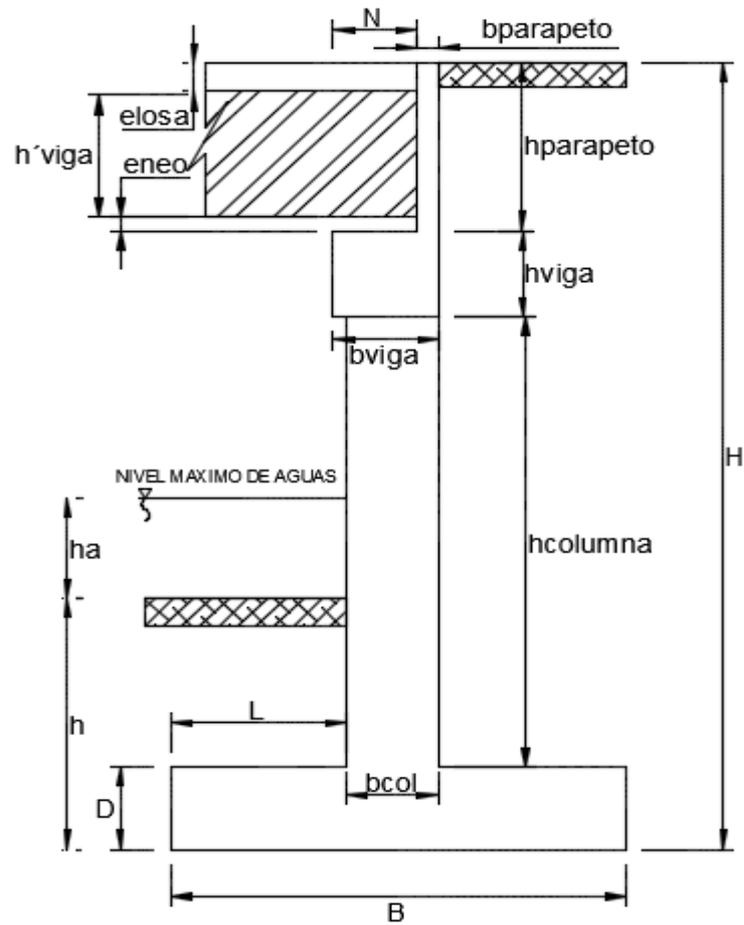


Figura 3.21 Dimensiones estribo abierto

- Dimensiones del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| DIMENSIÓN | CALCULADO | REDONDEADO |
|-----------------------|-----------|-----------------|
| H | 7.70 m | Dato |
| h | 3.50 m | Dato |
| $B=0.6H$ | 6.80 m | Criterio |
| $D=0.1H$ | 1.00 m | Criterio |
| $L=B/3$ | 1.60 m | Criterio |
| e _{losa} | 0.20 m | Dato |
| h _{viga} | 1.35 m | Dato |
| e _{neopreno} | 0.10 m | Dato |
| h _{parapeto} | 1.65 m | Calculado |
| b _{parapeto} | 0.30 m | Asumido |
| N _{mínimo} | 0.25 m | Según Norma MTC |
| N | 0.50 m | Calculado |
| h _a | 0.45 m | Dato |
| Socavación | 0.50 m | Dato |
| h _{viga} | 0.80 m | Asumido |
| b _{viga} | 0.80 m | Asumido |
| h _{columna} | 4.25 m | Calculado |
| b _{columna} | 0.80 m | Asumido |
| a _{columna} | 0.80 m | Asumido |

- Abertura de columnas para estribos abiertos

| | |
|----------------|--------|
| Columnas | 4 |
| b _l | 3.20 m |
| b _c | 0.80 m |
| a | 2.40 m |

Con la distancia que existe entre columna y columna, podemos calcular el ancho del muro sobre el cuál actúa el empuje, que para este caso sería $B_c = 1.60\text{m}$.

❖ Definición de cargas

Mediante el primer análisis realizado en la superestructura con vigas pretensadas se obtuvieron las siguientes cargas:

DC = 213.81 Ton

DW = 17.21 Ton

LL = 43.74 Ton

PL = 13.21 Ton

- Peso propio del estribo derecho abierto y del suelo para vigas pretensadas segunda hipótesis

| PESO PROPIO SUBESTRUCTURA (DC) | | | | |
|--------------------------------|-----------|----------|-----------|--------------|
| Nº | VOL. (m3) | DC (Ton) | x (m) | DC*x (Ton*m) |
| 1 | 21.76 | 52.224 | 3.40 | 177.56 |
| 2 | 2.72 | 6.53 | 2.00 | 13.06 |
| 3 | 2.05 | 4.92 | 2.00 | 9.83 |
| 4 | 1.58 | 3.80 | 2.25 | 8.55 |
| Σ | -- | 67.47 | -- | 209.00 |
| DC | | | 67.47 Ton | |
| x | | | 3.10 m | |
| PESO PROPIO DEL SUELO (EV) | | | | |
| Nº | VOL. (m3) | EV (Ton) | x (m) | EV*x (Ton*m) |
| 5 | 47.17 | 85.85 | 4.6 | 394.89 |
| Σ | -- | 85.85 | -- | 394.89 |
| EV | | | 85.85 Ton | |
| x | | | 4.60 m | |

- Cargas actuantes en el estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| EMPUJE ESTÁTICO (E) | |
|--------------------------|------------|
| E | 23.06 Ton |
| EH | 22.11 Ton |
| EV | 6.55 Ton |
| y | 2.57 m |
| x | 6.80 m |
| EMPUJE DINÁMICO (Ee) | |
| Ee | 31.59 Ton |
| EeH | 30.29 Ton |
| EeV | 8.97 Ton |
| ΔEe | 8.53 Ton |
| y | 3.12 m |
| x | 6.80 m |
| SOBRECARGA VIVA (LS) | |
| LSh | 3.59 Ton |
| LSv | 7.69 Ton |
| y | 3.85 m |
| x | 4.60 m |
| EMPUJE GRÚA (E2) | |
| E2 | 11.38 Ton |
| y | 3.85 m |
| SUBPRESIÓN DEL AGUA (WA) | |
| WA | -28.03 Ton |
| x | 3.40 m |

- ❖ Verificación de estabilidad para el estribo derecho abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis
 - La capacidad portante admisible del suelo (σ_a) = 15.91 kg/cm².
- Fuerzas y momentos actuantes factorados en el estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| FUERZAS ACTUANTES (Ton) | | | | |
|-----------------------------------|-----------|------------|-----------|------------|
| COMBINACIÓN | EH | LSH | E2 | nSF |
| RESISTENCIA 1 | 33.16 | 6.29 | 17.07 | 59.34 |
| RESISTENCIA 1 | 33.16 | 6.29 | 17.07 | 59.34 |
| RESISTENCIA 1 | 33.16 | 6.29 | 17.07 | 59.34 |
| RESISTENCIA 1 | 33.16 | 6.29 | 17.07 | 59.34 |
| EV. EXTREMO 1 | 45.43 | 1.80 | 17.07 | 64.29 |
| EV. EXTREMO 1 | 45.43 | 1.80 | 17.07 | 64.29 |
| EV. EXTREMO 1 | 45.43 | 1.80 | 17.07 | 64.29 |
| EV. EXTREMO 1 | 45.43 | 1.80 | 17.07 | 64.29 |
| MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m) | | | | |
| COMBINACIÓN | EH | LSH | E2 | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 85.12 | 24.21 | 65.71 | 183.79 |
| RESISTENCIA 1 | 85.12 | 24.21 | 65.71 | 183.79 |
| RESISTENCIA 1 | 85.12 | 24.21 | 65.71 | 183.79 |
| RESISTENCIA 1 | 85.12 | 24.21 | 65.71 | 183.79 |
| EV. EXTREMO 1 | 116.60 | 6.92 | 65.71 | 189.23 |
| EV. EXTREMO 1 | 116.60 | 6.92 | 65.71 | 189.23 |
| EV. EXTREMO 1 | 116.60 | 6.92 | 65.71 | 189.23 |
| EV. EXTREMO 1 | 116.60 | 6.92 | 65.71 | 189.23 |

- Fuerzas y momentos resistentes factorados en el estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| FUERZAS RESISTENTES (Ton) | | | | | |
|-------------------------------------|-----------|-----------|------------|-----------|------------|
| COMBINACIÓN | DC | EV | LSV | WA | nSF |
| RESISTENCIA 1 | 60.72 | 124.73 | 13.45 | -28.03 | 179.42 |
| RESISTENCIA 1 | 60.72 | 124.73 | 13.45 | -28.03 | 179.42 |
| RESISTENCIA 1 | 84.34 | 124.73 | 13.45 | -28.03 | 204.21 |
| RESISTENCIA 1 | 84.34 | 124.73 | 13.45 | -28.03 | 204.21 |
| EV. EXTREMO 1 | 60.72 | 124.73 | 3.84 | -28.03 | 161.27 |
| EV. EXTREMO 1 | 60.72 | 124.73 | 3.84 | -28.03 | 161.27 |
| EV. EXTREMO 1 | 84.34 | 124.73 | 3.84 | -28.03 | 184.88 |
| EV. EXTREMO 1 | 84.34 | 124.73 | 3.84 | -28.03 | 184.88 |
| MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m) | | | | | |
| COMBINACIÓN | DC | EV | LSV | WA | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 188.10 | 593.22 | 61.89 | -95.31 | 785.29 |
| RESISTENCIA 1 | 188.10 | 593.22 | 61.89 | -95.31 | 785.29 |
| RESISTENCIA 1 | 261.25 | 593.22 | 61.89 | -95.31 | 862.10 |
| RESISTENCIA 1 | 261.25 | 593.22 | 61.89 | -95.31 | 862.10 |
| EV. EXTREMO 1 | 188.10 | 593.22 | 17.68 | -95.31 | 703.69 |
| EV. EXTREMO 1 | 188.10 | 593.22 | 17.68 | -95.31 | 703.69 |
| EV. EXTREMO 1 | 261.25 | 593.22 | 17.68 | -95.31 | 776.84 |
| EV. EXTREMO 1 | 261.25 | 593.22 | 17.68 | -95.31 | 776.84 |

- Estabilidad al deslizamiento en el estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO | | |
|-------------------------------------|-----------------|-----|
| COMBINACION | mSFV/SFH | |
| RESISTENCIA 1 | 1.963 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 1.963 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2.235 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2.235 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.629 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.629 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.867 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1.867 | OK! |

- Estabilidad al volcamiento en el estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO | | |
|-----------------------------------|----------------|-----|
| COMBINACION | SMR/SMA | |
| RESISTENCIA 1 | 4.273 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 4.273 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 4.691 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 4.691 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.719 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.719 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 4.105 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 4.105 | OK! |

- Esfuerzo máximo y mínimo del suelo en el estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | x (m) | e (m) | | qmax (Ton/m2) | | qmin (Ton/m2) | |
|--------------------|--------------|--------------|-----|----------------------|-----|----------------------|-----|
| RESISTENCIA 1 | 3.352 | 0.048 | OK! | 8.59 | OK! | 7.90 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.352 | 0.048 | OK! | 8.59 | OK! | 7.90 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.322 | 0.078 | OK! | 10.03 | OK! | 8.74 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 3.322 | 0.078 | OK! | 10.03 | OK! | 8.74 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.190 | 0.210 | OK! | 8.78 | OK! | 6.04 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.190 | 0.210 | OK! | 8.78 | OK! | 6.04 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.178 | 0.222 | OK! | 10.16 | OK! | 6.83 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3.178 | 0.222 | OK! | 10.16 | OK! | 6.83 | OK! |

- ❖ Análisis estructural del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis
- Cortante y momento en la base del parapeto del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | CORTANTE V_{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | |
|---------------|--|------|------|------|
| | EH | LSH | E2 | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| RESISTENCIA 1 | 0.89 | 0.82 | 2.22 | 4.12 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| EV. EXTREMO 1 | 1.23 | 0.23 | 2.22 | 3.68 |
| COMBINACIÓN | MOMENTO M_{parap} (Ton-m) - MÁXIMO | | | |
| | EH | LSH | E2 | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 2.13 | 0.69 | 1.89 | 4.94 |
| RESISTENCIA 1 | 2.13 | 0.69 | 1.89 | 4.94 |
| RESISTENCIA 1 | 2.13 | 0.69 | 1.89 | 4.94 |
| RESISTENCIA 1 | 2.13 | 0.69 | 1.89 | 4.94 |
| EV. EXTREMO 1 | 4.34 | 0.20 | 1.89 | 6.43 |
| EV. EXTREMO 1 | 4.34 | 0.20 | 1.89 | 6.43 |
| EV. EXTREMO 1 | 4.34 | 0.20 | 1.89 | 6.43 |
| EV. EXTREMO 1 | 4.34 | 0.20 | 1.89 | 6.43 |

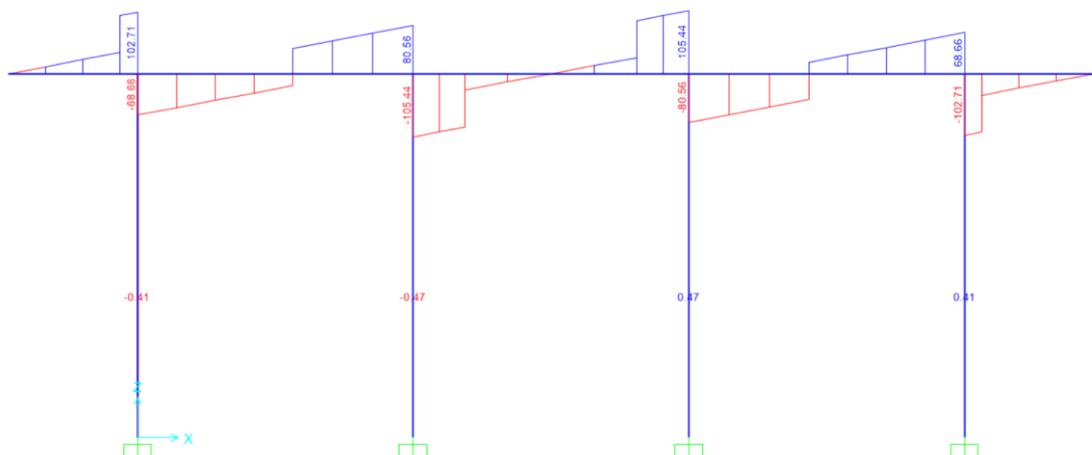
- Fuerza cortante y momento flector en el talón del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | qcara (Ton/m) | CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA | | | | |
|---------------|------------------|--------------------------------------|--------|---------|--------|--------|
| | | DC | LSv | EV | Q | nSVd |
| RESISTENCIA 1 | 8.35 | -9.40 | -8.41 | -72.43 | 35.34 | 57.65 |
| RESISTENCIA 1 | 8.35 | -9.40 | -8.41 | -72.43 | 35.34 | 57.65 |
| RESISTENCIA 1 | 9.58 | -13.05 | -8.41 | -72.43 | 39.83 | 56.77 |
| RESISTENCIA 1 | 9.58 | -13.05 | -8.41 | -72.43 | 39.83 | 56.77 |
| EV. EXTREMO 1 | 7.81 | -9.40 | -2.40 | -72.43 | 30.13 | 54.10 |
| EV. EXTREMO 1 | 7.81 | -9.40 | -2.40 | -72.43 | 30.13 | 54.10 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.99 | -13.05 | -2.40 | -72.43 | 34.41 | 53.48 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.99 | -13.05 | -2.40 | -72.43 | 34.41 | 53.48 |
| COMBINACIÓN | qcara (Ton/m) | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | | | |
| | | DC | LSv | EV | Q | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 8.35 | -20.67 | -18.50 | -159.35 | 83.69 | 120.57 |
| RESISTENCIA 1 | 8.35 | -20.67 | -18.50 | -159.35 | 83.69 | 120.57 |
| RESISTENCIA 1 | 9.58 | -28.71 | -18.50 | -159.35 | 98.12 | 113.86 |
| RESISTENCIA 1 | 9.58 | -28.71 | -18.50 | -159.35 | 98.12 | 113.86 |
| EV. EXTREMO 1 | 7.81 | -20.67 | -5.29 | -159.35 | 87.11 | 98.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 7.81 | -20.67 | -5.29 | -159.35 | 87.11 | 98.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.99 | -28.71 | -5.29 | -159.35 | 100.85 | 92.49 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.99 | -28.71 | -5.29 | -159.35 | 100.85 | 92.49 |

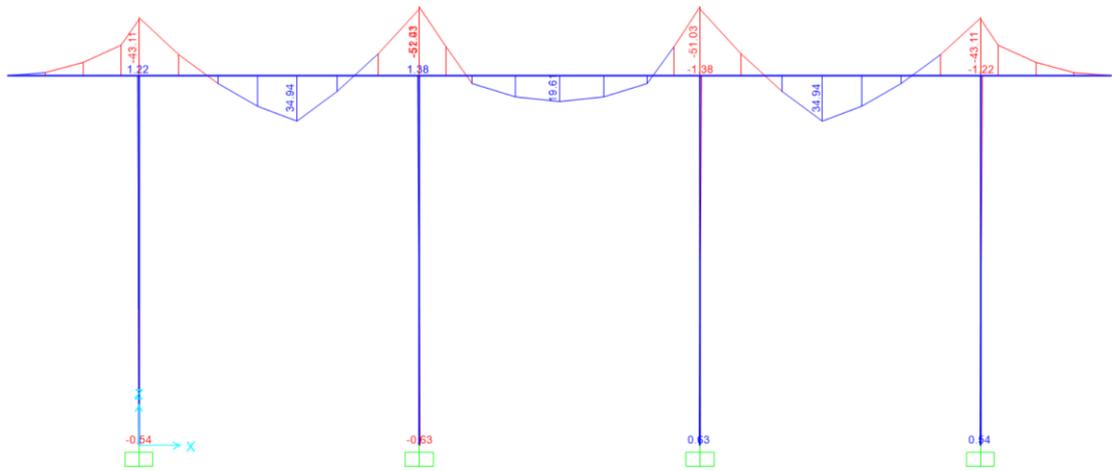
- Fuerza cortante y momento flector en la punta del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| COMBINACIÓN | q _{cara} (Ton/m) | CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA | | |
|---------------|------------------------------|--|-------|-------|
| | | DC | Q | nSV |
| RESISTENCIA 1 | 8.43 | -3.35 | 13.2 | 10.33 |
| RESISTENCIA 1 | 8.43 | -3.35 | 13.2 | 10.33 |
| RESISTENCIA 1 | 9.73 | -4.65 | 15.3 | 11.20 |
| RESISTENCIA 1 | 9.73 | -4.65 | 15.3 | 11.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.14 | -3.35 | 13.1 | 9.77 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.14 | -3.35 | 13.1 | 9.77 |
| EV. EXTREMO 1 | 9.38 | -4.65 | 15.1 | 10.49 |
| EV. EXTREMO 1 | 9.38 | -4.65 | 15.1 | 10.49 |
| COMBINACIÓN | q _{cara} (Ton/m) | MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO | | |
| | | DC | Q | nSM |
| RESISTENCIA 1 | 8.43 | -2.76 | 10.93 | 8.57 |
| RESISTENCIA 1 | 8.43 | -2.76 | 10.93 | 8.57 |
| RESISTENCIA 1 | 9.73 | -3.84 | 12.71 | 9.32 |
| RESISTENCIA 1 | 9.73 | -3.84 | 12.71 | 9.32 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.14 | -2.76 | 10.97 | 8.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 8.14 | -2.76 | 10.97 | 8.20 |
| EV. EXTREMO 1 | 9.38 | -3.84 | 12.67 | 8.83 |
| EV. EXTREMO 1 | 9.38 | -3.84 | 12.67 | 8.83 |

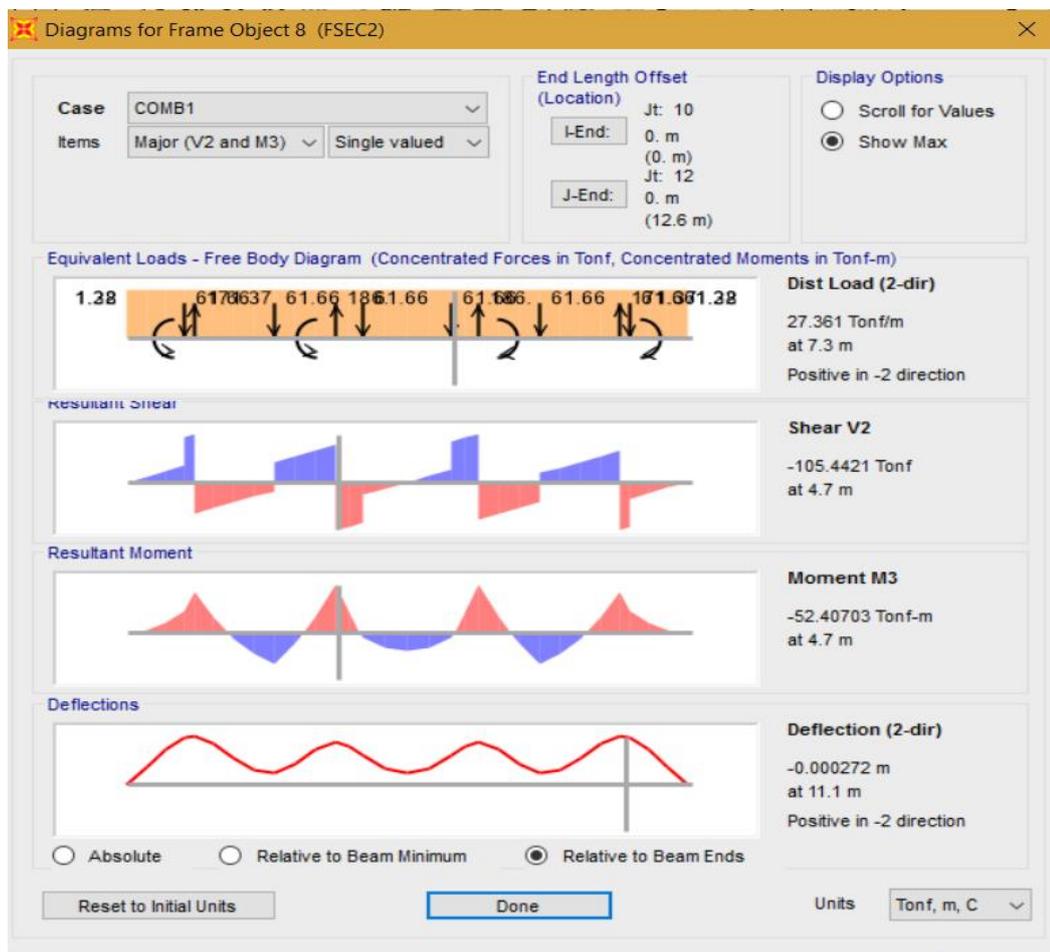
- Diagrama de fuerza cortante para viga cabezal del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



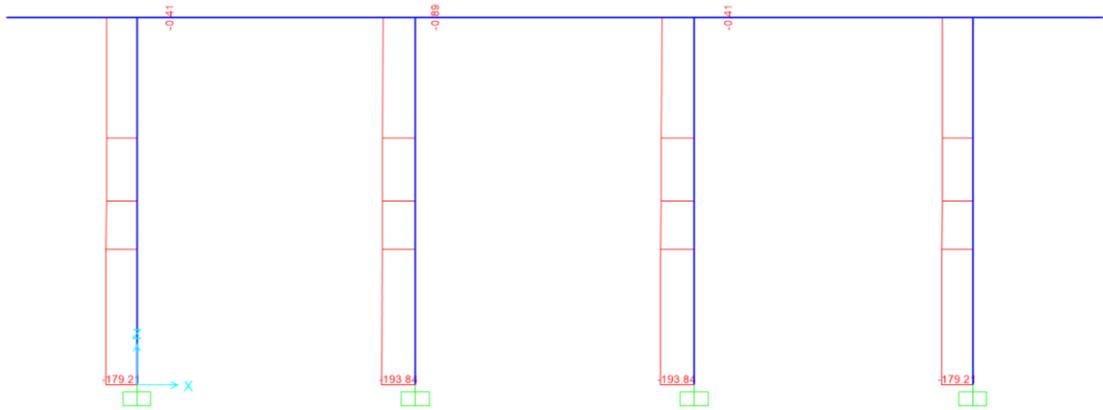
- Diagrama de momentos flectores para viga cabezal del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



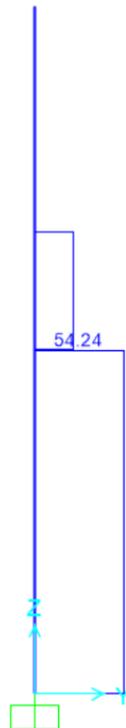
- Valores máximos para fuerza cortante y momento flector para viga cabezal del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



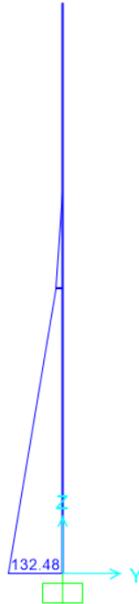
- Diagrama de fuerza axial para columna del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



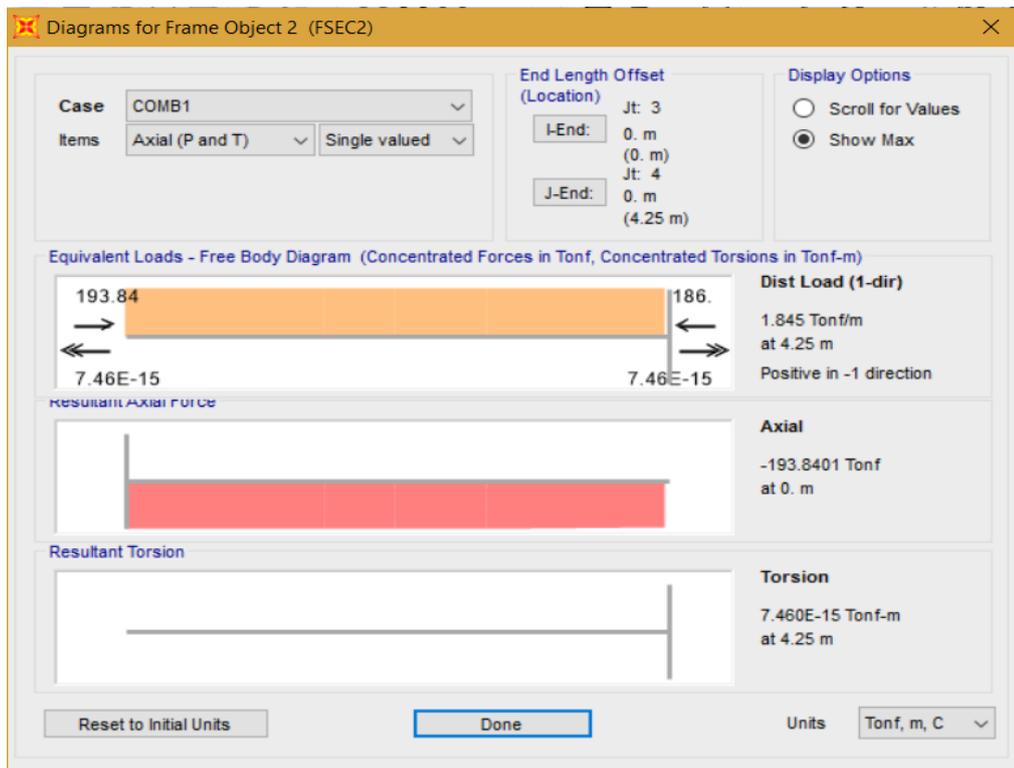
- Diagrama de fuerza cortante para la columna del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



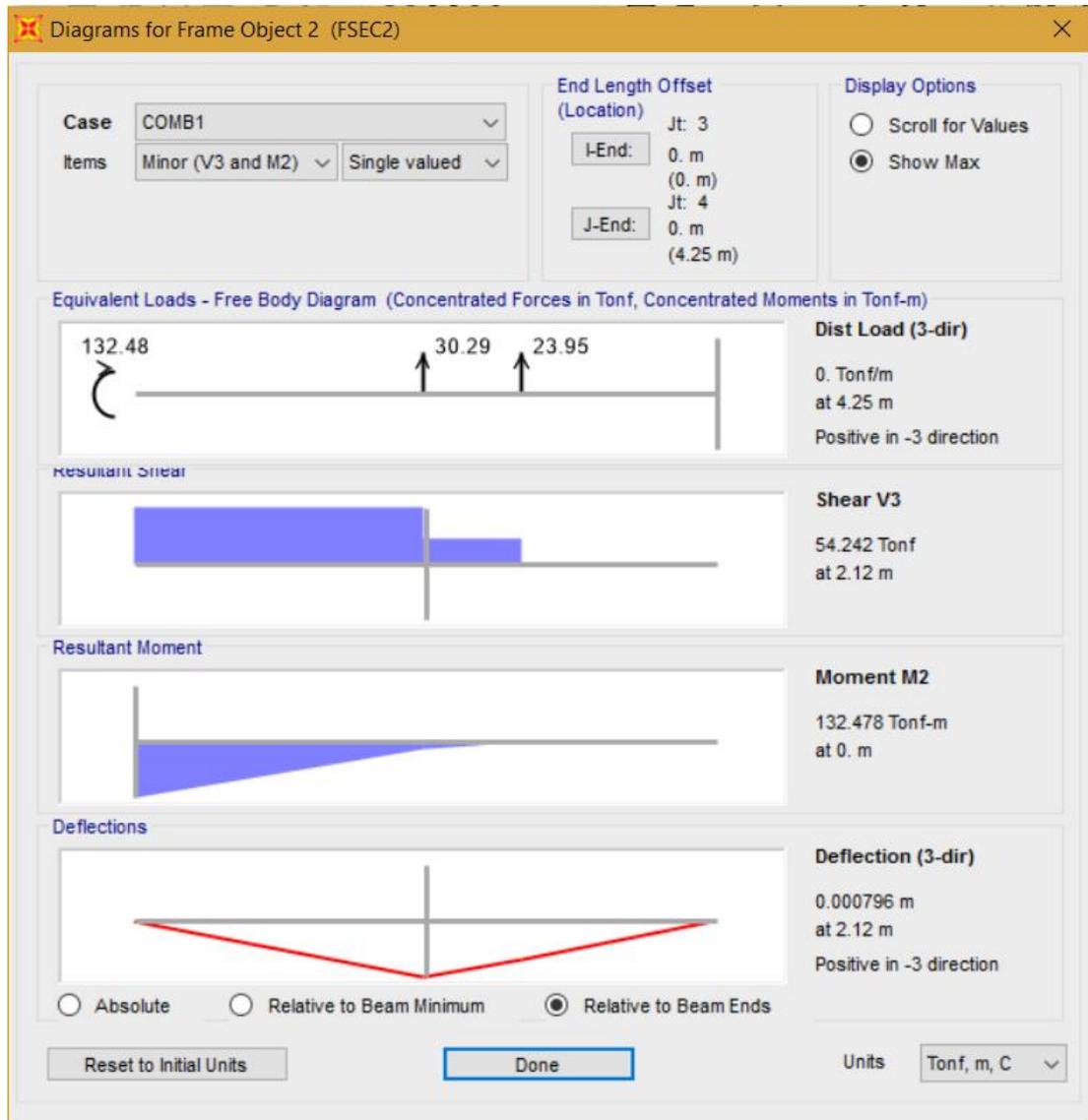
- Diagrama de momento flector para columna del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



- Valor máximo para fuerza axial para la columna del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



- Valores máximos para fuerza cortante y momento flector para la columna del estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis



❖ Diseño estructural de estribo derecho abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.12 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|-------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 6.43 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 11.43Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0028 | As | 7.06 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| N° Aceros | 2.77 | | |
| s (Calculado) | 36.07 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- ❖ Diseño de la viga cabezal
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|------------|-------------------------|
| Mu | 5240700 kg/cm |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| b | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| ϕ | 0.9 |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| k | 1056720.00 kg |
| As | 19.49 cm ² |
| a | 5.73 cm |
| β1 | 0.85 |
| c | 6.74 cm |
| εy | 0.0020 |
| εs | 0.0299 |
| ρ | 0.00329 |
| ρb | 0.0217 |
| ρmin | 0.00333 |
| Asmin | 19.73 cm ² |
| # 22 | 3.80 cm ² |
| N° Aceros | 6 |
| As real | 22.81 cm ² |
| Asl | 6Φ22mm |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Vu | 105442 kg |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| bw | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| φ | 0.85 |
| # 10 | 0.79 cm ² |
| Av | 1.57 cm ² |
| vu | 20.95 kg/cm ² |
| vc | 7.68 kg/cm ² |
| vs | 13.27 kg/cm ² |
| s | 6.21 cm |
| s min | 29.03 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | 1Φ10@6cm |

| ZONA CENTRAL | |
|--------------|-----------|
| Ast | 1Φ10@12cm |

- ❖ Diseño de columna
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|------------|---------------------------|
| Pu | 193.84 Ton |
| Mu | 132.48 Ton-m |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 425 cm |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| g | 0.85 |
| x | 0.123 |
| y | 0.144 |
| ρ sup | 0.02 |
| ρ inf | 0.01 |
| ρ med | 0.015 |
| As | 96.00 cm ² |
| #25 | 4.91 cm ² |
| N° Aceros | 20 |
| s | 11.10 cm |
| As real | 98.17 cm ² |
| Asl | 20Φ25mm |

| COMPROBACION ESBELTEZ | |
|-----------------------|---------|
| DESC. | VALOR |
| k | 0.65 |
| L | 425 cm |
| r | 23.09 |
| kL/r | 12 < 22 |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|------------|---------------------------|
| Vu | 54.24 Ton |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 425 cm |
| #10 | .79 cm ² |
| Av | 1.57 cm ² |
| vu | 11 kg/cm ² |
| vc | 7 kg/cm ² |
| s | 23.34 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | #10@15cm |

| ZONA CENTRAL | |
|--------------|----------|
| Ast | #10@20cm |

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 57.65 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|-------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 120.57 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 15.66Kg/cm ² |
| ρ | 0.00392 |
| ρ min | 0.0018 |
| #25 | 4.91 cm ² |
| N° Aceros | 7.39 |
| s (Calculado) | 13.54 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslinf | #25@12 |

$$A_s = 36.26 \text{ cm}^2$$

OK!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| N° Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|------------|--------|
| Ast | #20@15 |
|------------|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 11.20 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|-------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 9.32 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 1.21 Kg/cm ² |
| ρ | 0.00029 |
| ρ_{\min} | 0.0018 |
| #25 | 4.91 cm ² |
| Nº Aceros | 3.39 |
| s (Calculado) | 29.48 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslinf | #25@12 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@15 |
|-----|--------|

3.2.2.2 Diseño de estribo izquierdo abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

Mediante una hoja electrónica en Excel se realiza el mismo proceso para los diferentes estribos abiertos, y se procede a verificar que cumpla con todos los parámetros establecidos anteriormente. Para lo cual de aquí en adelante se colocará únicamente las dimensiones de los estribos, y la distribución del acero que satisfacen las condiciones de diseño.

- ❖ Dimensionamiento de estribo izquierdo abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

| DIMENSIÓN | CALCULADO | REDONDEADO |
|-----------------------|-----------|-----------------|
| H | 8.40 m | Dato |
| h | 3.50 m | Dato |
| $B=0.6H$ | 7.00 m | Criterio |
| $D=0.1H$ | 1.50 m | Criterio |
| $L=B/3$ | 1.70 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| h'_{viga} | 1.35 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| h_{parapeto} | 1.65 m | Calculado |
| b_{parapeto} | 0.30 m | Asumido |
| $N_{\text{mínimo}}$ | 0.25 m | Según Norma MTC |
| N | 0.50 m | Calculado |
| h_a | 1.15 m | Dato |
| Socavación | 1.00 m | Dato |
| h_{viga} | 0.80 m | Asumido |
| b_{viga} | 0.80 m | Asumido |
| h_{columna} | 4.45 m | Calculado |
| b_{columna} | 0.80 m | Asumido |
| a_{columna} | 0.80 m | Asumido |

- ❖ Diseño estructural de estribo izquierdo abierto para vigas pretensadas segunda hipótesis

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.12 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|-------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 6.56 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 11.66Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0029 | As | 7.20 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | OK! | |
| #18 | 2.54 cm ² | | |
| N° Aceros | 2.83 | | |
| s (Calculado) | 35.33 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- ❖ Diseño de la viga cabezal
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|------------|-------------------------|
| Mu | 5238200 kg/cm |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| b | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| ϕ | 0.9 |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| k | 1056720.00 kg |
| As | 19.48 cm ² |
| a | 5.73 cm |
| β1 | 0.85 |
| c | 6.74 cm |
| εy | 0.0020 |
| εs | 0.0299 |
| ρ | 0.00329 |
| ρb | 0.0217 |
| ρmin | 0.00333 |
| Asmin | 19.73 cm ² |
| # 22 | 3.80 cm ² |
| N° Aceros | 6 |
| As real | 22.81 cm ² |
| Asl | 6Φ22mm |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Vu | 105442 kg |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| bw | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| φ | 0.85 |
| # 10 | 0.79 cm ² |
| Av | 1.57 cm ² |
| vu | 20.95 kg/cm ² |
| vc | 7.68 kg/cm ² |
| vs | 13.27 kg/cm ² |
| s | 6.21 cm |
| s min | 29.03 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | 1Φ10@6cm |

| ZONA CENTRAL | |
|--------------|-----------|
| Ast | 1Φ10@12cm |

- ❖ Diseño de la columna
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|------------|---------------------------|
| Pu | 194.21 Ton |
| Mu | 175.06 Ton-m |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 445 cm |

| DESC. | VALOR |
|------------------|------------------------|
| g | 0.85 |
| x | 0.163 |
| y | 0.144 |
| ρ sup | 0.02 |
| ρ inf | 0.02 |
| ρ med | 0.02 |
| As | 128.00 cm ² |
| #30 | 7.07 cm ² |
| N° Aceros | 20 |
| s | 10.60 cm |
| As real | 141.37 cm ² |
| Asl | 20Φ30mm |

| COMPROBACION ESBELTEZ | |
|-----------------------|---------|
| DESC. | VALOR |
| k | 0.65 |
| L | 445 cm |
| r | 23.09 |
| kL/r | 13 < 22 |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|------------|---------------------------|
| Vu | 62.17 Ton |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 445 cm |
| #12 | 1.13 cm ² |
| Av | 2.26 cm ² |
| vu | 12 kg/cm ² |
| vc | 7 kg/cm ² |
| s | 23.24 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | #12@15cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | #12@15cm |

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 94.66 \text{ Ton}$$

$$V_u = 63.81 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 123.55 Ton-m | | |
| d | 142.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 6.76Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.00165 | As | 25.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #20 | 3.14 cm ² | Usar Asmin! | |
| N° Aceros | 8.16 | | |
| s (Calculado) | 12.25 cm | | |
| s (Redond.) | 12 cm | | |
| Aslinf | #20@12 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 25.65 cm ² |
| N° Aceros | 8.16 |
| s (Calculado) | 12.25 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslsup | #20@12 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@12 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 94.66 \text{ Ton}$$

$$V_u = 12.62 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | | | |
|---------------|------------------------|-------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR | | |
| Mu | 11.24 Ton-m | | |
| d | 142.50 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 0.61Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.00015 | As | 25.65 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #20 | 3.14 cm ² | Usar Asmin! | |
| N° Aceros | 8.16 | | |
| s (Calculado) | 12.25 cm | | |
| s (Redond.) | 12 cm | | |
| Aslinf | #20@12 | | |

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 25.65 cm ² |
| N° Aceros | 8.16 |
| s (Calculado) | 12.25 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslsup | #20@12 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@12 |
|-----|--------|

3.2.2.3 Diseño de estribo derecho abierto para vigas metálicas segunda hipótesis

- ❖ Dimensionamiento de estribo derecho abierto para vigas metálicas segunda hipótesis

| DIMENSIÓN | CALCULADO | REDONDEADO |
|-----------------------|-----------|-----------------|
| H | 7.85 m | Dato |
| h | 3.50 m | Dato |
| $B=0.6H$ | 6.80 m | Criterio |
| $D=0.1H$ | 1.00 m | Criterio |
| $L=B/3$ | 1.60 m | Criterio |
| e _{losa} | 0.20 m | Dato |
| h _{viga} | 1.50 m | Dato |
| e _{neopreno} | 0.10 m | Dato |
| h _{parapeto} | 1.80 m | Calculado |
| b _{parapeto} | 0.30 m | Asumido |
| N _{mínimo} | 0.25 m | Según Norma MTC |
| N | 0.50 m | Calculado |
| h _a | 0.45 m | Dato |
| Socavación | 0.50 m | Dato |
| h _{viga} | 0.80 m | Asumido |
| b _{viga} | 0.80 m | Asumido |
| h _{columna} | 4.25 m | Calculado |
| b _{columna} | 0.80 m | Asumido |
| a _{columna} | 0.80 m | Asumido |

- ❖ Definición de cargas

Mediante el segundo análisis realizado en la superestructura con vigas metálicas se obtuvieron las siguientes cargas:

$$DC = 178.28 \text{ Ton}$$

$$DW = 17.21 \text{ Ton}$$

$$LL = 43.74 \text{ Ton}$$

$$PL = 13.21 \text{ Ton}$$

- ❖ Diseño estructural de estribo derecho abierto para vigas metálicas segunda hipótesis

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.61 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|-------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 7.47 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 13.27Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0033 | As | 8.24 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| Nº Aceros | 3.24 | | |
| s (Calculado) | 30.87 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- ❖ Diseño de la viga cabezal

- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|--------|-------------------------|
| Mu | 4958000 kg/cm |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| b | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| ϕ | 0.9 |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| k | 1056720.00 kg |
| As | 18.40 cm ² |
| a | 5.41 cm |
| β1 | 0.85 |
| c | 6.37 cm |
| εy | 0.0020 |
| εs | 0.0319 |
| ρ | 0.00311 |
| ρb | 0.0217 |
| ρmin | 0.00333 |
| Asmin | 19.73 cm ² |
| # 22 | 3.80 cm ² |
| N° Aceros | 6 |
| As real | 22.81 cm ² |
| Asl | 6Φ22mm |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Vu | 100050 kg |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| bw | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| φ | 0.85 |
| # 10 | 0.79 cm ² |
| Av | 1.57 cm ² |
| vu | 19.88 kg/cm ² |
| vc | 7.68 kg/cm ² |
| vs | 12.20 kg/cm ² |
| s | 6.76 cm |
| s min | 29.03 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|-------------|
| Ast | 1Φ10mm@6cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | 1Φ10mm@12cm |

- ❖ Diseño de la columna
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|------------|---------------------------|
| Pu | 183.25 Ton |
| Mu | 140.65 Ton-m |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 425 cm |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| g | 0.85 |
| x | 0.131 |
| y | 0.136 |
| ρ sup | 0.02 |
| ρ inf | 0.01 |
| ρ med | 0.015 |
| As | 96 cm ² |
| #25 | 4.91 cm ² |
| N° Aceros | 20 |
| s | 11.10 cm |
| As real | 98.17 cm ² |
| Asl | 20Φ#25mm |

| COMPROBACION ESBELTEZ | |
|-----------------------|---------|
| DESC. | VALOR |
| k | 0.65 |
| L | 425 cm |
| r | 23.09 |
| kL/r | 12 < 22 |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | #10@15cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | #10@15cm |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|------------|---------------------------|
| Vu | 55.90 Ton |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 425 cm |
| #10 | .79 cm ² |
| Av | 1.57 cm ² |
| vu | 11.11 kg/cm ² |
| vc | 7.25 kg/cm ² |
| s | 21.35 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | #10@20cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | #10@25cm |

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 58.95 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|-------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 120.39 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 15.63Kg/cm ² |
| ρ | 0.00391 |
| ρ min | 0.0018 |
| #25 | 4.91 cm ² |
| Nº Aceros | 7.37 |
| s (Calculado) | 13.56 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslinf | #25@12 |

| | |
|-----------|-----------------------|
| As | 36.20 cm ² |
|-----------|-----------------------|

OK!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|------------|--------|
| Ast | #20@15 |
|------------|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 62.02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 11.72 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 9.77 Ton-m |
| d | 92.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 1.27Kg/cm ² |
| ρ | 0.00030 |
| ρ min | 0.0018 |
| #25 | 4.91 cm ² |
| Nº Aceros | 3.39 |
| s (Calculado) | 29.48 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslinf | #25@12 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 16.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #20 | 3.14 cm ² |
| Asmin | 16.65 cm ² |
| Nº Aceros | 5.30 |
| s (Calculado) | 18.87 cm |
| s (Redond.) | 15 cm |
| Aslsup | #20@15 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #20@15 |
|-----|--------|

3.2.2.4. Diseño de estribo izquierdo abierto para vigas metálicas segunda hipótesis.

- ❖ Dimensionamiento de estribo izquierdo abierto para vigas metálicas segunda hipótesis

| DIMENSIÓN | CALCULADO | REDONDEADO |
|------------|-----------|-----------------|
| H | 8.55 m | Dato |
| h | 3.50 m | Dato |
| B=0.6H | 7.10 m | Criterio |
| D=0.1H | 1.50 m | Criterio |
| L=B/3 | 1.80 m | Criterio |
| elosa | 0.20 m | Dato |
| h'viga | 1.50 m | Dato |
| eneopreno | 0.10 m | Dato |
| hparapeto | 1.80 m | Calculado |
| bparapeto | 0.30 m | Asumido |
| Nmínimo | 0.25 m | Según Norma MTC |
| N | 0.50 m | Calculado |
| ha | 0.45 m | Dato |
| Socavación | 1.00 m | Dato |
| h'viga | 0.80 m | Asumido |
| b'viga | 0.80 m | Asumido |
| hcolumna | 4.45 m | Calculado |
| bcolumna | 0.80 m | Asumido |
| acolumna | 0.80 m | Asumido |

- ❖ Diseño estructural de estribo izquierdo abierto para vigas metálicas segunda hipótesis

- Diseño del parapeto

Verificación de cortante en el parapeto

$$\Phi V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.61 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

| DESC. | VALOR | | |
|---------------|-------------------------|-----|----------------------|
| Mu | 7.61 Ton-m | | |
| d | 25.00 cm | | |
| B | 100.00 cm | | |
| Ru | 13.53Kg/cm ² | | |
| ρ | 0.0034 | As | 8.41 cm ² |
| ρ min | 0.0018 | | |
| #18 | 2.54 cm ² | OK! | |
| N° Aceros | 3.31 | | |
| s (Calculado) | 30.25 cm | | |
| s (Redond.) | 25 cm | | |
| Asvpar | #18@25 | | |

ACERO VERTICAL EXTERIOR

| | |
|------------|--------|
| Asvpar-ext | #18@25 |
|------------|--------|

ACERO HORIZONTAL

| | |
|--------|--------|
| Ashpar | #18@25 |
|--------|--------|

- ❖ Diseño de la viga cabezal
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|------------|-------------------------|
| Mu | 4956000 kg/cm |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| b | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| ϕ | 0.9 |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| k | 1056720.00 kg |
| As | 18.39 cm ² |
| a | 5.41 cm |
| β1 | 0.85 |
| c | 6.36 cm |
| εy | 0.0020 |
| εs | 0.0319 |
| ρ | 0.00311 |
| ρb | 0.0217 |
| ρmin | 0.00333 |
| Asmin | 19.73 cm ² |
| # 22 | 3.80 cm ² |
| N° Aceros | 6 |
| As real | 22.81 cm ² |
| Asl | 6Φ22mm |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Vu | 100050 kg |
| f'c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| bw | 80.00 cm |
| h | 80.00 cm |
| r | 6.00 cm |
| d | 74.00 cm |
| φ | 0.85 |
| # 10 | 0.79 cm ² |
| Av | 1.57 cm ² |
| vu | 19.88 kg/cm ² |
| vc | 7.68 kg/cm ² |
| vs | 12.20 kg/cm ² |
| s | 6.76 cm |
| s min | 29.03 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|-------------|
| Ast | 1Φ10mm@6cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | 1Φ10mm@12cm |

- ❖ Diseño de la columna
- Diseño a flexión

| DESC. | VALOR |
|----------------------|---------------------------|
| Pu | 183.62 Ton |
| Mu | 147.44 Ton-m |
| f_c | 210 kg/cm ² |
| Fy | 4200 kg/cm ² |
| Ec | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 445 cm |

| DESC. | VALOR |
|------------------|-----------------------|
| g | 0.85 |
| x | 0.137 |
| y | 0.137 |
| ρ sup | 0.02 |
| ρ inf | 0.01 |
| ρ med | 0.015 |
| As | 96 cm ² |
| #25 | 4.91 cm ² |
| N° Aceros | 20 |
| s | 11.10 cm |
| As real | 98.17 cm ² |
| Asl | 20Φ#25mm |

| COMPROBACION ESBELTEZ | |
|-----------------------|---------|
| DESC. | VALOR |
| k | 0.65 |
| L | 445 cm |
| r | 23.09 |
| kL/r | 13 < 22 |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | #10@15cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | #10@15cm |

- Diseño a cortante

| DESC. | VALOR |
|----------------------|---------------------------|
| V_u | 63.82 Ton |
| f_c | 210 kg/cm ² |
| F_y | 4200 kg/cm ² |
| E_c | 217371 kg/cm ² |
| b | 80 cm |
| t | 80 cm |
| r | 6 cm |
| L | 445 cm |
| #10 | 0.79 cm ² |
| A_v | 1.57 cm ² |
| v_u | 12.68 kg/cm ² |
| v_c | 7.25 kg/cm ² |
| s | 15.17 cm |

| ZONA DE APOYOS | |
|----------------|----------|
| Ast | #10@15cm |
| | |
| ZONA CENTRAL | |
| Ast | #10@20cm |

- Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante en el talón

$$\Phi V_c = 94.66 \text{ Ton}$$

$$V_u = 64.74 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 128.01 Ton-m |
| d | 142.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 7.00Kg/cm ² |
| ρ | 0.00171 |
| ρ min | 0.0018 |
| #22 | 3.80 cm ² |
| N° Aceros | 6.75 |
| s (Calculado) | 14.82 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslinf | #22@12 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 25.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #22 | 3.80 cm ² |
| Asmin | 25.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.75 |
| s (Calculado) | 14.82 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslsup | #22@12 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #22@12 |
|-----|--------|

- Diseño de la punta de la Zapata

Verificación del cortante de la punta

$$\Phi V_c = 94.66 \text{ Ton}$$

$$V_u = 13.41 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

| CARA INFERIOR | |
|---------------|------------------------|
| DESC. | VALOR |
| Mu | 12.61 Ton-m |
| d | 142.50 cm |
| B | 100.00 cm |
| Ru | 0.69Kg/cm ² |
| ρ | 0.00017 |
| ρ min | 0.0018 |
| #22 | 3.80 cm ² |
| N° Aceros | 6.75 |
| s (Calculado) | 14.82 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslinf | #22@12 |

| | |
|----|-----------------------|
| As | 25.65 cm ² |
|----|-----------------------|

Usar Asmin!

| CARA SUPERIOR | |
|---------------|-----------------------|
| DESC. | VALOR |
| #22 | 3.80 cm ² |
| Asmin | 25.65 cm ² |
| N° Aceros | 6.75 |
| s (Calculado) | 14.82 cm |
| s (Redond.) | 12 cm |
| Aslsup | #22@12 |

ACERO TRANSVERSAL

| | |
|-----|--------|
| Ast | #22@12 |
|-----|--------|

- Cantidades de obra estribo derecho cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis

| | |
|----------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 7.50 m |
| D | 1.00 m |
| L | 2.00 m |
| t inf | 1.00 m |
| t sup | 0.50 m |
| D1 | 4.35 m |
| D2 | 4.38 m |
| D3 | 0.45 m |
| D4 | 0.40 m |
| e1 | 0.20 m |
| e2 | 0.30 m |
| b1 | 0.20 m |
| b2 | 0.30 m |
| N | 0.70 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.65 m |
| Desplante (Df) | 3.70 m |

| | | | | | |
|---|--|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple f'c = 210 kg/cm ² | | | | |
| Unidad: | m ³ | | | | |
| Zapata V=B*D*A | | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| Zapata | 7.50 m | 1.00 m | 12.60 m | 94.50 m ³ | |
| Pantalla V=((tinf+tsup)/2)*D1*A | | | | | |
| Descripción | LM (t inf) | lm (t sup) | Altura (D1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Pantalla | 1.00 m | 0.50 m | 4.35 m | 12.60 m | 41.11 m |
| Cabezal V=((e1+e2)+(e1)/2)*b1*A+((e1+e2)+(e1)/2)*b2*A+(N-b1)*(e1+e2)*A | | | | | |
| Descripción | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Cabezal | 0.50 m | 0.20 m | 0.20 m | 12.60 m | 0.88 m |
| | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| | 0.50 m | 0.20 m | 0.30 m | 12.60 m | 1.32 m |
| | Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| | 0.50 m | 0.50 m | 12.60 m | 3.15 m ³ | |
| Parapeto V=(B1*D6)*A | | | | | |
| Descripción | b parapeto (B1) | h parapeto (D5) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| P1 | 0.30 m | 1.65 m | 12.60 m | 6.24 m ³ | |
| TOTAL= | | | | | 147.20 m³ |

| | | | | | |
|---|--------------------------------------|--------------|----------|--------------|--------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Pantalla $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv int | 2Φ22@15cm | 3.03 m | 22.00 mm | 83 | 1500.91 kg |
| Asv int/2 | 1Φ22@15cm | 3.27 m | 22.00 mm | 83 | 809.90 kg |
| Ash int | 1Φ18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 18 | 447.66 kg |
| Asv ext | 1Φ20@15cm | 7.83 m | 20.00 mm | 83 | 1602.73 kg |
| Ash ext | 1Φ18@20cm | 12.45 m | 18.00 mm | 21 | 522.27 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1Φ18@25cm | 2.20 m | 18.00 mm | 50 | 218.86 kg |
| Ash par | 1Φ18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 24 | 596.88 kg |
| Asv par-ext | 1Φ18@25cm | 2.98 m | 18.00 mm | 50 | 296.45 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1Φ18@15cm | 7.35 m | 18.00 mm | 83 | 1218.62 kg |
| Ast | 1Φ18@15cm | 12.45 m | 18.00 mm | 91 | 2263.16 kg |
| Asl inf | 1Φ18@15cm | 7.35 m | 18.00 mm | 83 | 1218.62 kg |
| TOTAL= | | | | | 10696.06 kg |

| | | | | |
|---|-----------------|----------------------|---------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | |
| Unidad: | m ² | | | |
| Zapata A=A1+A2+A3+A4 | | | | |
| A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-tinf)*(A)) | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | Area 1 (A1) | | |
| 7.50 m | 1.00 m | 15.00 m ² | | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | Area 2 (A1) | | |
| 1.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Punta (L) | Ancho total (A) | Area 3 (A1) | | |
| 2.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Ancho (B) | Punta (L) | t inf | Ancho total (A) | Area 4 (A4) |
| 7.50 m | 2.00 m | 1.00 m | 12.60 m | 56.70 m ² |
| Pantalla A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D1*A)+(D2*A)+(((tinf+tsup)/2)*D1*2) | | | | |
| Altura (D1) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 4.35 m | 12.6 | | 54.81 | |
| Altura (D2) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 4.38 m | 12.6 | | 55.188 | |
| LM (t inf) | lm (t sup) | | Altura (D1) | Area 3 (A3) |
| 1.00 m | 0.5 | | 4.35 m ² | 3.26 m ² |
| Cabezal A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D3*A)+(e1*A*2)+(D4*A)+((e1+e2)+(e1/2)*b1*2+((e1+e2)+(e1/2)*b2*2+(N-b1)*(e1+e2)*2) | | | | |
| Altura (D3) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 0.45 | 12.6 | | 5.67 | |
| Altura (e1) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 0.2 | 12.6 | | 5.04 | |
| Altura (D4) | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | |
| 0.4 | 12.6 | | 5.04 | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Area 4 (A4) | |
| 0.5 | 0.2 | 0.20 m | 0.14 m ² | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Area 5 (A5) | |
| 0.5 | 0.2 | 0.30 m | 0.21 m ² | |
| Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | | Area 6 (A6) | |
| 0.5 | 0.5 | | 0.5 | |
| Parapeto A=A1+A2 | | | | |
| A=(B1*D6*2)+(D6*A*2) | | | | |
| b parapeto (B1) | h parapeto (D6) | | Area 1 (A1) | |
| 0.3 | 1.65 | | 0.99 | |
| h parapeto (D6) | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | |
| 1.65 | 12.6 | | 41.58 | |
| TOTAL= | | | | 294.53 m² |

- Cantidades de obra estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis

| | |
|----------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 8.00 m |
| D | 1.00 m |
| L | 2.00 m |
| t inf | 1.20 m |
| t sup | 0.70 m |
| D1 | 5.35 m |
| D2 | 5.38 m |
| D3 | 0.45 m |
| D4 | 0.45 m |
| e1 | 0.20 m |
| e2 | 0.30 m |
| b1 | 0.30 m |
| b2 | 0.30 m |
| N | 1.00 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.65 m |
| Desplante (Df) | 4.00 m |

| | | | | | |
|--|---|-----------------|-----------------|-----------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | | |
| Unidad: | m ³ | | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| Zapata | 8.00 m | 1.00 m | 12.60 m | 100.80 m ³ | |
| Pantalla $V=((tinf+tsup)/2)*D1*A$ | | | | | |
| Descripción | LM (t inf) | lm (t sup) | Altura (D1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Pantalla | 1.20 m | 0.70 m | 5.35 m | 12.60 m | 64.04 m |
| Cabezal $V=((e1+e2)+(e1)/2)*b1*A+((e1+e2)+(e1)/2)*b2*A+(N-b1)*(e1+e2)*A$ | | | | | |
| Descripción | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Cabezal | 0.50 m | 0.20 m | 0.30 m | 12.60 m | 1.32 m |
| | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| | 0.50 m | 0.20 m | 0.30 m | 12.60 m | 1.32 m |
| | Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| | 0.70 m | 0.50 m | 12.60 m | 4.41 m ³ | |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | | |
| Descripción | b parapeto (B1) | h parapeto (D5) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| P1 | 0.30 m | 1.65 m | 12.60 m | 6.24 m ³ | |
| TOTAL= | | | | | 178.13 m³ |

| | | | | | |
|--|--------------------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Pantalla $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv int | 2 Φ 25@15cm | 4.10 m | 25.00 mm | 83 | 2622.60 kg |
| Asv int/2 | 1 Φ 25@15cm | 3.35 m | 25.00 mm | 83 | 1071.43 kg |
| Ash int | 1 Φ 20@25cm | 12.45 m | 20.00 mm | 21 | 644.77 kg |
| Asv ext | 1 Φ 22@15cm | 8.94 m | 22.00 mm | 83 | 2214.22 kg |
| Ash ext | 1 Φ 20@20cm | 12.45 m | 20.00 mm | 25 | 767.59 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1 Φ 18@25cm | 2.28 m | 18.00 mm | 50 | 226.81 kg |
| Ash par | 1 Φ 20@25cm | 12.45 m | 20.00 mm | 24 | 736.89 kg |
| Asv par-ext | 1 Φ 20@25cm | 3.27 m | 20.00 mm | 50 | 401.60 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1 Φ 20@15cm | 7.85 m | 20.00 mm | 83 | 1606.82 kg |
| Ast | 1 Φ 20@15cm | 12.45 m | 20.00 mm | 106 | 3254.58 kg |
| Asl inf | 1 Φ 20@15cm | 9.35 m | 20.00 mm | 83 | 1913.86 kg |
| TOTAL= | | | | | 15461.16 kg |

| | | | | |
|---|-----------------|----------------------|---------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | |
| Unidad: | m ² | | | |
| Zapata A=A1+A2+A3+A4 | | | | |
| A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-tinf)*(A)) | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | Area 1 (A1) | | |
| 8.00 m | 1.00 m | 16.00 m ² | | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | Area 2 (A1) | | |
| 1.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Punta (L) | Ancho total (A) | Area 3 (A1) | | |
| 2.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Ancho (B) | Punta (L) | t inf | Ancho total (A) | Area 4 (A4) |
| 8.00 m | 2.00 m | 1.20 m | 12.60 m | 60.48 m ² |
| Pantalla A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D1*A)+(D2*A)+(((tinf+tsup)/2)*D1*2) | | | | |
| Altura (D1) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 5.35 m | 12.6 | | 67.41 | |
| Altura (D2) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 5.38 m | 12.6 | | 67.788 | |
| LM (t inf) | lm (t sup) | | Altura (D1) | Area 3 (A3) |
| 1.20 m | 0.7 | | 5.35 m ² | 5.08 m ² |
| Cabezal A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D3*A)+(e1*A*2)+(D4*A)+((e1+e2)+(e1/2)*b1*2+((e1+e2)+(e1/2)*b2*2+(N-b1)*(e1+e2))*2 | | | | |
| Altura (D3) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 0.45 | 12.6 | | 5.67 | |
| Altura (e1) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 0.2 | 12.6 | | 5.04 | |
| Altura (D4) | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | |
| 0.45 | 12.6 | | 5.67 | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Area 4 (A4) | |
| 0.5 | 0.2 | 0.30 m | 0.21 m ² | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Area 5 (A5) | |
| 0.5 | 0.2 | 0.30 m | 0.21 m ² | |
| Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | | Area 6 (A6) | |
| 0.7 | 0.5 | | 0.7 | |
| Parapeto A=A1+A2 | | | | |
| A=(B1*D6*2)+(D6*A*2) | | | | |
| b parapeto (B1) | h parapeto (D6) | | Area 1 (A1) | |
| 0.3 | 1.65 | | 0.99 | |
| h parapeto (D6) | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | |
| 1.65 | 12.6 | | 41.58 | |
| TOTAL= | | | | 327.23 m² |

- Cantidades de obra estribo derecho cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis

| | |
|----------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 7.20 m |
| D | 1.00 m |
| L | 1.50 m |
| t inf | 1.00 m |
| t sup | 0.50 m |
| D1 | 4.20 m |
| D2 | 4.25 m |
| D3 | 0.45 m |
| D4 | 0.40 m |
| e1 | 0.20 m |
| e2 | 0.30 m |
| b1 | 0.20 m |
| b2 | 0.30 m |
| N | 0.70 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.80 m |
| Desplante (Df) | 3.50 m |

| | | | | | |
|--|---|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | | |
| Unidad: | m ³ | | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| Zapata | 7.20 m | 1.00 m | 12.60 m | 90.72 m ³ | |
| Pantalla $V=((tinf+tsup)/2)*D1*A$ | | | | | |
| Descripción | LM (t inf) | lm (t sup) | Altura (D1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Pantalla | 1.00 m | 0.50 m | 4.20 m | 12.60 m | 39.69 m |
| Cabezal $V=((e1+e2)+(e1)/2)*b1*A+((e1+e2)+(e1)/2)*b2*A+(N-b1)*(e1+e2)*A$ | | | | | |
| Descripción | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Cabezal | 0.50 m | 0.20 m | 0.20 m | 12.60 m | 0.88 m |
| | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| | 0.50 m | 0.20 m | 0.30 m | 12.60 m | 1.32 m |
| | Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| | 0.50 m | 0.50 m | 12.60 m | 3.15 m ³ | |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | | |
| Descripción | b parapeto (B1) | h parapeto (D5) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| P1 | 0.30 m | 1.80 m | 12.60 m | 6.80 m ³ | |
| TOTAL= | | | | | 142.57 m³ |

| | | | | | |
|--|--------------------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Pantalla $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv int | 2 Φ 22@15cm | 3.80 m | 22.00 mm | 83 | 1882.33 kg |
| Asv int/2 | 1 Φ 22@15cm | 2.50 m | 22.00 mm | 83 | 619.19 kg |
| Ash int | 1 Φ 18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 17 | 422.79 kg |
| Asv ext | 1 Φ 20@15cm | 8.93 m | 20.00 mm | 83 | 1827.89 kg |
| Ash ext | 1 Φ 18@20cm | 12.45 m | 18.00 mm | 20 | 497.40 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1 Φ 18@25cm | 2.40 m | 18.00 mm | 50 | 238.75 kg |
| Ash par | 1 Φ 18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 25 | 621.75 kg |
| Asv par-ext | 1 Φ 18@25cm | 3.17 m | 18.00 mm | 50 | 315.35 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1 Φ 18@15cm | 7.05 m | 18.00 mm | 83 | 1168.88 kg |
| Ast | 1 Φ 18@15cm | 12.45 m | 18.00 mm | 96 | 2387.51 kg |
| Asl inf | 1 Φ 18@15cm | 8.55 m | 18.00 mm | 83 | 1417.58 kg |
| TOTAL= | | | | | 11399.42 kg |

| | | | | |
|---|-----------------|----------------------|---------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | |
| Unidad: | m ² | | | |
| Zapata A=A1+A2+A3+A4 | | | | |
| A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-tinf)*(A)) | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | Area 1 (A1) | | |
| 7.20 m | 1.00 m | 14.40 m ² | | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | Area 2 (A1) | | |
| 1.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Punta (L) | Ancho total (A) | Area 3 (A1) | | |
| 1.50 m | 12.60 m | 18.90 m ² | | |
| Ancho (B) | Punta (L) | t inf | Ancho total (A) | Area 4 (A4) |
| 7.20 m | 1.50 m | 1.00 m | 12.60 m | 59.22 m ² |
| Pantalla A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D1*A)+(D2*A)+(((tinf+tsup)/2)*D1*2) | | | | |
| Altura (D1) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 4.20 m | 12.6 | | 52.92 | |
| Altura (D2) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 4.25 m | 12.6 | | 53.55 | |
| LM (t inf) | lm (t sup) | Altura (D1) | Area 3 (A3) | |
| 1.00 m | 0.5 | 4.20 m ² | 3.15 m ² | |
| Cabezal A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D3*A)+(e1*A*2)+(D4*A)+((e1+e2)+(e1/2)*b1*2+((e1+e2)+(e1/2)*b2*2+(N-b1)*(e1+e2)*2) | | | | |
| Altura (D3) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 0.45 | 12.6 | | 5.67 | |
| Altura (e1) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 0.2 | 12.6 | | 5.04 | |
| Altura (D4) | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | |
| 0.4 | 12.6 | | 5.04 | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Area 4 (A4) | |
| 0.5 | 0.2 | 0.20 m | 0.14 m ² | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Area 5 (A5) | |
| 0.5 | 0.2 | 0.30 m | 0.21 m ² | |
| Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | | Area 6 (A6) | |
| 0.5 | 0.5 | | 0.5 | |
| Parapeto A=A1+A2 | | | | |
| A=(B1*D6*2)+(D6*A*2) | | | | |
| b parapeto (B1) | h parapeto (D6) | | Area 1 (A1) | |
| 0.3 | 1.8 | | 1.08 | |
| h parapeto (D6) | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | |
| 1.8 | 12.6 | | 45.36 | |
| TOTAL= | | | | 290.38 m² |

- Cantidades de obra estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis

| | |
|----------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 8.00 m |
| D | 1.00 m |
| L | 2.00 m |
| t inf | 1.20 m |
| t sup | 0.70 m |
| D1 | 5.20 m |
| D2 | 5.25 m |
| D3 | 0.45 m |
| D4 | 0.45 m |
| e1 | 0.20 m |
| e2 | 0.30 m |
| b1 | 0.30 m |
| b2 | 0.30 m |
| N | 1.00 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.80 m |
| Desplante (Df) | 3.80 m |

| | | | | | |
|--|---|-----------------|-----------------|-----------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | | |
| Unidad: | m ³ | | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| Zapata | 8.00 m | 1.00 m | 12.60 m | 100.80 m ³ | |
| Pantalla $V=((tinf+tsup)/2)*D1*A$ | | | | | |
| Descripción | LM (t inf) | lm (t sup) | Altura (D1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Pantalla | 1.20 m | 0.70 m | 5.20 m | 12.60 m | 62.24 m |
| Cabezal $V=((e1+e2)+(e1)/2)*b1*A+((e1+e2)+(e1)/2)*b2*A+(N-b1)*(e1+e2)*A$ | | | | | |
| Descripción | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b1) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Cabezal | 0.50 m | 0.20 m | 0.30 m | 12.60 m | 1.32 m |
| | LM (e1+e2) | lm (e1) | Altura (b2) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| | 0.50 m | 0.20 m | 0.30 m | 12.60 m | 1.32 m |
| | Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| | 0.70 m | 0.50 m | 12.60 m | 4.41 m ³ | |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | | |
| Descripción | b parapeto (B1) | h parapeto (D5) | Ancho total (A) | Vol (V) | |
| P1 | 0.30 m | 1.80 m | 12.60 m | 6.80 m ³ | |
| TOTAL= | | | | | 176.90 m³ |

| | | | | | |
|--|--------------------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Pantalla $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv int | 2 Φ 25@15cm | 4.10 m | 25.00 mm | 83 | 2622.60 kg |
| Asv int/2 | 1 Φ 25@15cm | 3.25 m | 25.00 mm | 83 | 1039.44 kg |
| Ash int | 1 Φ 20@25cm | 12.45 m | 20.00 mm | 21 | 644.77 kg |
| Asv ext | 1 Φ 22@15cm | 8.80 m | 22.00 mm | 83 | 2179.54 kg |
| Ash ext | 1 Φ 20@20cm | 12.45 m | 20.00 mm | 24 | 736.89 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1 Φ 18@25cm | 2.40 m | 18.00 mm | 50 | 238.75 kg |
| Ash par | 1 Φ 20@25cm | 12.45 m | 20.00 mm | 24 | 736.89 kg |
| Asv par-ext | 1 Φ 20@25cm | 3.45 m | 20.00 mm | 50 | 423.71 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1 Φ 20@15cm | 7.85 m | 20.00 mm | 83 | 1606.82 kg |
| Ast | 1 Φ 20@15cm | 12.45 m | 20.00 mm | 106 | 3254.58 kg |
| Asl inf | 1 Φ 20@15cm | 9.35 m | 20.00 mm | 83 | 1913.86 kg |
| TOTAL= | | | | | 15397.85 kg |

| | | | | |
|---|-----------------|----------------------|---------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | |
| Unidad: | m ² | | | |
| Zapata A=A1+A2+A3+A4 | | | | |
| A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-tinf)*(A)) | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | Area 1 (A1) | | |
| 8.00 m | 1.00 m | 16.00 m ² | | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | Area 2 (A1) | | |
| 1.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Punta (L) | Ancho total (A) | Area 3 (A1) | | |
| 2.00 m | 12.60 m | 25.20 m ² | | |
| Ancho (B) | Punta (L) | t inf | Ancho total (A) | Area 4 (A4) |
| 8.00 m | 2.00 m | 1.20 m | 12.60 m | 60.48 m ² |
| Pantalla A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D1*A)+(D2*A)+(((tinf+tsup)/2)*D1*2) | | | | |
| Altura (D1) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 5.20 m | 12.6 | | 65.52 | |
| Altura (D2) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 5.25 m | 12.6 | | 66.15 | |
| LM (t inf) | lm (t sup) | | Altura (D1) | Area 3 (A3) |
| 1.20 m | 0.7 | | 5.20 m ² | 4.94 m ² |
| Cabezal A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(D3*A)+(e1*A*2)+(D4*A)+((e1+e2)+(e1/2)*b1*2+((e1+e2)+(e1/2)*b2*2+(N-b1)*(e1+e2)*2) | | | | |
| Altura (D3) | Ancho total (A) | | Area 1 (A1) | |
| 0.45 | 12.6 | | 5.67 | |
| Altura (e1) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 0.2 | 12.6 | | 5.04 | |
| Altura (D4) | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | |
| 0.45 | 12.6 | | 5.67 | |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | | Altura (b1) | Area 4 (A4) |
| 0.5 | 0.2 | | 0.30 m | 0.21 m ² |
| LM (e1+e2) | lm (e1) | | Altura (b2) | Area 5 (A5) |
| 0.5 | 0.2 | | 0.30 m | 0.21 m ² |
| Ancho (N-b1) | Altura (e1+e2) | | Area 6 (A6) | |
| 0.7 | 0.5 | | 0.7 | |
| Parapeto A=A1+A2 | | | | |
| A=(B1*D6*2)+(D6*A*2) | | | | |
| b parapeto (B1) | h parapeto (D6) | | Area 1 (A1) | |
| 0.3 | 1.8 | | 1.08 | |
| h parapeto (D6) | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | |
| 1.8 | 12.6 | | 45.36 | |
| TOTAL= | | | | 327.43 m² |

4.1.2 Cantidades de obra de estribos abiertos

- Cantidades de obra estribo derecho abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis

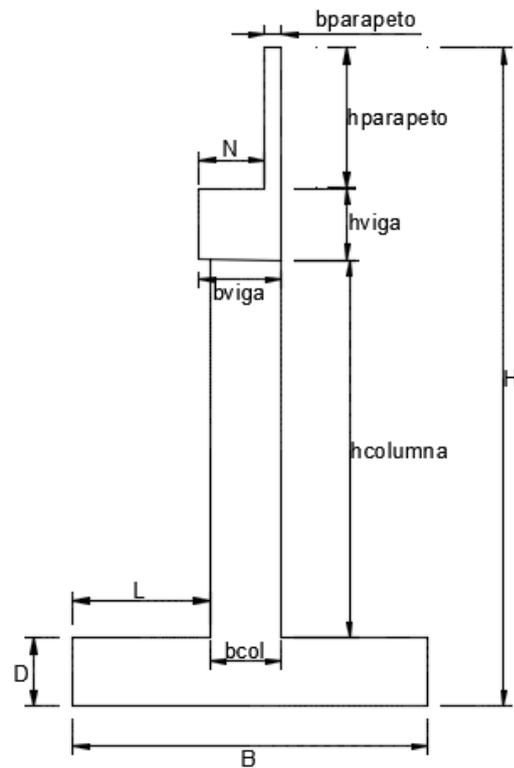


Figura 4.2 Dimensiones para el cálculo de cantidades de obra estribos cerrados

| | |
|------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 6.80 m |
| D | 1.00 m |
| L | 1.60 m |
| b col | 0.80 m |
| a col | 0.80 m |
| h col | 4.25 m |
| b viga | 0.80 m |
| h viga | 0.80 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.65 m |
| N | 0.50 m |
| Df | 3.50 m |

| | | | | |
|---|---|------------------|-----------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | |
| Unidad: | m ³ | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Zapata | 6.80 m | 1.00 m | 12.60 m | 85.68 m ³ |
| Columnas $V= b \text{ col}*a \text{ col}*h \text{ col}*4$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b col) | Profun. (a col) | Altura (h col) | Vol (V) |
| Columnas | 0.80 m | 0.80 m | 4.25 m | 10.88 m ³ |
| Viga cabezal $V= (b \text{ viga}* h \text{ viga}*A)$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b viga) | Altura (h viga) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| V1 | 0.80 m | 0.80 m | 12.60 m | 8.06 m ³ |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b parap) | Altura (h parap) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| P1 | 0.30 m | 1.65 m | 12.60 m | 6.24 m ³ |
| TOTAL= | | | | 110.86 m³ |

| | | | | | |
|--|--------------------------------------|--------------|-------------|--------------|-------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Columnas $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl col | 20 Φ 25mm | 5.45 m | 25.00 mm | 20 | 420.02 kg |
| Ast col-cen | 1 Φ 10mm@15cm | 6.95 m | 10.00 mm | 5 | 21.42 kg |
| Ast col | 1 Φ 10mm@20cm | 6.95 m | 10.00 mm | 25 | 107.12 kg |
| Viga cabezal $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl viga-inf | 6 Φ 22mm | 12.45 m | 22.00 mm | 6 | 222.91 kg |
| Asl viga-sup | 3 Φ 18mm | 12.45 m | 18.00 mm | 3 | 74.61 kg |
| Ast viga | 1 Φ 10mm@6cm | 3.05 m | 10.00 mm | 149 | 280.19 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1 Φ 18@25cm | 2.00 m | 18.00 mm | 50 | 198.96 kg |
| Ash par | 1 Φ 18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 14 | 348.18 kg |
| Asv par-ext | 1 Φ 18@25cm | 2.00 m | 18.00 mm | 50 | 198.96 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad \text{ acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1 Φ 20@15cm | 6.65 m | 20.00 mm | 83 | 1361.19 kg |
| Ast | 1 Φ 20@15cm | 12.45 m | 20.00 mm | 90 | 2763.32 kg |
| Asl inf | 1 Φ 25@12cm | 8.05 m | 25.00 mm | 83 | 2574.62 kg |
| TOTAL= | | | | | 8571.50 kg |

| | | | | |
|---|-----------------|-----------|-----------------|------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | |
| Unidad: | m2 | | | |
| Zapata $A=A1+A2+A3+A4$ | | | | |
| $A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-bcol)*(A))$ | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | | Area 1 (A1) | |
| 6.80 m | 1.00 m | | 13.60 m | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 1.00 m | 12.60 m | | 25.20 m | |
| L punta (L) | Ancho total (A) | | Area 3 (A1) | |
| 1.60 m | 12.60 m | | 20.16 m | |
| Ancho (B) | Punta (L) | b columna | Ancho total (A) | Area 4 (A4) |
| 6.80 m | 1.60 m | 0.80 m | 12.60 m | 55.44 m2 |
| Columna $A=(A1+A2)*4$ | | | | |
| $A=(h\ col*bcol*2)+(a\ col*bcol*2)$ | | | | |
| h col | b col | | Area 1 (A1) | |
| 4.25 m | 0.80 m | | 27.20 m2 | |
| h col | a col | | Area 2 (A1) | |
| 4.25 m | 0.80 m | | 27.20 m2 | |
| Viga $A=A1+A2+A3$ | | | | |
| $A=(b\ viga*h\ viga*2)+(h\ viga*A*2)+(N*A)$ | | | | |
| b viga | h viga | | Area 1 (A1) | |
| 0.80 m | 0.80 m | | 1.28 m2 | |
| h viga | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 0.80 m | 12.60 m | | 20.16 m2 | |
| N | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | |
| 0.50 m | 12.60 m | | 6.30 m2 | |
| Parapeto $A=A1+A2$ | | | | |
| $A=(b\ par*h\ par*2)+(h\ par*A*2)$ | | | | |
| b parapeto | h parapeto | | Area 1 (A1) | |
| 0.30 m | 1.65 m | | 0.99 m2 | |
| h parapeto | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | |
| 1.65 m | 12.60 m | | 41.58 m2 | |
| TOTAL= | | | | 239.11 m2 |

- Cantidades de obra estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis

| | |
|------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 7.00 m |
| D | 1.50 m |
| L | 1.70 m |
| b col | 0.80 m |
| a col | 0.80 m |
| h col | 4.45 m |
| b viga | 0.80 m |
| h viga | 0.80 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.65 m |
| N | 0.50 m |
| Df | 3.50 m |

| | | | | |
|---|---|------------------|-----------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | |
| Unidad: | m ³ | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Zapata | 7.00 m | 1.50 m | 12.60 m | 132.30 m ³ |
| Columnas $V= b \text{ col}*a \text{ col}*h \text{ col}*4$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b col) | Profun. (a col) | Altura (h col) | Vol (V) |
| Columnas | 0.80 m | 0.80 m | 4.45 m | 11.39 m ³ |
| Viga cabezal $V= (b \text{ viga}* h \text{ viga}*A)$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b viga) | Altura (h viga) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| V1 | 0.80 m | 0.80 m | 12.60 m | 8.06 m ³ |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b parap) | Altura (h parap) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| P1 | 0.30 m | 1.65 m | 12.60 m | 6.24 m ³ |
| TOTAL= | | | | 157.99 m³ |

| | | | | | |
|---|--------------------------------------|--------------|-------------|--------------|-------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Columnas $P=(\text{Longitud}*Area*\text{Cantidad})*\text{densidad acero}*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl col | 20 Φ 30mm | 6.15 m | 30.00 mm | 20 | 682.51 kg |
| Ast col-cen | 1 Φ 12mm@15cm | 6.95 m | 12.00 mm | 8 | 49.36 kg |
| Ast col | 1 Φ 12mm@15cm | 6.95 m | 12.00 mm | 29 | 178.94 kg |
| Viga cabezal $P=(\text{Longitud}*Area*\text{Cantidad})*\text{densidad acero}*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl viga-inf | 6 Φ 22mm | 12.45 m | 22.00 mm | 6 | 222.91 kg |
| Asl viga-sup | 3 Φ 18mm | 12.45 m | 18.00 mm | 3 | 74.61 kg |
| Ast viga | 1 Φ 10mm@6cm | 3.05 m | 10.00 mm | 149 | 280.19 kg |
| Parapeto $P=(\text{Longitud}*Area*\text{Cantidad})*\text{densidad acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1 Φ 18@25cm | 2.00 m | 18.00 mm | 50 | 198.96 kg |
| Ash par | 1 Φ 18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 14 | 348.18 kg |
| Asv par-ext | 1 Φ 18@25cm | 2.00 m | 18.00 mm | 50 | 198.96 kg |
| Zapata $P=(\text{Longitud}*Area*\text{Cantidad})*\text{densidad acero}$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1 Φ 20@12cm | 6.85 m | 20.00 mm | 104 | 1756.89 kg |
| Ast | 1 Φ 20@12cm | 12.45 m | 20.00 mm | 92 | 2824.73 kg |
| Asl inf | 1 Φ 20@12cm | 8.25 m | 20.00 mm | 104 | 2115.96 kg |
| TOTAL= | | | | | 8932.18 kg |

| | | | | |
|---|-----------------|-----------|----------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | |
| Unidad: | m ² | | | |
| Zapata A=A1+A2+A3+A4 | | | | |
| A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-bcol)*(A)) | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | | Area 1 (A1) | |
| 7.00 m | 1.50 m | | 21.00 m | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 1.50 m | 12.60 m | | 37.80 m | |
| L punta (L) | Ancho total (A) | | Area 3 (A1) | |
| 1.70 m | 12.60 m | | 21.42 m | |
| Ancho (B) | Punta (L) | b columna | Ancho total (A) | Area 4 (A4) |
| 7.00 m | 1.70 m | 0.80 m | 12.60 m | 56.70 m ² |
| Columna A=(A1+A2)*4 | | | | |
| A= (h col*bcol*2)+(a col*bcol*2) | | | | |
| h col | b col | | Area 1 (A1) | |
| 4.45 m | 0.80 m | | 28.48 m ² | |
| h col | a col | | Area 2 (A1) | |
| 4.45 m | 0.80 m | | 28.48 m ² | |
| Viga A=A1+A2+A3 | | | | |
| A=(b viga*h viga*2)+(h viga*A*2)+(N*A) | | | | |
| b viga | h viga | | Area 1 (A1) | |
| 0.80 m | 0.80 m | | 1.28 m ² | |
| h viga | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | |
| 0.80 m | 12.60 m | | 20.16 m ² | |
| N | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | |
| 0.50 m | 12.60 m | | 6.30 m ² | |
| Parapeto A=A1+A2 | | | | |
| A=(b par*h par*2)+(h par*A*2) | | | | |
| b parapeto | h parapeto | | Area 1 (A1) | |
| 0.30 m | 1.65 m | | 0.99 m ² | |
| h parapeto | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | |
| 1.65 m | 12.60 m | | 41.58 m ² | |
| TOTAL= | | | | 264.19 m² |

- Cantidades de obra estribo derecho abierto con vigas metálicas segunda hipótesis

| | |
|------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 6.80 m |
| D | 1.00 m |
| L | 1.60 m |
| b col | 0.80 m |
| a col | 0.80 m |
| h col | 4.25 m |
| b viga | 0.80 m |
| h viga | 0.80 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.80 m |
| N | 0.50 m |
| Df | 3.50 m |

| | | | | |
|---|---|------------------|-----------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | |
| Unidad: | m ³ | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Zapata | 6.80 m | 1.00 m | 12.60 m | 85.68 m ³ |
| Columnas $V= b \text{ col}*a \text{ col}*h \text{ col}*4$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b col) | Profun. (a col) | Altura (h col) | Vol (V) |
| Columnas | 0.80 m | 0.80 m | 4.25 m | 10.88 m ³ |
| Viga cabezal $V= (b \text{ viga}* h \text{ viga}*A)$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b viga) | Altura (h viga) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| V1 | 0.80 m | 0.80 m | 12.60 m | 8.06 m ³ |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b parap) | Altura (h parap) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| P1 | 0.30 m | 1.80 m | 12.60 m | 6.80 m ³ |
| TOTAL= | | | | 111.43 m³ |

| | | | | | |
|---|--------------------------------------|--------------|----------|--------------|--------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Columnas $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl col | 20Φ25mm | 6.15 m | 25.00 mm | 20 | 473.96 kg |
| Ast col-cen | 1Φ10mm@15cm | 6.95 m | 10.00 mm | 8 | 34.28 kg |
| Ast col | 1Φ10mm@20cm | 6.95 m | 10.00 mm | 29 | 124.26 kg |
| Viga cabezal $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl viga-inf | 6Φ22mm | 12.45 m | 22.00 mm | 6 | 222.91 kg |
| Asl viga-sup | 3Φ18mm | 12.45 m | 18.00 mm | 3 | 74.61 kg |
| Ast viga | 1Φ10mm@6cm | 3.05 m | 10.00 mm | 149 | 280.19 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1Φ18@25cm | 2.15 m | 18.00 mm | 50 | 213.88 kg |
| Ash par | 1Φ18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 16 | 397.92 kg |
| Asv par-ext | 1Φ18@25cm | 2.15 m | 18.00 mm | 50 | 213.88 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1Φ20@12cm | 6.95 m | 22.00 mm | 104 | 2156.87 kg |
| Ast | 1Φ20@12cm | 12.45 m | 22.00 mm | 92 | 3417.92 kg |
| Asl inf | 1Φ20@12cm | 8.35 m | 22.00 mm | 104 | 2585.11 kg |
| TOTAL= | | | | | 10195.79 kg |

| | | | | | |
|---|-----------------|-----------|-----------------|-------------|------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | | |
| Unidad: | m2 | | | | |
| Zapata $A=A1+A2+A3+A4$ | | | | | |
| $A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-bcol)*(A))$ | | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | | Area 1 (A1) | | |
| 6.80 m | 1.00 m | | 13.60 m | | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | | |
| 1.00 m | 12.60 m | | 25.20 m | | |
| L punta (L) | Ancho total (A) | | Area 3 (A1) | | |
| 1.60 m | 12.60 m | | 20.16 m | | |
| Ancho (B) | Punta (L) | b columna | Ancho total (A) | Area 4 (A4) | |
| 6.80 m | 1.60 m | 0.80 m | 12.60 m | 55.44 m2 | |
| Columna $A=(A1+A2)*4$ | | | | | |
| $A=(h\ col*bcol*2)+(a\ col*bcol*2)$ | | | | | |
| h col | b col | | Area 1 (A1) | | |
| 4.25 m | 0.80 m | | 27.20 m2 | | |
| h col | a col | | Area 2 (A1) | | |
| 4.25 m | 0.80 m | | 27.20 m2 | | |
| Viga $A=A1+A2+A3$ | | | | | |
| $A=(b\ viga*h\ viga*2)+(h\ viga*A*2)+(N*A)$ | | | | | |
| b viga | h viga | | Area 1 (A1) | | |
| 0.80 m | 0.80 m | | 1.28 m2 | | |
| h viga | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | | |
| 0.80 m | 12.60 m | | 20.16 m2 | | |
| N | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | | |
| 0.50 m | 12.60 m | | 6.30 m2 | | |
| Parapeto $A=A1+A2$ | | | | | |
| $A=(b\ par*h\ par*2)+(h\ par*A*2)$ | | | | | |
| b parapeto | h parapeto | | Area 1 (A1) | | |
| 0.30 m | 1.80 m | | 1.08 m2 | | |
| h parapeto | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | | |
| 1.80 m | 12.60 m | | 45.36 m2 | | |
| TOTAL= | | | | | 242.98 m2 |

- Cantidades de obra estribo izquierdo abierto con vigas metálicas segunda hipótesis

| | |
|------------|---------|
| A | 12.60 m |
| B | 7.10 m |
| D | 1.50 m |
| L | 1.80 m |
| b col | 0.80 m |
| a col | 0.80 m |
| h col | 4.45 m |
| b viga | 0.80 m |
| h viga | 0.80 m |
| b parapeto | 0.30 m |
| h parapeto | 1.80 m |
| N | 0.50 m |
| Df | 3.50 m |

| | | | | |
|---|---|------------------|-----------------|-----------------------------|
| Rubro: | Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | | | |
| Unidad: | m ³ | | | |
| Zapata $V=B*D*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (B) | Altura (D) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| Zapata | 7.10 m | 1.50 m | 12.60 m | 134.19 m ³ |
| Columnas $V= b \text{ col}*a \text{ col}*h \text{ col}*4$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b col) | Profun. (a col) | Altura (h col) | Vol (V) |
| Columnas | 0.80 m | 0.80 m | 4.45 m | 11.39 m ³ |
| Viga cabezal $V= (b \text{ viga}* h \text{ viga}*A)$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b viga) | Altura (h viga) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| V1 | 0.80 m | 0.80 m | 12.60 m | 8.06 m ³ |
| Parapeto $V=(B1*D6)*A$ | | | | |
| Descripción | Ancho (b parap) | Altura (h parap) | Ancho total (A) | Vol (V) |
| P1 | 0.30 m | 1.80 m | 12.60 m | 6.80 m ³ |
| TOTAL= | | | | 160.45 m³ |

| | | | | | |
|---|--------------------------------------|--------------|----------|--------------|-------------------|
| Rubro: | Acero de refuerzo cortado y figurado | | | | |
| Unidad: | kg | | | | |
| Columnas $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl col | 20Φ25mm | 6.15 m | 25.00 mm | 20 | 473.96 kg |
| Ast col-cen | 1Φ10mm@15cm | 6.95 m | 10.00 mm | 8 | 34.28 kg |
| Ast col | 1Φ10mm@20cm | 6.95 m | 10.00 mm | 29 | 124.26 kg |
| Viga cabezal $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero*4$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl viga-inf | 6Φ22mm | 12.45 m | 22.00 mm | 6 | 222.91 kg |
| Asl viga-sup | 3Φ18mm | 12.45 m | 18.00 mm | 3 | 74.61 kg |
| Ast viga | 1Φ10mm@6cm | 3.05 m | 10.00 mm | 149 | 280.19 kg |
| Parapeto $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asv par | 1Φ18@25cm | 2.15 m | 18.00 mm | 50 | 213.88 kg |
| Ash par | 1Φ18@25cm | 12.45 m | 18.00 mm | 16 | 397.92 kg |
| Asv par-ext | 1Φ18@25cm | 2.15 m | 18.00 mm | 50 | 213.88 kg |
| Zapata $P=(Longitud*Area*Cantidad)*densidad\ acero$ | | | | | |
| Descripción | Distribución | Longitud (L) | Φ (mm) | Cantidad (#) | Peso (P) |
| Asl sup | 1Φ20@12cm | 6.95 m | 20.00 mm | 104 | 1782.53 kg |
| Ast | 1Φ20@12cm | 12.45 m | 20.00 mm | 92 | 2824.73 kg |
| Asl inf | 1Φ20@12cm | 8.35 m | 20.00 mm | 104 | 2136.46 kg |
| TOTAL= | | | | | 8779.61 kg |

| | | | | | |
|---|-----------------|-----------|----------------------|----------------------|-----------------------------|
| Rubro: | Encofrado | | | | |
| Unidad: | m ² | | | | |
| Zapata $A=A1+A2+A3+A4$ | | | | | |
| $A=(B*D*2)+(D*A*2)+(L*A)+((B-L-bcol)*(A))$ | | | | | |
| Ancho (B) | Altura (D) | | Area 1 (A1) | | |
| 7.10 m | 1.50 m | | 21.30 m | | |
| Altura (D) | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | | |
| 1.50 m | 12.60 m | | 37.80 m | | |
| L punta (L) | Ancho total (A) | | Area 3 (A1) | | |
| 1.80 m | 12.60 m | | 22.68 m | | |
| Ancho (B) | Punta (L) | b columna | Ancho total (A) | Area 4 (A4) | |
| 7.10 m | 1.80 m | 0.80 m | 12.60 m | 56.70 m ² | |
| Columna $A=(A1+A2)*4$ | | | | | |
| $A=(h\ col*bcol*2)+(a\ col*bcol*2)$ | | | | | |
| h col | b col | | Area 1 (A1) | | |
| 4.45 m | 0.80 m | | 28.48 m ² | | |
| h col | a col | | Area 2 (A1) | | |
| 4.45 m | 0.80 m | | 28.48 m ² | | |
| Viga $A=A1+A2+A3$ | | | | | |
| $A=(b\ viga*h\ viga*2)+(h\ viga*A*2)+(N*A)$ | | | | | |
| b viga | h viga | | Area 1 (A1) | | |
| 0.80 m | 0.80 m | | 1.28 m ² | | |
| h viga | Ancho total (A) | | Area 2 (A1) | | |
| 0.80 m | 12.60 m | | 20.16 m ² | | |
| N | Ancho total (A) | | Area 3 (A3) | | |
| 0.50 m | 12.60 m | | 6.30 m ² | | |
| Parapeto $A=A1+A2$ | | | | | |
| $A=(b\ par*h\ par*2)+(h\ par*A*2)$ | | | | | |
| b parapeto | h parapeto | | Area 1 (A1) | | |
| 0.30 m | 1.80 m | | 1.08 m ² | | |
| h parapeto | Ancho total (A) | | Area 2 (A2) | | |
| 1.80 m | 12.60 m | | 45.36 m ² | | |
| TOTAL= | | | | | 269.62 m² |

4.1.3 Presupuesto estribos cerrados

- Presupuesto estribo derecho cerrado con vigas pretensadas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|-----------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 1979.02 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 349.65 | 5.66 | 1979.02 |
| 2 | | Desalojo | | | | 2146.851 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 349.65 | 6.14 | 2146.851 |
| 3 | | Encofrado | | | | 3646.28 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 294.53 | 12.38 | 3646.28 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 35083.08 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 10696.06 | 3.28 | 35083.08 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 19729.22 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 147.2 | 134.03 | 19729.22 |
| 6 | | Relleno | | | | 7339.15 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 349.65 | 20.99 | 7339.15 |
| SUBTOTAL | | | | | | 69923.60 |
| IVA | | | | | 14.00% | 9789.30 |
| TOTAL | | | | | | 79712.90 |

Son: SETENTA Y NUEVE MIL SETECIENTOS DOCE CON 90/100 DÓLARES

- Presupuesto estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|------------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 2282.11 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 403.2 | 5.66 | 2282.11 |
| 2 | | Desalojo | | | | 2475.648 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 403.2 | 6.14 | 2475.648 |
| 3 | | Encofrado | | | | 4051.11 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 327.23 | 12.38 | 4051.11 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 50712.6 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 15461.16 | 3.28 | 50712.6 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 23874.76 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 178.13 | 134.03 | 23874.76 |
| 6 | | Relleno | | | | 8463.17 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 403.2 | 20.99 | 8463.17 |
| SUBTOTAL | | | | | | 91859.40 |
| IVA | | | | | 14.00% | 12860.32 |
| TOTAL | | | | | | 104719.72 |

Son: CIENTO CUATRO MIL SETECIENTOS DIEZ Y NUEVE CON 72/100 DÓLARES

- Presupuesto estribo derecho cerrado con vigas metálicas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|------------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 1797.16 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 317.52 | 5.66 | 1797.16 |
| 2 | | Desalojo | | | | 1949.5728 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 317.52 | 6.14 | 1949.5728 |
| 3 | | Encofrado | | | | 3594.9 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 290.38 | 12.38 | 3594.9 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 37390.1 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 11399.42 | 3.28 | 37390.1 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 19108.66 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 142.57 | 134.03 | 19108.66 |
| 6 | | Relleno | | | | 6664.74 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 317.52 | 20.99 | 6664.74 |
| SUBTOTAL | | | | | | 70505.14 |
| IVA | | | | | 14.00% | 9870.72 |
| TOTAL | | | | | | 80375.86 |

Son: OCHENTA MIL TRESCIENTOS SETENTA Y CINCO CON 86/100 DÓLARES

- Presupuesto estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|------------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 2168.01 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 383.04 | 5.66 | 2168.01 |
| 2 | | Desalojo | | | | 2351.8656 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 383.04 | 6.14 | 2351.8656 |
| 3 | | Encofrado | | | | 4053.58 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 327.43 | 12.38 | 4053.58 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 50504.95 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 15397.85 | 3.28 | 50504.95 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 23709.91 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 176.9 | 134.03 | 23709.91 |
| 6 | | Relleno | | | | 8040.01 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 383.04 | 20.99 | 8040.01 |
| SUBTOTAL | | | | | | 90828.32 |
| IVA | | | | | 14.00% | 12715.97 |
| TOTAL | | | | | | 103544.29 |

Son: CIENTO TRES MIL QUINIENTOS CUARENTA Y CUATRO CON 29/100 DÓLARES

4.1.4 Presupuesto estribos abiertos

- Presupuesto estribo derecho abierto con vigas pretensadas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|------------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 1697.32 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 299.88 | 5.66 | 1697.32 |
| 2 | | Desalojo | | | | 1841.2632 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 299.88 | 6.14 | 1841.2632 |
| 3 | | Encofrado | | | | 2960.18 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 239.11 | 12.38 | 2960.18 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 30225.56 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 9215.11 | 3.28 | 30225.56 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 14858.57 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 110.86 | 134.03 | 14858.57 |
| 6 | | Relleno | | | | 6294.48 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 299.88 | 20.99 | 6294.48 |
| SUBTOTAL | | | | | | 57877.37 |
| IVA | | | | | 14.00% | 8102.83 |
| TOTAL | | | | | | 65980.21 |

Son: SESENTA Y CINCO MIL NOVECIENTOS OCHENTA CON 21/100 DÓLARES

- Presupuesto estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|-----------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 1747.24 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 308.7 | 5.66 | 1747.24 |
| 2 | | Desalojo | | | | 1895.418 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 308.7 | 6.14 | 1895.418 |
| 3 | | Encofrado | | | | 3270.67 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 264.19 | 12.38 | 3270.67 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 29297.55 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 8932.18 | 3.28 | 29297.55 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 21175.4 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 157.99 | 134.03 | 21175.4 |
| 6 | | Relleno | | | | 6479.61 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 308.7 | 20.99 | 6479.61 |
| SUBTOTAL | | | | | | 63865.89 |
| IVA | | | | | 14.00% | 8941.22 |
| TOTAL | | | | | | 72807.11 |

Son: CIENTO VEINTE Y SIETE MIL CIENTO OCHO CON 11/100 DÓLARES

- Presupuesto estribo derecho abierto con vigas metálicas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|------------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 1697.32 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 299.88 | 5.66 | 1697.32 |
| 2 | | Desalojo | | | | 1841.2632 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 299.88 | 6.14 | 1841.2632 |
| 3 | | Encofrado | | | | 3008.09 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 242.98 | 12.38 | 3008.09 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 30719.92 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 9365.83 | 3.28 | 30719.92 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 14934.96 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 111.43 | 134.03 | 14934.96 |
| 6 | | Relleno | | | | 6294.48 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 299.88 | 20.99 | 6294.48 |
| SUBTOTAL | | | | | | 58496.03 |
| IVA | | | | | 14.00% | 8189.44 |
| TOTAL | | | | | | 66685.48 |

Son: SESENTA Y SEIS MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y CINCO CON 48/100 DÓLARES

- Presupuesto estribo izquierdo abierto con vigas metálicas

| PRESUPUESTO | | | | | | |
|-----------------|--------|---|--------|----------|-------------|------------------|
| Item | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. Unitario | P. Total |
| 1 | | Excavación | | | | 1772.20 |
| 1.001 | 503006 | Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad | m3 | 313.11 | 5.66 | 1772.20 |
| 2 | | Desalojo | | | | 1922.4954 |
| 2.001 | 506001 | Desalojo material excavacion fuera terreno | m3 | 313.11 | 6.14 | 1922.4954 |
| 3 | | Encofrado | | | | 3337.9 |
| 3.001 | 501003 | Encofrado Recto | m2 | 269.62 | 12.38 | 3337.9 |
| 4 | | Armado de hierro | | | | 33442.19 |
| 4.001 | 516001 | Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado) | Kg | 10195.79 | 3.28 | 33442.19 |
| 5 | | Hormigón f'c=210kg/cm2 | | | | 21505.11 |
| 5.001 | 506003 | Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2 | m3 | 160.45 | 134.03 | 21505.11 |
| 6 | | Relleno | | | | 6572.18 |
| 6.001 | 514008 | Relleno compactado con mejoramiento | m3 | 313.11 | 20.99 | 6572.18 |
| SUBTOTAL | | | | | | 68552.08 |
| IVA | | | | | 14.00% | 9597.29 |
| TOTAL | | | | | | 78149.37 |

Son: SETENTA Y OCHO MIL SEISCIENTOS CUARENTA Y NUEVE CON 37/100 DÓLARES

4.1.5 Precios unitarios

Para el análisis de presupuesto tanto de los estribos cerrados como abiertos se utilizará los siguientes precios unitarios.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 6

RUBRO: Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad

UNIDAD: m3

DETALLE:

| EQUIPOS | | | | | | |
|---|----------|-----------|--------------|-------------|-------|-----|
| Descripción | Cantidad | Tarifa | Costo Hora | Rendimiento | Costo | |
| Retroexcavadora | 1 | 22.5 | 22.5 | 0.16 | 3.60 | |
| SUBTOTAL M | | | | | 3.60 | |
| MANO DE OBRA | | | | | | |
| Descripción | Cantidad | Jornal/HR | Costo Hora | Rendimiento | Costo | |
| Op. de Retroexcavadora (EOC1 Grupo I) | 1 | 3.66 | 3.66 | 0.16 | 0.59 | |
| Ayud. de maquinaria. Engrasador o abastecedor responsable (EOD2 Sin título) | 1 | 3.30 | 3.30 | 0.16 | 0.53 | |
| SUBTOTAL N | | | | | 1.12 | |
| MATERIALES | | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unit. | Costo | | |
| SUBTOTAL O | | | | | | 128 |
| TRANSPORTE | | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Tarifa | Costo | | |
| SUBTOTAL P | | | | | | 0 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) | | | | | 4.72 | |
| INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 % | | | | | 0.94 | |
| OTROS INDIRECTOS: 0.00 % | | | | | 0 | |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO | | | | | 5.66 | |
| VALOR OFERTADO | | | | | 5.66 | |

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 6

RUBRO: Desalojo material excavacion fuera terreno

UNIDAD: m3

DETALLE:

| EQUIPOS | | | | | | |
|---|----------|-----------|--------------|-------------|-------|---|
| Descripción | Cantidad | Tarifa | Costo Hora | Rendimiento | Costo | |
| Herramienta menor | 5 | 0.1 | 0.1 | | 0.10 | |
| Volquete | 1 | 25 | 25 | 0.12 | 3.00 | |
| SUBTOTAL M | | | | | 3.10 | |
| MANO DE OBRA | | | | | | |
| Descripción | Cantidad | Jornal/HR | Costo Hora | Rendimiento | Costo | |
| Peon | 1 | 3.66 | 3.26 | 0.3 | 0.98 | |
| Inspector de obra | 1 | 3.66 | 3.66 | 0.03 | 0.11 | |
| Chofer de volquetes | 1 | 3.30 | 4.67 | 0.2 | 0.93 | |
| SUBTOTAL N | | | | | 2.02 | |
| MATERIALES | | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unit. | Costo | | |
| SUBTOTAL O | | | | | | |
| TRANSPORTE | | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Tarifa | Costo | | |
| SUBTOTAL P | | | | | | 0 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) | | | | | 5.12 | |
| INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 % | | | | | 1.02 | |
| OTROS INDIRECTOS: 0.00 % | | | | | 0 | |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO | | | | | 6.14 | |
| VALOR OFERTADO | | | | | 6.14 | |

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 6

RUBRO: Encofrado Recto

UNIDAD: m2

DETALLE:

| EQUIPOS | | | | | |
|---|----------|-----------|--------------|-------------|-------|
| Descripción | Cantidad | Tarifa | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Equipo menor | 1 | 0.2 | 0.2 | 0.6 | 0.12 |
| SUBTOTAL M | | | | | 0.12 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| Descripción | Cantidad | Jornal/HR | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Ayudante (EOE2) | 1 | 3.26 | 3.26 | 0.6 | 1.96 |
| Carpintero (EOD2) | 1 | 3.3 | 3.3 | 0.6 | 1.98 |
| SUBTOTAL N | | | | | 3.94 |
| MATERIALES | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unit. | Costo | |
| Clavos de 2" a 4" | Kg | 0.25 | 1.6 | 0.4 | |
| Pingos | m | 3.1 | 0.45 | 1.4 | |
| Tabla de Eucalipto cepillada | u | 1.1 | 3 | 3.3 | |
| Tiras de 4 x 5 cm | m | 1.1 | 1.05 | 1.16 | |
| SUBTOTAL O | | | | | 6.26 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Tarifa | Costo | |
| SUBTOTAL P | | | | | 0 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) | | | | | 10.32 |
| INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 % | | | | | 2.06 |
| OTROS INDIRECTOS: 0.00 % | | | | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO | | | | | 12.38 |
| VALOR OFERTADO | | | | | 12.38 |

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 4 de 6

RUBRO: Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)

UNIDAD: Kg

DETALLE:

| EQUIPOS | | | | | |
|---|----------|-----------|--------------|-------------|-------|
| Descripción | Cantidad | Tarifa | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Equipo menor | 1 | 0.2 | 0.2 | 0.08 | 0.02 |
| SUBTOTAL M | | | | | 0.02 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| Descripción | Cantidad | Jornal/HR | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Peon (EOE2) | 1 | 3.26 | 3.26 | 0.08 | 0.26 |
| Ferrero (EOD2) | 1 | 3.3 | 3.3 | 0.08 | 0.26 |
| SUBTOTAL N | | | | | 0.52 |
| MATERIALES | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unit. | Costo | |
| Hierro Varillas (Corrugado) | kg | 1.05 | 2 | 2.1 | |
| Alambre de Amarre Recocido No. 18 | kg | 0.08 | 1.1 | 0.09 | |
| SUBTOTAL O | | | | | 2.19 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Tarifa | Costo | |
| SUBTOTAL P | | | | | 0 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) | | | | | 2.73 |
| INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 % | | | | | 0.55 |
| OTROS INDIRECTOS: 0.00 % | | | | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO | | | | | 3.28 |
| VALOR OFERTADO | | | | | 3.28 |

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 6

RUBRO: Hormigón Simple f'c=210 Kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

| EQUIPOS | | | | | |
|---|----------|-----------|--------------|-------------|--------|
| Descripción | Cantidad | Tarifa | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Equipo menor | 1 | 0.2 | 0.2 | 1.036 | 0.21 |
| Concretera de un Saco | 1 | 2.3 | 2.3 | 1.036 | 2.38 |
| Vibrador | 1 | 1.8 | 1.8 | 1.036 | 1.86 |
| SUBTOTAL M | | | | | 4.45 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| Descripción | Cantidad | Jornal/HR | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Peon (EOE2) | 5 | 3.26 | 16.3 | 1.036 | 16.89 |
| Albañil (EOD2) | 1 | 3.3 | 3.3 | 1.036 | 3.42 |
| Op. de Equipo Liviano (EOD2) | 1 | 3.3 | 3.3 | 1.036 | 3.42 |
| SUBTOTAL N | | | | | 23.73 |
| MATERIALES | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unit. | Costo | |
| Cemento | saco | 7 | 7.69 | 53.83 | |
| Arena | m3 | 0.8 | 20 | 16 | |
| Grava | m3 | 0.9 | 15.2 | 13.68 | |
| SUBTOTAL O | | | | | 83.51 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Tarifa | Costo | |
| SUBTOTAL P | | | | | 0 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) | | | | | 111.69 |
| INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 % | | | | | 22.34 |
| OTROS INDIRECTOS: 0.00 % | | | | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO | | | | | 134.03 |
| VALOR OFERTADO | | | | | 134.03 |

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 6

RUBRO: Relleno compactado con mejoramiento

UNIDAD: m3

DETALLE:

| EQUIPOS | | | | | |
|---|----------|-----------|--------------|-------------|-------|
| Descripción | Cantidad | Tarifa | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Equipo menor | 1 | 0.2 | 0.2 | 0.19 | 0.04 |
| Vibro-apisonador | 1 | 1.8 | 1.8 | 0.19 | 0.34 |
| SUBTOTAL M | | | | | 0.38 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| Descripción | Cantidad | Jornal/HR | Costo Hora | Rendimiento | Costo |
| Peon (EOE2) | 4 | 3.26 | 13.04 | 0.19 | 2.48 |
| Op. de Equipo Liviano (EOD2) | 1 | 3.3 | 3.3 | 0.19 | 0.63 |
| SUBTOTAL N | | | | | 3.11 |
| MATERIALES | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unit. | Costo | |
| Material de Mejoramiento | m3 | 1 | 14 | 14 | |
| SUBTOTAL O | | | | | 14 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| Descripción | Unidad | Cantidad | Tarifa | Costo | |
| SUBTOTAL P | | | | | 0 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) | | | | | 17.49 |
| INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 % | | | | | 3.5 |
| OTROS INDIRECTOS: 0.00 % | | | | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO | | | | | 20.99 |
| VALOR OFERTADO | | | | | 20.99 |

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

4.1.6 Presupuestos totales

| Presupuesto | Estribos cerrados | Estribos abiertos |
|---|--------------------------|--------------------------|
| Estribo derecho con vigas pretensadas | \$ 79712.90 | \$ 65980.21 |
| Estribo izquierdo con vigas pretensadas | \$ 104719.72 | \$ 72807.11 |
| Estribo derecho con vigas metálicas | \$ 80376.86 | \$ 66685.48 |
| Estribo izquierdo con vigas metálicas | \$ 103544.29 | \$ 78149.37 |

| Presupuesto Total | |
|--|-----------|
| Estribos cerrados para vigas pretensadas | \$ 184433 |
| Estribos abiertos para vigas pretensadas | \$ 138787 |
| Estribos cerrados para vigas metálicas | \$ 183921 |
| Estribos abiertos para vigas metálicas | \$ 144835 |

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Para el diseño del puente se realizó un recorrido en las riberas del río Yanuncay para encontrar la localización óptima del mismo; en general no se tuvo ninguna clase de estudios por lo que se realizaron varios estudios de campo, con el fin de obtener parámetros que ayuden a que el diseño del puente sea mucho más preciso y se apegue a la realidad.
- En lo que se refiere a los estudios hidrológicos debido a lo difícil de obtener el caudal máximo ya que se requiere un grupo de especialistas, se utilizó un caudal ya registrado equivalente a $198 \text{ m}^3/\text{s}$ que, se obtuvo mediante una tesis en las que se analiza las crecidas de los ríos Tarqui, Yanuncay y Tomebamba.
- Una vez ubicado el puente y definido las dos variantes de la superestructura, realizamos de la misma manera dos variantes para el puente, una en estribos abiertos y otra en estribos cerrados; realizados por la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design), con el fin de realizar el proyecto con el presupuesto más económico.
- Se definieron dos hipótesis al momento del cálculo estructural, debido a que por el peso y longitud de las vigas de la superestructura se necesita una grúa con un peso considerable, analizando así la condición más desfavorable para el empuje de los estribos en ambas variables.
- En cuanto al tipo de cimentación de todos los estribos se utilizó una cimentación superficial denominada zapata corrida, siendo esta la mejor opción analizada basándose en los estudios geotécnicos.
- Tanto los estribos cerrados como los abiertos, son una excelente opción estructural para el puente, cumpliendo ambas variables con las especificaciones y normas técnicas establecidas.

- En cuanto a lo económico, los estribos abiertos tienen un costo menor, debido a la cantidad de material que se utiliza, teniendo en cuenta que los estribos cerrados son diseñados con un muro de 12.6 metros de longitud por lo cual su costo es mayor.
- La idea de implementar un nuevo puente en el sector de la universidad del Azuay nace de la necesidad de mejorar la calidad de vida de todas las personas que circulan en dicha zona especialmente en las horas pico donde se congestiona mucho.

Recomendaciones:

- Para la ubicación óptima de los estribos es de gran importancia tener en cuenta las vías existentes; a las cuales pueda ser emplazado e independientemente de que estribos se elijan, hay que tener un control de calidad adecuado al momento de su construcción ya que todo esto se realizaría in situ.
- Para el diseño de los estribos abiertos y cerrados; es necesario revisar las diferentes normas y reglamentos establecidos, así como toda la información adquirida a lo largo de la carrera, debido a la complejidad del diseño de una subestructura.
- Como se pudo observar los estribos abiertos resultaron más económicos que los estribos cerrados, por lo que se debería analizar más a profundidad los mismos para proyectos similares, ya que en nuestra ciudad la mayoría de puentes utilizan estribos cerrados.
- Se recomienda llevar a cabo más proyectos como este, ya que el parque automotor de la ciudad crece cada año, por lo que estas infraestructuras ayudan con la demanda de tráfico y solucionan algunos congestionamientos en horas pico.

BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway And Transportation Officials. (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units*. Washington, USA.
- Bravo, L. B., & Barco, J. C. (2014). *Calculo de pilas y estribos para el puente con vigas simplemente apoyadas pna1 (proyecto naranjal #1) del proyecto control de inundaciones naranjal*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Sacramento: Thomson.
- Espinoza Arias, J. R. (2014, Octubre). *Tecnológico de Costa Rica: Publicaciones*. Retrieved from Tecnológico de Costa Rica: [http://www.tec.ac.cr/sitios/Docencia/construccion/civco/ebridge/Publicaciones/Dia%201/3\)%20ESTUDIOS%20B%C3%81SICOS%20DISE%C3%91O%20PUENTES.pdf](http://www.tec.ac.cr/sitios/Docencia/construccion/civco/ebridge/Publicaciones/Dia%201/3)%20ESTUDIOS%20B%C3%81SICOS%20DISE%C3%91O%20PUENTES.pdf)
- GAD Cantón Cuenca. (2011). *PDOT*.
- Gómez Diaz, J. (2012). *Puentes*. La Habana, Cuba.
- Google Earth. (2016).
- Guevara, M. E. (2016). *Socavación en puentes*. Lemoine Editores. Retrieved from Universidad del Cauca.
- Instituto Mexicano del Transporte. (2013, Abril 12). *Estudios de Ingeniería de Tránsito: Instituto Mexicano del Transporte*. Retrieved from Instituto Mexicano del Transporte: <http://www.imt.mx/micrositios/seguridad-y-operacion-del-transporte/servicios-tecnologicos/operacion-del-transporte/estudios-de-ingenieria-de-transito.html>
- Moyano Tobar, C. (2014). *Guía de uso de Aimsun 8.02 para análisis microscopico, mesoscopico, hibrido y macroscopico*. Cuenca: Universidad del Azuay.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *Peligro Sísmico: Diseño Sismoresistente*.
- Otero, A. V. (n.d.). *Puentes: Definiciones y conceptos generales*. Ávila, España: Escuela Politecnica Superior de Avila.
- Proaño, M. R. (n.d.). *Temas de hormigón armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito.
- Ramirez Ochoa, P. E., & Leon Avila, N. J. (2010). *Apoyo Didactico a la Asignatura de Puentes CIV 312*. Cochabamba, Bolivia.
- Rodríguez Serquén, A. (2012). *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*. Perú.
- SIKA ECUATORIANA S.A. (2007). *REHABILITACIÓN Y REFORZAMIENTO DEL PUENTE LA ASUNCIÓN - CUENCA*. Guayaquil.
- Torres Nieto, A., & Villate Bonilla, E. (2001). *Topografía*. Colombia: Editorial Norma.
- Torres, J. B., & Tello, A. M. (2015). *Ampliación y reforzamiento mediante fibras de carbono del puente San Ramón sobre el río alcacay de la comunidad de Dacte perteneciente al cantón Sígsig, provincia del Azuay*. Cuenca: Universidad de Cuenca.

- TSS-Transport Simulation Systems. (2015). *Simulación de tráfico sin límites: Aimsun*. Retrieved from www.aimsun.com: https://www.aimsun.com/wp/?page_id=2019&lang=es
- Valdés Avellaneda, E., & Taylor Hernández, G. (1987). *Puentes*. La habana: Pueblo y educación.
- Vallejo Llerena, E. C. (2014). *Análisis de las crecidas presentadas en los ríos Tarqui, Yanuncay y Tomebamba desde 1997 hasta 2011*. Cuenca.
- Zeas, R. (2001). *Informe final proyecto MACUA (Manejo de Cuencas en Ríos Andinos)*. Cuenca, Ecuador: Universidad del Azuay.

ANEXOS

Anexo 1. Valores GEH Intersección 13

| Acceso | Flujo - Conjunto de datos reales - Todo | Flujo - Media - Todo | Diferencia Absoluta | Diferencia Relativa % | GEH |
|-----------------------|---|----------------------|---------------------|-----------------------|----------|
| Av 10 de Agosto N-O | 1597 | 1560 | -37 | -2.3168441 | 0.931278 |
| Paucarbamba S-O | 372 | 375 | 3 | 0.8064516 | 0.15523 |
| Av. 10 de Agosto S-E | 1080 | 1082 | 2 | 0.1851852 | 0.672246 |
| Av. 27 de Febrero N-E | 600 | 621 | 21 | 3.5 | 0.849917 |
| Media | 907.25 | 909.5 | 2.25 | 0.2480022 | 0.652168 |

Anexo 2. Valores GEH Intersección 18

| Acceso | Flujo - Conjunto de datos reales - Todo | Flujo - Media - Todo | Diferencia Absoluta | Diferencia Relativa % | GEH |
|--------------------|---|----------------------|---------------------|-----------------------|----------|
| Av. 24 de Mayo E-O | 984 | 968 | -16 | -1.6260163 | 0.512148 |
| Av. 24 de Mayo O-E | 1400 | 1430 | 30 | 2.1428571 | 0.797523 |
| Media | 1192 | 1199 | 7 | 0.5872483 | 0.654815 |

Anexo 3. Valores GEH Intersección 19

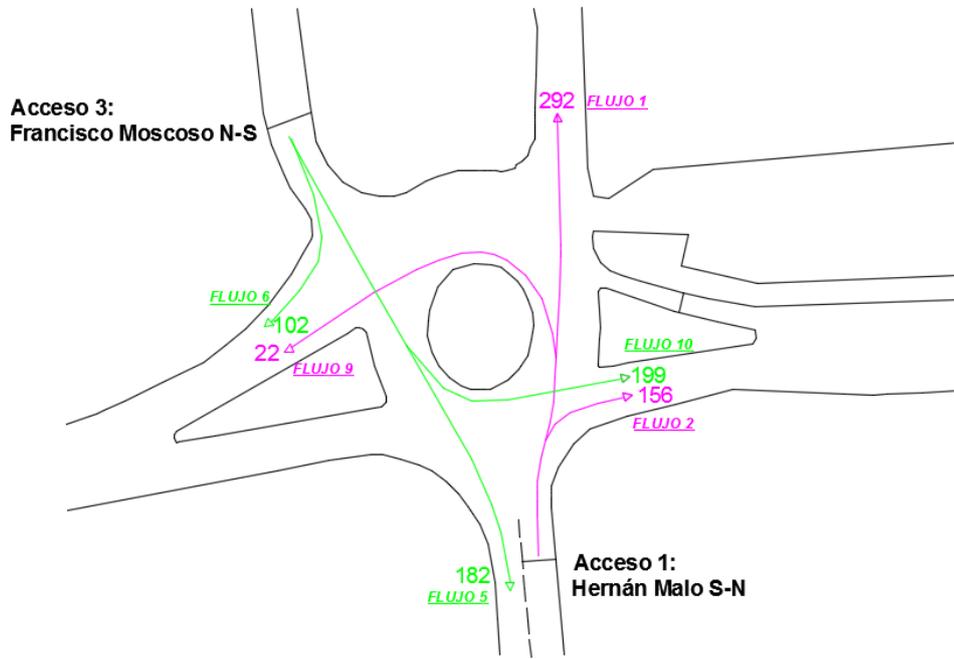
| Acceso | Flujo - Conjunto de datos reales - Todo | Flujo - Media - Todo | Diferencia Absoluta | Diferencia Relativa % | GEH |
|-----------------------|---|----------------------|---------------------|-----------------------|----------|
| Av. Hernan Malo S-N | 483 | 266 | -217 | -44.927536 | 11.2133 |
| Av. 24 de Mayo O-E | 749 | 469 | -280 | -37.383178 | 11.3462 |
| Francisco Moscoso N-S | 498 | 510 | 12 | 2.4096386 | 0.534522 |
| Av. 24 de Mayo E-O | 862 | 899 | 37 | 4.2923434 | 1.24692 |
| Media | 648 | 536 | -112 | -17.283951 | 6.08523 |

Anexo 4. Valores GEH Intersección 33

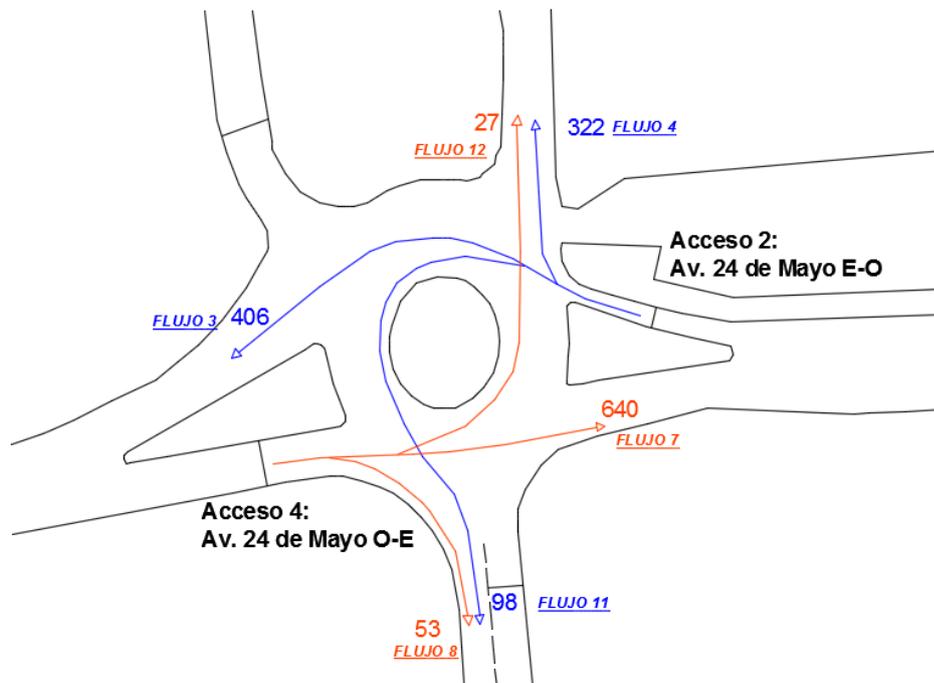
| Acceso | Flujo - Conjunto de datos reales - Todo | Flujo - Media - Todo | Diferencia Absoluta | Diferencia Relativa % | GEH |
|-----------------------|---|----------------------|---------------------|-----------------------|----------|
| Francisco Moscoso N-S | 271 | 254 | -17 | -6.2730627 | 1.04926 |
| Av. 27 de Febrero E-O | 513 | 523 | 10 | 1.9493177 | 0.439375 |
| Francisco Moscoso S-N | 556 | 616 | 60 | 10.791367 | 2.47858 |
| Av. 27 de Febrero O-E | 675 | 695 | 20 | 2.962963 | 0.764161 |
| Media | 503.75 | 522 | 18.25 | 3.6228288 | 1.18284 |

Accesos Intersección 19

Anexo 5. Accesos 1 y Acceso 3



Anexo 6. Acceso 2 y Acceso 4



Anexo 7. Tiempos de demora acceso 1**1. MÓDULO DE ENTRADA**

| Acceso 1: Av. Hernán Malo S-N | | | | | | | | |
|-------------------------------|------------------|--------------|------------|------------------|-----------------|----------------|-----------------|---------------|
| FHP | HORA PICO | | TPDA TOTAL | VERDE EFECTIVO | CICLO SEMAFORAL | GRAD. CARRIL % | TIPO DE LLEGADA | TIEMPO AFOROS |
| 0.95 | MAÑANA | 12:30-13:30 | 470 | 45 | 100 | 9.55 | 3 | 15 MIN. |
| GIRO | FLUJO DE ENTRADA | VOL. ACCESOS | % PESADOS | MANIOBRAS ESTAC. | BLOQUEO BUSES | ANCHO CARRIL | ZONA | COLA INICIAL |
| Recto | 1 | 292 | 0.85 | 0 | 0 | — | COMERCIAL | 0 |
| Derecho | 2 | 156 | 1.91 | 10 | 4 | 3.20 | | 12 |
| Izquierdo | 9 | 22 | 0.21 | 10 | 4 | 3.20 | | 12 |

2. MÓDULO DE AJUSTES DE VOLÚMEN DE TRÁNSITO

Grupo de carriles 1
Carril 1 TH+RT+LT

Carril 1: (frontal+derecho+izquierdo)

TH 292 veh/h
RT 156 veh/h
LT 22 veh/h
N 1
Va 470 veh/h
Vp 495 veh/h
PRT 0.315
PLT 0.044
% hv 2.98

3. MÓDULO DE FLUJO DE SATURACIÓN

fw 0.956
fhv 0.960
fg 0.952
fp 0.850
flu 1.610
faut 0.984
fa 0.9
fder 0.953
fizq 0.998
fLpb 1
fRpb 1
So 1912 veh/h

4. MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y RELACIÓN VOL/CAP

| | |
|-----------|--------------|
| g/c | 0.450 |
| ci | 860 veh/h |
| vi | 673 veh/h |
| Xi | 0.782 |

5. MÓDULO DE NIVEL DE SERVICIO

| | |
|-----------|-----------------|
| fpa | 1 |
| Rp | 1 |
| P | 0.450 |
| PF | 1.00 |
| t | 0.06 |
| d1 | 23.34 sg |
| d2 | 3.27 sg |
| d3 | 6.43 sg |
| dT | 33.04 sg |

| | |
|-------------------------|-----------------|
| Demora acceso 1: | 33.04 sg |
|-------------------------|-----------------|

Anexo 8. Tiempos de demora acceso 2**1. MÓDULO DE ENTRADA**

| Acceso 2: Av. 24 de Mayo E-O | | | | | | | | |
|------------------------------|------------------|-----------------|------------|------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|---------------|
| FHP | HORA PICO | | TPDA TOTAL | VERDE EFECTIVO | CICLO SEMAFORAL | GRADIENTES CARRILES % | TIPO DE LLEGADA | TIEMPO AFOROS |
| 0.88 | MAÑANA | 12:30-13:30 | 826 | 45 | 100 | 1.7 | 3 | 15 MIN. |
| GIRO | FLUJO DE ENTRADA | VOLUMEN ACCESOS | % PESADOS | MANIOBRAS ESTAC. | BLOQUEO BUSES | ANCHO CARRIL | ZONA | COLA INICIAL |
| Recto | 3 | 406 | 2.78 | 2 | 0 | — | COMERCIAL | 0 |
| Derecho | 4 | 322 | 1.33 | 3 | 7 | 2.80 | | 8 |
| Izquierdo | 11 | 98 | 0.12 | 1 | 1 | 2.80 | | 8 |

2. MÓDULO DE AJUSTES DE VOLÚMEN DE TRÁNSITO

| | | | |
|--------------------------|-------|------------|------------|
| Grupo de carriles | 2 | % Carril 1 | % Carril 2 |
| Carril 1 | TH+RT | 50% | 50% |
| Carril 2 | TH+LT | 413 | 413 |

Carril 1 (frontal + derecho)

| | |
|------|-----------|
| TH | 91 veh/h |
| RT | 322 veh/h |
| N | 1 |
| Va | 826 veh/h |
| VI | 98 veh/h |
| Vp | 469 veh/h |
| PRT | 0.686 |
| PLT | 0 |
| % hv | 2.55 |

COMPARTIDO

Carril 2 (frontal + izquierdo)

| | |
|------|-----------|
| TH | 315 veh/h |
| LT | 98 veh/h |
| N | 1 |
| Va | 826 veh/h |
| VI | 98 veh/h |
| Vp | 469 |
| PRT | 0 |
| PLT | 0.209 |
| % hv | 0.23 |

3. MÓDULO DE FLUJO DE SATURACIÓN

| | |
|-----------|-------------------|
| fw | 0.911 |
| fhv | 0.965 |
| fg | 0.992 |
| fp | 0.875 |
| flu | 1.283 |
| faut | 0.972 |
| fa | 0.9 |
| fder | 0.897 |
| fizq | 1 |
| fLpb | 1 |
| fRpb | 1 |
| So | 1460 veh/h |

| | |
|-----------|-------------------|
| fw | 0.911 |
| fhv | 0.997 |
| fg | 0.992 |
| fp | 0.885 |
| flu | 1.311 |
| faut | 0.996 |
| fa | 0.9 |
| fder | 1 |
| fizq | 0.990 |
| fLpb | 1 |
| fRpb | 1 |
| So | 1761 veh/h |

4. MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y RELACIÓN VOL/CAP

| | | | |
|-----------|--------------|-----------|--------------|
| g/c | 0.450 | | |
| ci | 657 veh/h | ci | 792 veh/h |
| vi | 791 veh/h | vi | 567 veh/h |
| Xi | 1.205 | Xi | 0.716 |

5. MÓDULO DE NIVEL DE SERVICIO

| | | | |
|-----------|------------------|-----------|-----------------|
| fpa | 1 | fpa | 1 |
| Rp | 1 | Rp | 1 |
| P | 0.450 | P | 0.450 |
| PF | 1.00 | PF | 1.00 |
| t | 0.25 | t | 0.04 |
| d1 | 27.50 sg | d1 | 22.31 sg |
| d2 | 98.78 sg | d2 | 3.25 sg |
| d3 | 21.92 sg | d3 | 2.58 sg |
| dT | 148.20 sg | dT | 28.15 sg |

| | |
|-------------------------|-----------------|
| Demora acceso 2: | 98.07 sg |
|-------------------------|-----------------|

Anexo 9. Tiempos de demora acceso 3**1. MÓDULO DE ENTRADA**

| Acceso 3: Francisco Moscoso N-S | | | | | | | | |
|---------------------------------|------------------|-----------------|------------|------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|---------------|
| FHP | HORA PICO | | TPDA TOTAL | VERDE EFECTIVO | CICLO SEMAFORAL | GRADIENTES CARRILES % | TIPO DE LLEGADA | TIEMPO AFOROS |
| 0.81 | MAÑANA | 12:30-13:30 | 483 | 45 | 100 | 1.5 | 3 | 15 MIN. |
| GIRO | FLUJO DE ENTRADA | VOLUMEN ACCESOS | % PESADOS | MANIOBRAS ESTAC. | BLOQUEO BUSES | ANCHO CARRIL | ZONA | COLA INICIAL |
| Recto | 5 | 182 | 0.21 | 3 | 0 | — | COMERCIAL | 0 |
| Derecho | 6 | 102 | 0.21 | 2 | 2 | 3.80 | | 5 |
| Izquierdo | 10 | 199 | 2.48 | 3 | 1 | 3.80 | | 5 |

2. MÓDULO DE AJUSTES DE VOLUMEN DE TRÁNSITO

| | | | |
|--------------------------|-------|------------|------------|
| Grupo de carriles | 2 | % Carril 1 | % Carril 2 |
| Carril 1 | TH+RT | 40% | 60% |
| Carril 2 | TH+LT | 193 | 290 |

Carril 1 (frontal + derecho)

| | |
|------|-----------|
| TH | 91 veh/h |
| RT | 102 veh/h |
| N | 1 |
| Va | 483 veh/h |
| VI | 199 veh/h |
| Vp | 239 veh/h |
| PRT | 0.428 |
| PLT | 0 |
| % hv | 0.02 |

COMPARTIDO

Carril 2 (frontal + izquierdo)

| | |
|------|-----------|
| TH | 91 veh/h |
| LT | 199 veh/h |
| N | 1 |
| Va | 483 veh/h |
| VI | 199 veh/h |
| Vp | 358 |
| PRT | 0 |
| PLT | 0.556 |
| % hv | 0.19 |

3. MÓDULO DE FLUJO DE SATURACIÓN

| | |
|-----------|-------------------|
| fw | 1.022 |
| fhv | 1.000 |
| fg | 0.993 |
| fp | 0.875 |
| flu | 1.894 |
| faut | 0.992 |
| fa | 0.9 |
| fder | 0.936 |
| fizq | 1 |
| fLpb | 1 |
| fRpb | 1 |
| So | 2669 veh/h |

| | |
|-----------|-------------------|
| fw | 1.022 |
| fhv | 0.997 |
| fg | 0.993 |
| fp | 0.87 |
| flu | 1.456 |
| faut | 0.996 |
| fa | 0.9 |
| fder | 1 |
| fizq | 0.973 |
| fLpb | 1 |
| fRpb | 1 |
| So | 2124 veh/h |

4. MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y RELACIÓN VOL/CAP

| | | | |
|-----------|--------------|-----------|--------------|
| g/c | 0.450 | | |
| ci | 1201 veh/h | ci | 956 veh/h |
| vi | 341 veh/h | vi | 557 veh/h |
| Xi | 0.284 | Xi | 0.582 |

5. MÓDULO DE NIVEL DE SERVICIO

| | | | |
|-----------|-----------------|-----------|-----------------|
| fpa | 1 | fpa | 1 |
| Rp | 1 | Rp | 1 |
| P | 0.450 | P | 0.450 |
| PF | 1.00 | PF | 1.00 |
| t | 0.0058111 | t | 0.01 |
| d1 | 17.34 sg | d1 | 20.50 sg |
| d2 | 0.85 sg | d2 | 2.19 sg |
| d3 | 0.17 sg | d3 | 0.47 sg |
| dT | 18.36 sg | dT | 23.16 sg |

| | |
|-------------------------|-----------------|
| Demora acceso 3: | 21.34 sg |
|-------------------------|-----------------|

Anexo 10. Tiempos de demora acceso 4**1. MÓDULO DE ENTRADA**

| Acceso 4: Av. 24 de Mayo O-E | | | | | | | | |
|------------------------------|------------------|-----------------|------------|------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|---------------|
| FHP | HORA PICO | | TPDA TOTAL | VERDE EFECTIVO | CICLO SEMAFORAL | GRADIENTES CARRILES % | TIPO DE LLEGADA | TIEMPO AFOROS |
| 0.85 | MAÑANA | 12:30-13:30 | 720 | 45 | 100 | 2 | 3 | 15 MIN. |
| GIRO | FLUJO DE ENTRADA | VOLUMEN ACCESOS | % PESADOS | MANIOBRAS ESTAC. | BLOQUEO BUSES | ANCHO CARRIL | ZONA | COLA INICIAL |
| Recto | 7 | 640 | 3.75 | 10 | 6 | — | COMERCIAL | 0 |
| Derecho | 8 | 53 | 0.28 | 1 | 0 | 3.00 | | 10 |
| Izquierdo | 12 | 27 | 0.14 | 3 | 0 | 3.00 | | 12 |

2. MÓDULO DE AJUSTES DE VOLUMEN DE TRÁNSITO

| | | | |
|--------------------------|-------|-----------|-----------|
| Grupo de carriles | 2 | %Carril 1 | %Carril 2 |
| Carril 1 | TH+RT | 60% | 40% |
| Carril 2 | TH+LT | 432 | 288 |

Carril 1 (frontal + derecho)

| | |
|------|-----------|
| TH | 379 veh/h |
| RT | 53 veh/h |
| N | 1 |
| Va | 720 veh/h |
| VI | 27 veh/h |
| Vp | 508 veh/h |
| PRT | 0.104 |
| PLT | 0 |
| % hv | 2.50 |

COMPARTIDO

Carril 2 (frontal + izquierdo)

| | |
|------|-----------|
| TH | 261 veh/h |
| LT | 27 veh/h |
| N | 1 |
| Va | 720 veh/h |
| VI | 27 veh/h |
| Vp | 339 |
| PRT | 0 |
| PLT | 0.080 |
| % hv | 1.25 |

3. MÓDULO DE FLUJO DE SATURACIÓN

| | |
|-----------|-------------------|
| fw | 0.933 |
| fhv | 0.966 |
| fg | 0.990 |
| fp | 0.845 |
| flu | 1.140 |
| faut | 0.976 |
| fa | 0.9 |
| fder | 0.984 |
| fizq | 1 |
| fLpb | 1 |
| fRpb | 1 |
| So | 1413 veh/h |

| | |
|-----------|-------------------|
| fw | 0.933 |
| fhv | 0.983 |
| fg | 0.990 |
| fp | 0.835 |
| flu | 1.103 |
| faut | 0.976 |
| fa | 0.9 |
| fder | 1 |
| fizq | 0.996 |
| fLpb | 1 |
| fRpb | 1 |
| So | 1391 veh/h |

4. MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y RELACIÓN VOL/CAP

| | | | |
|-----------|--------------|-----------|--------------|
| g/c | 0.450 | | |
| ci | 636 veh/h | ci | 626 veh/h |
| vi | 561 veh/h | vi | 366 veh/h |
| Xi | 0.883 | Xi | 0.584 |

5. MÓDULO DE NIVEL DE SERVICIO

| | | | |
|-----------|-----------------|-----------|-----------------|
| fpa | 1 | fpa | 1 |
| Rp | 1 | Rp | 1 |
| P | 0.450 | P | 0.450 |
| PF | 1.00 | PF | 1.00 |
| t | 0.1343129 | t | 0.05 |
| d1 | 25.10 sg | d1 | 20.52 sg |
| d2 | 5.00 sg | d2 | 3.36 sg |
| d3 | 15.21 sg | d3 | 6.37 sg |
| dT | 45.31 sg | dT | 30.25 sg |

| | |
|-------------------------|-----------------|
| Demora acceso 4: | 39.37 sg |
|-------------------------|-----------------|

Anexo 11. Factores de capacidad de carga

| ϕ | Nc | Nq | Ng |
|--------|---------|---------|--------|
| 0 | 5.7 | 1 | 0 |
| 1 | 6 | 1.105 | 0.01 |
| 2 | 6.3 | 1.22 | 0.04 |
| 8 | 8.602 | 2.209 | 0.35 |
| 9 | 9.086 | 2.439 | 0.44 |
| 10 | 9.605 | 2.694 | 0.56 |
| 11 | 10.163 | 2.975 | 0.69 |
| 12 | 10.763 | 3.288 | 0.85 |
| 13 | 11.41 | 3.634 | 1.04 |
| 14 | 12.108 | 4.019 | 1.26 |
| 15 | 12.861 | 4.446 | 1.52 |
| 16 | 13.676 | 4.922 | 1.82 |
| 17 | 14.559 | 5.451 | 2.18 |
| 18 | 15.517 | 6.042 | 2.59 |
| 19 | 16.558 | 6.701 | 3.07 |
| 20 | 17.69 | 7.439 | 3.64 |
| 21 | 18.925 | 8.264 | 4.31 |
| 22 | 20.272 | 9.19 | 5.09 |
| 23 | 21.746 | 10.231 | 6 |
| 24 | 23.361 | 11.401 | 7.08 |
| 25 | 25.135 | 12.72 | 8.34 |
| 26 | 27.085 | 14.21 | 9.84 |
| 27 | 29.236 | 15.896 | 11.6 |
| 28 | 31.612 | 17.808 | 13.7 |
| 29 | 34.242 | 19.981 | 16.18 |
| 30 | 37.162 | 22.456 | 19.13 |
| 31 | 40.411 | 25.282 | 22.65 |
| 32 | 44.036 | 28.517 | 26.87 |
| 33 | 48.09 | 32.23 | 31.94 |
| 34 | 52.637 | 36.504 | 38.04 |
| 35 | 57.754 | 41.44 | 45.41 |
| 36 | 63.528 | 47.156 | 54.36 |
| 37 | 70.067 | 53.799 | 65.27 |
| 38 | 77.495 | 61.546 | 78.61 |
| 39 | 85.966 | 70.614 | 95.03 |
| 40 | 95.663 | 81.271 | 115.31 |
| 41 | 106.807 | 93.846 | 140.51 |
| 42 | 119.669 | 108.75 | 171.99 |
| 43 | 134.58 | 126.498 | 211.56 |
| 44 | 151.95 | 147.736 | 261.6 |
| 45 | 172.285 | 173.285 | 325.34 |

Fuente: (Das, 2001)

Anexo 12. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas metálicas primera hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 5.50 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.50 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.29 |
| Fqs = | 1.28 |
| Fgs = | 0.83 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.25 |
| Fqd = | 1.17 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 44.55 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 14.85 kg/cm ² |

Anexo 13. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas primera hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 6.50 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.80 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.35 |
| Fqs = | 1.34 |
| Fgs = | 0.79 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.23 |
| Fqd = | 1.16 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 49.54 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 16.51 kg/cm ² |

Anexo 14. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 6.00 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.70 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.32 |
| Fqs = | 1.31 |
| Fgs = | 0.81 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.25 |
| Fqd = | 1.17 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 47.47 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 15.82 kg/cm ² |

Anexo 15. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas primera hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 6.50 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 4.00 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.35 |
| Fqs = | 1.34 |
| Fgs = | 0.79 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.25 |
| Fqd = | 1.17 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 51.27 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 17.09 kg/cm ² |

Anexo 16. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 7.20 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.50 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.39 |
| Fqs = | 1.37 |
| Fgs = | 0.77 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.19 |
| Fqd = | 1.13 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 48.67 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 16.22 kg/cm ² |

Anexo 17. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 8.00 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.80 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.43 |
| Fqs = | 1.41 |
| Fgs = | 0.75 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.19 |
| Fqd = | 1.13 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 53.11 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 17.70 kg/cm ² |

Anexo 18. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 7.50 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.70 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.40 |
| Fqs = | 1.39 |
| Fgs = | 0.76 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.20 |
| Fqd = | 1.13 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 51.09 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 17.03 kg/cm ² |

Anexo 19. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 8.00 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 4.00 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.43 |
| Fqs = | 1.41 |
| Fgs = | 0.75 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.20 |
| Fqd = | 1.13 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 54.85 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 18.28 kg/cm ² |

Anexo 20. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho abierto con vigas metálicas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 6.80 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.50 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.36 |
| Fqs = | 1.35 |
| Fgs = | 0.78 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.21 |
| Fqd = | 1.14 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 47.72 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 15.91 kg/cm ² |

Anexo 21. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo abierto con vigas metálicas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 7.10 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.50 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.38 |
| Fqs = | 1.37 |
| Fgs = | 0.77 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.20 |
| Fqd = | 1.13 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 48.44 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 16.15 kg/cm ² |

Anexo 22. Cálculo capacidad de carga de estribo derecho abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 6.80 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.50 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.36 |
| Fqs = | 1.35 |
| Fgs = | 0.78 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.21 |
| Fqd = | 1.14 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 47.72 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 15.91 kg/cm ² |

Anexo 23. Cálculo capacidad de carga de estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas segunda hipótesis

| DESC. | VALOR |
|--------------|------------------------|
| B = | 7.00 m |
| L = | 12.60 m |
| D = | 3.50 m |
| f = | 33 ° |
| c = | 800 kg/m ² |
| g = | 1820 kg/m ³ |

| Factor de Capacidad de Carga | |
|-------------------------------------|-------|
| Nc = | 38.64 |
| Nq = | 26.09 |
| Ng = | 35.19 |
| Factor de Forma | |
| Fcs = | 1.38 |
| Fqs = | 1.36 |
| Fgs = | 0.78 |
| Factor de Profundidad | |
| Fcd = | 1.20 |
| Fqd = | 1.13 |
| Fgd = | 1.00 |
| Factor de Inclinacion | |
| Fci = | 1 |
| Fqi = | 1 |
| Fgi = | 1 |

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| q_{ult} = | 48.20 kg/cm ² |
| q_{adm} = | 16.07 kg/cm ² |

Socavación en estribos cerrados**Anexo 24. Socavación general en estribos cerrados**

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Qd | 198.00 m ³ /s |
| At | 47.08 m ² |
| Be | 33.78 m |
| Hm | 1.39 m |
| v | 4.21 m/s |
| u | 0.95 cm |
| x | 0.29 |
| 1/1+x | 0.78 |
| yd | 1.82 Ton/m ³ |
| Ho | 2.30 m |
| β | 1.00 |
| α | 3.55 |
| Hs | 6.81 m |
| ds | 4.51 m |

Anexo 25. Socavación local en estribos cerrados

| Estribo Izquierdo | |
|--------------------------|------------------------|
| Q1 | 1.09 m ³ /s |
| Pa | 1 |
| Pq | 2 |
| Pr | 1 |
| h | 0.97 m |
| Ht | 1.95 m |
| So calculado | 0.97 m |
| So | 1.00 m |

| Estribo Derecho | |
|------------------------|------------------------|
| Q1 | 0.43 m ³ /s |
| Pa | 1 |
| Pq | 2 |
| Pr | 1 |
| h | 0.42 m |
| Ht | 0.84 m |
| So calculado | 0.42 m |
| So | 0.50 m |

Anexo 26. Socavación por constricción y altura de remanso en estribos cerrados

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Qd | 198.00 m ³ /s |
| At | 46.06 m ² |
| Be | 30.00 m |
| Hm | 1.54 m |
| v | 4.30 m/s |
| u | 0.95 |
| x | 0.29 |
| 1/1+x | 0.78 |
| yd | 1.82 Ton/m ³ |
| Ho | 2.47 m |
| β | 1.00 |
| α | 3.40 |
| Hs | 7.21 m |
| ds | 4.74 m |

| | |
|---------------------|--------------------------|
| Qb | 196.48 m ³ /s |
| mcp | 0.992 |
| nep | 0.0077 |
| A2 | 46.06 m ² |
| u | 0.95 |
| v2 | 4.52 m/s |
| η | 0.06 |
| Vm | 4.21 m/s |
| hr calculado | 0.17 m |
| hr | 0.20 m |

Socavación en estribos abiertos**Anexo 27. Socavación general en estribos abiertos**

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Qd | 198.00 m ³ /s |
| At | 47.08 m ² |
| Be | 33.78 m |
| Hm | 1.39 m |
| v | 4.21 m/s |
| u | 0.95 cm |
| x | 0.29 |
| 1/1+x | 0.78 |
| yd | 1.82 Ton/m ³ |
| Ho | 2.30 m |
| β | 1.00 |
| α | 3.55 |
| Hs | 6.81 m |
| ds | 4.51 m |

Anexo 28. Socavación local en estribos abiertos

| Estribo Izquierdo | |
|--------------------------|-------------------------|
| Q1 | 11.34 m ³ /s |
| Pa | 1 |
| Pq | 2 |
| Pr | 1 |
| h | 0.97 m |
| Ht | 1.95 m |
| So calculado | 0.97 m |
| So | 1.00 m |

| Estribo Derecho | |
|------------------------|------------------------|
| Q1 | 4.43 m ³ /s |
| Pa | 1 |
| Pq | 2 |
| Pr | 1 |
| h | 0.42 m |
| Ht | 0.84 m |
| So calculado | 0.42 m |
| So | 0.50 m |

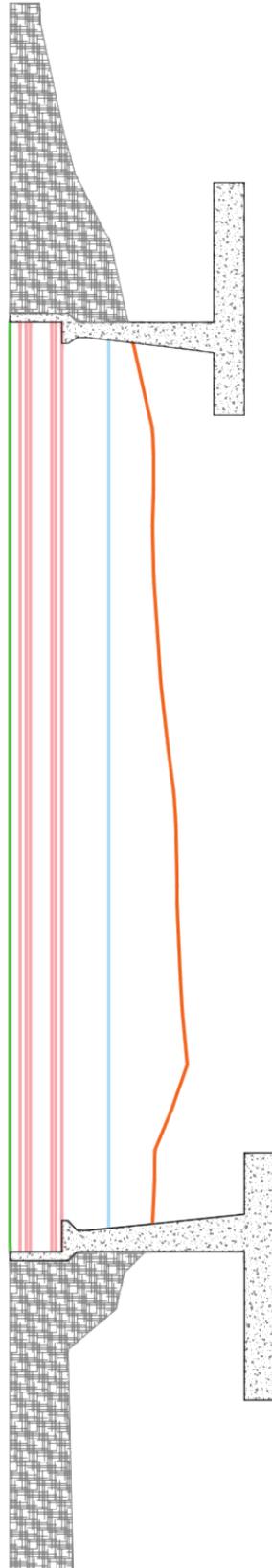
Anexo 29. Socavación por constricción y altura de remanso

| DESC. | VALOR |
|--------------|--------------------------|
| Qd | 198.00 m ³ /s |
| At | 40.36 m ² |
| Be | 24.18 m |
| Hm | 1.67 m |
| v | 4.91 m/s |
| u | 0.95 |
| x | 0.29 |
| 1/1+x | 0.78 |
| yd | 1.82 Ton/m ³ |
| Ho | 2.84 m |
| β | 1.00 |
| α | 3.67 |
| Hs | 9.18 m |
| ds | 6.34 m |

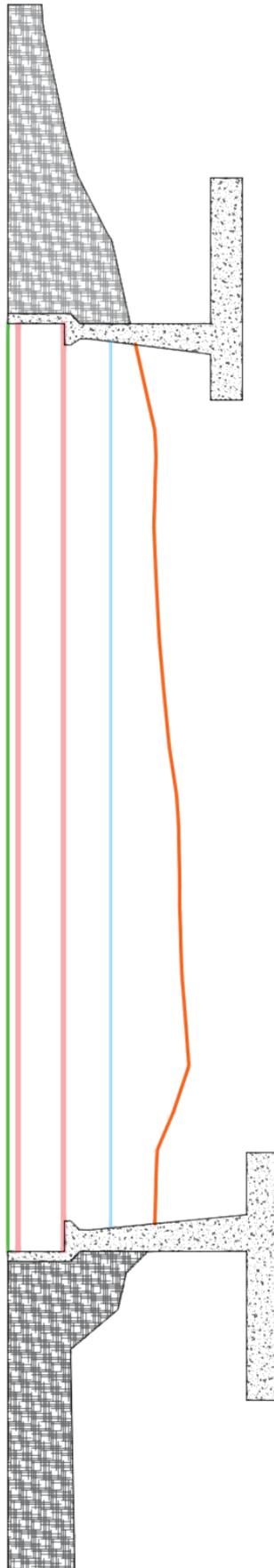
| | |
|---------------------|--------------------------|
| Qb | 182.23 m ³ /s |
| mcp | 0.920 |
| nep | 0.0796 |
| A2 | 40.36 m ² |
| u | 0.95 |
| v2 | 5.16 m/s |
| η | 0.06 |
| Vm | 4.21 m/s |
| hr calculado | 0.54 m |
| hr | 0.60 m |

Emplazamiento del puente

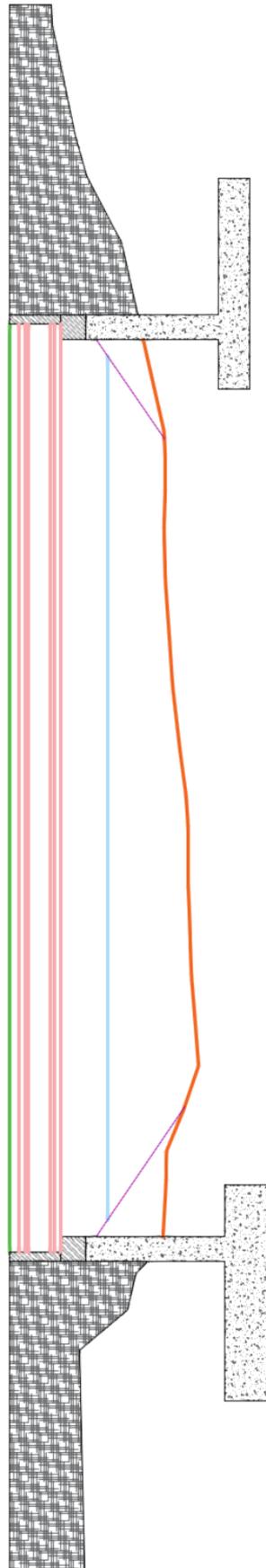
Anexo 30. Emplazamiento estribos cerrados con vigas pretensadas



Anexo 31. Emplazamiento estribos cerrados con vigas metálicas



Anexo 32. Emplazamiento estribos abiertos con vigas pretensadas

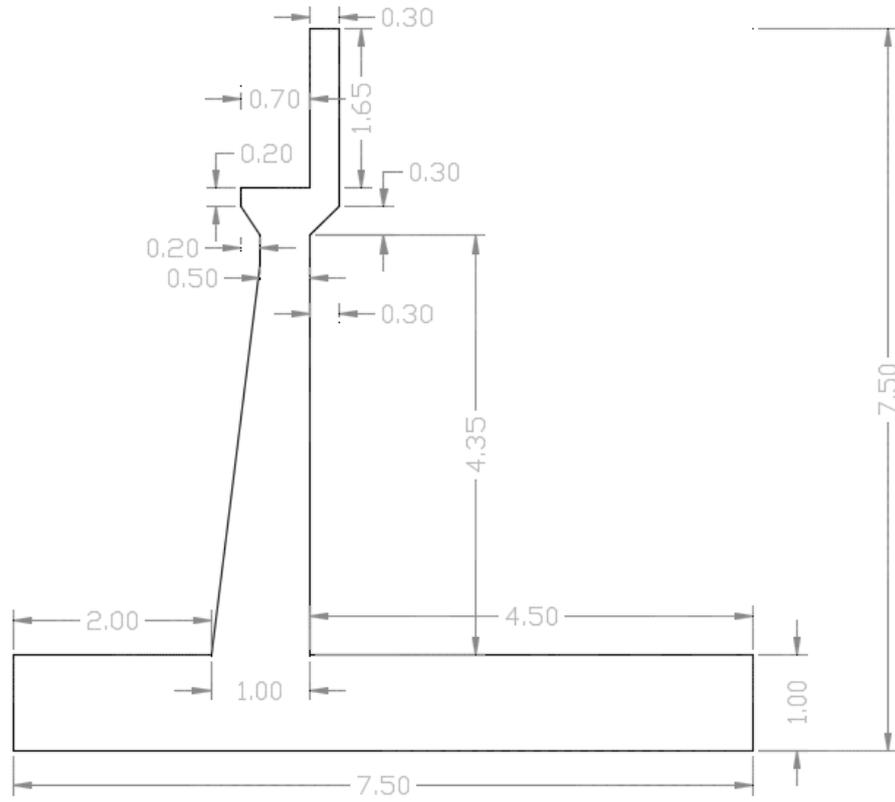


Anexo 33. Emplazamiento estribos abiertos con vigas metálicas

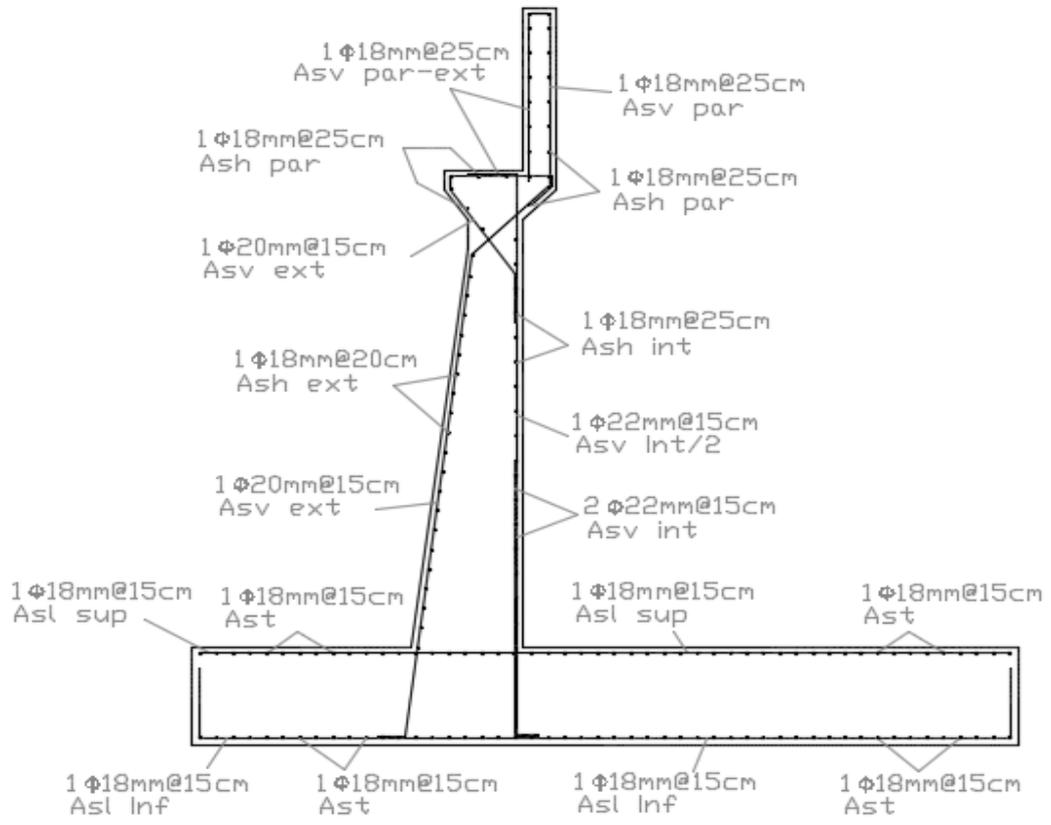


Planos estribos cerrados

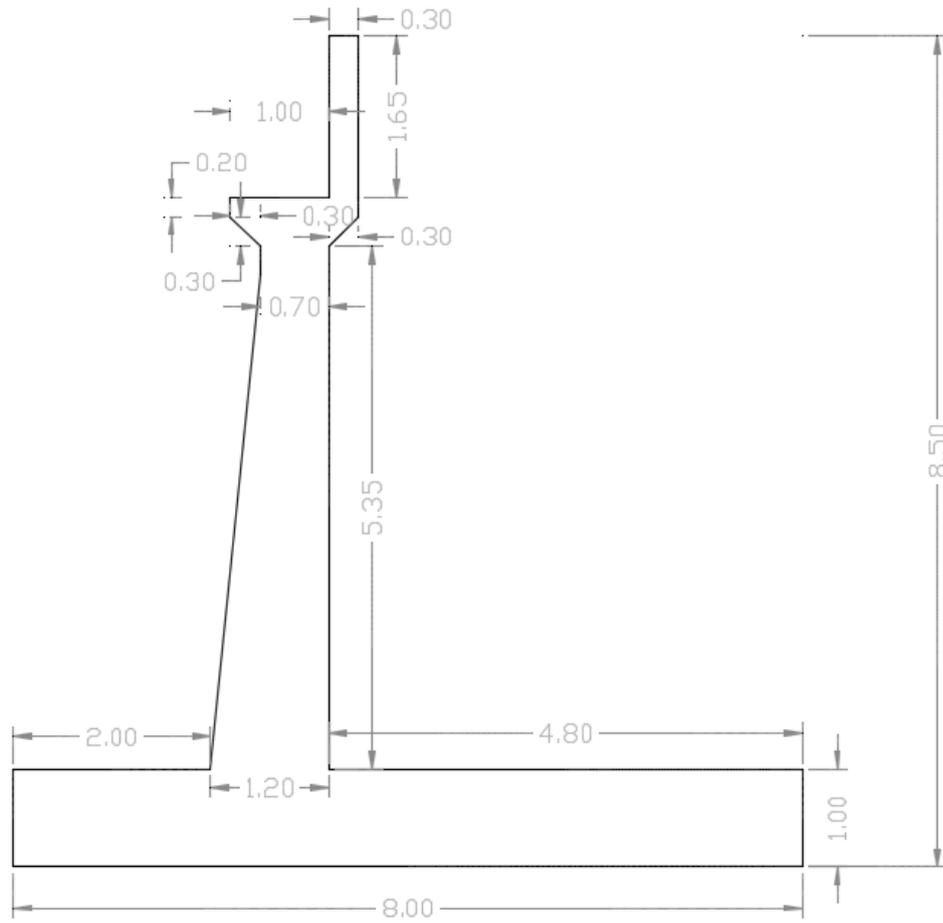
Anexo 34. Dimensiones estribo derecho cerrado con vigas pretensadas



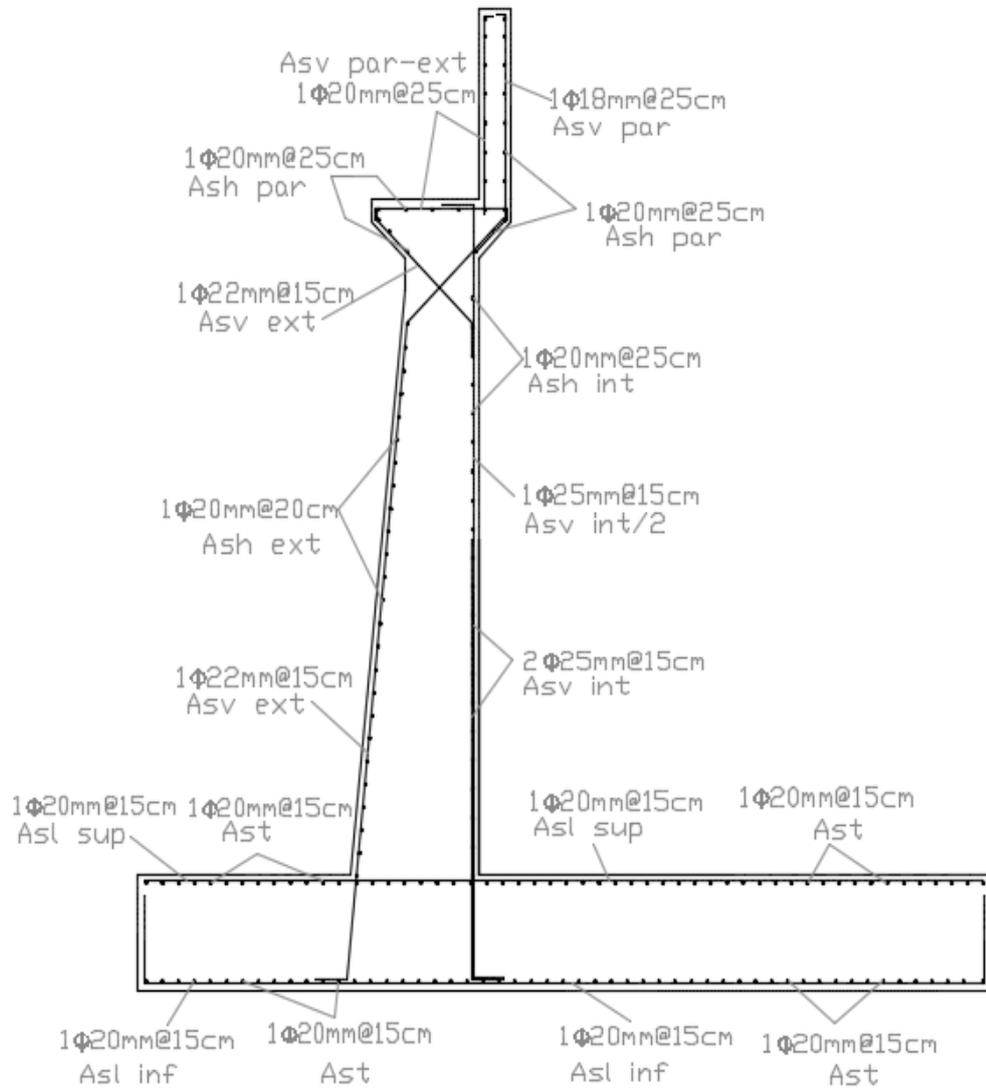
Anexo 35. Distribución del acero estribo derecho cerrado con vigas pretensadas



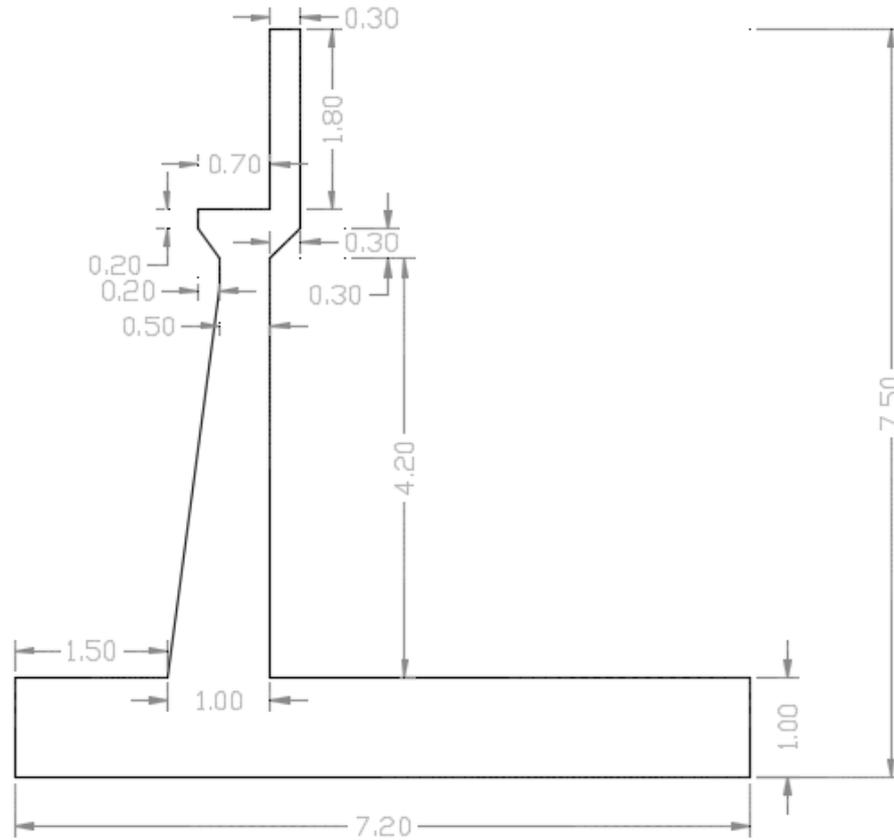
Anexo 36. Dimensiones estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas



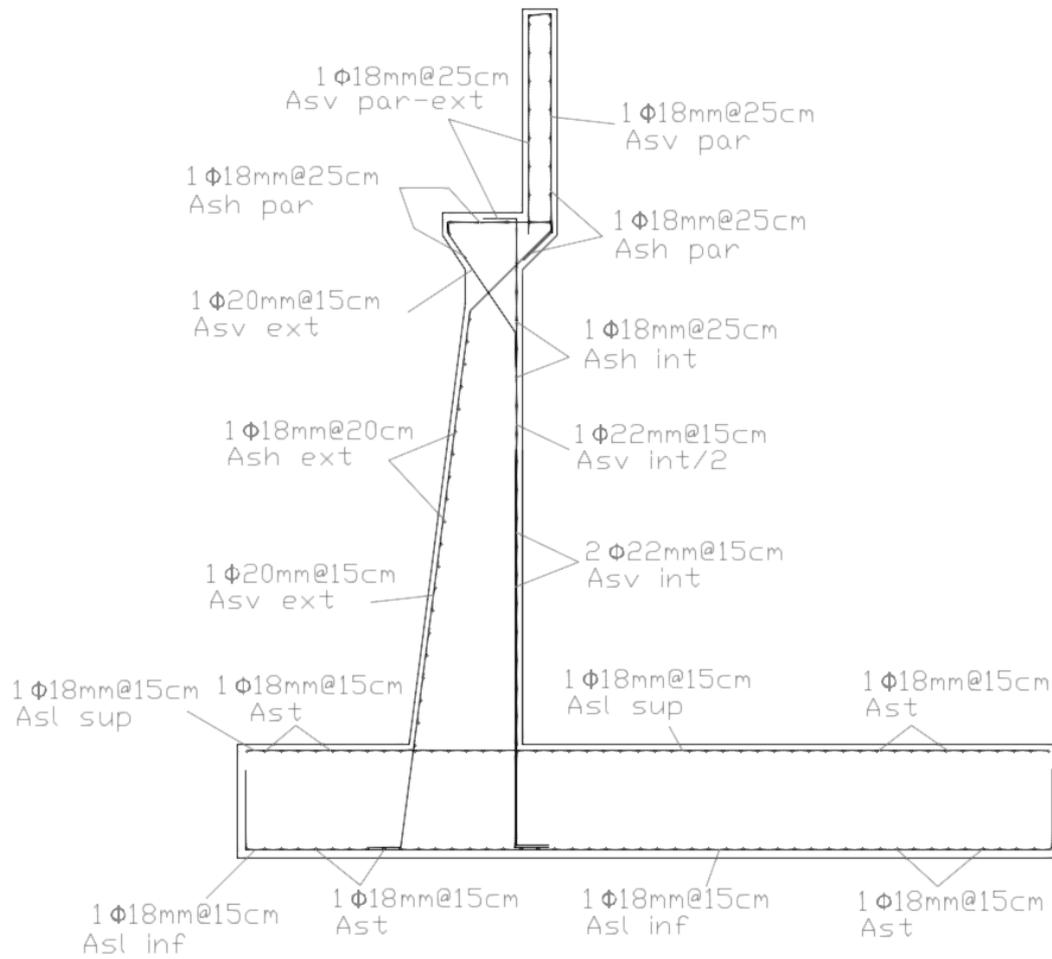
Anexo 37. Distribución del acero estribo izquierdo cerrado con vigas pretensadas



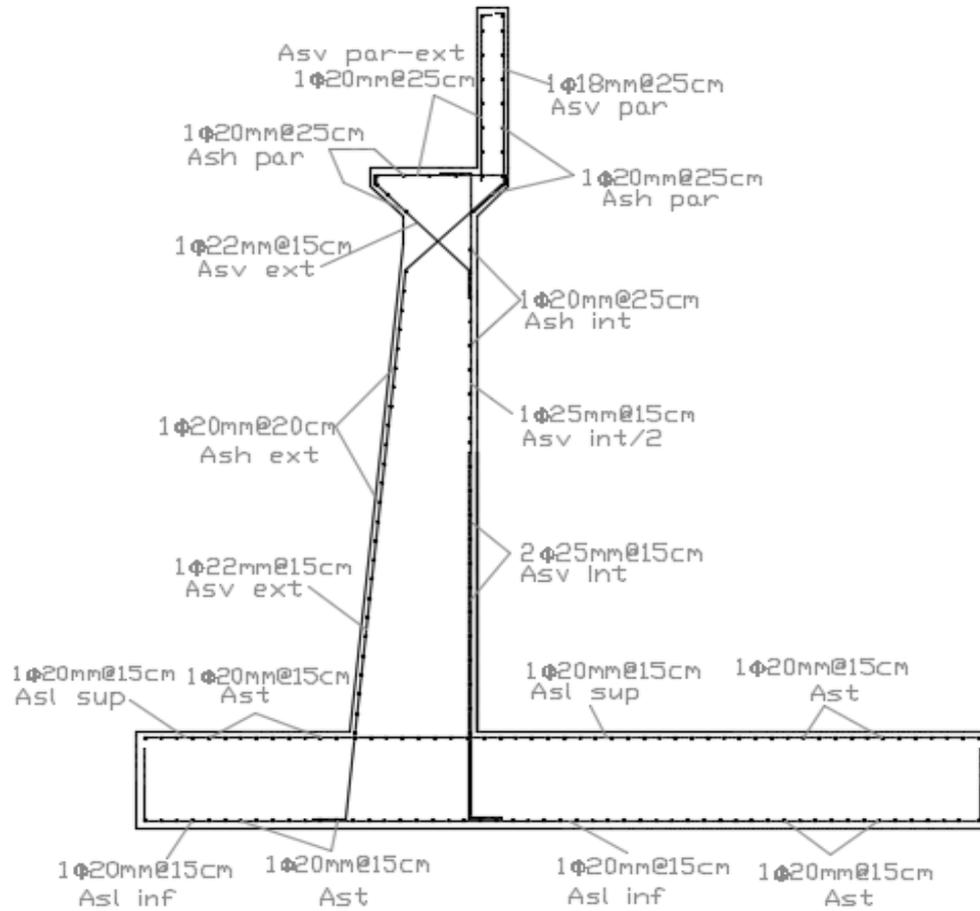
Anexo 38. Dimensiones estribo derecho cerrado con vigas metálicas



Anexo 39. Distribución del acero estribo derecho cerrado con vigas metálicas

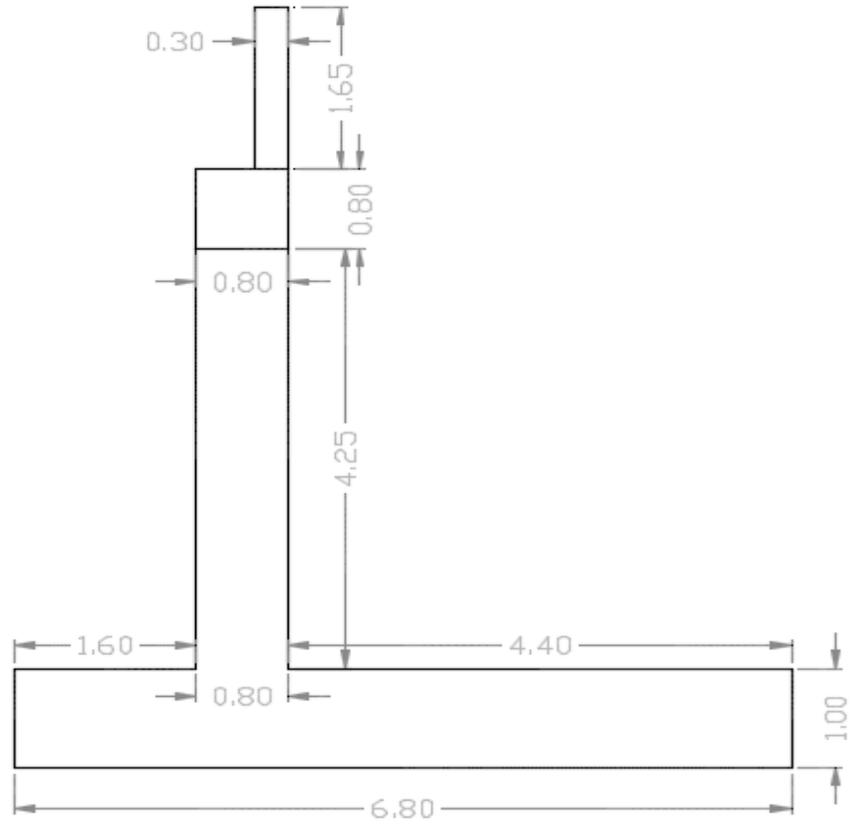


Anexo 41. Distribución del acero estribo izquierdo cerrado con vigas metálicas

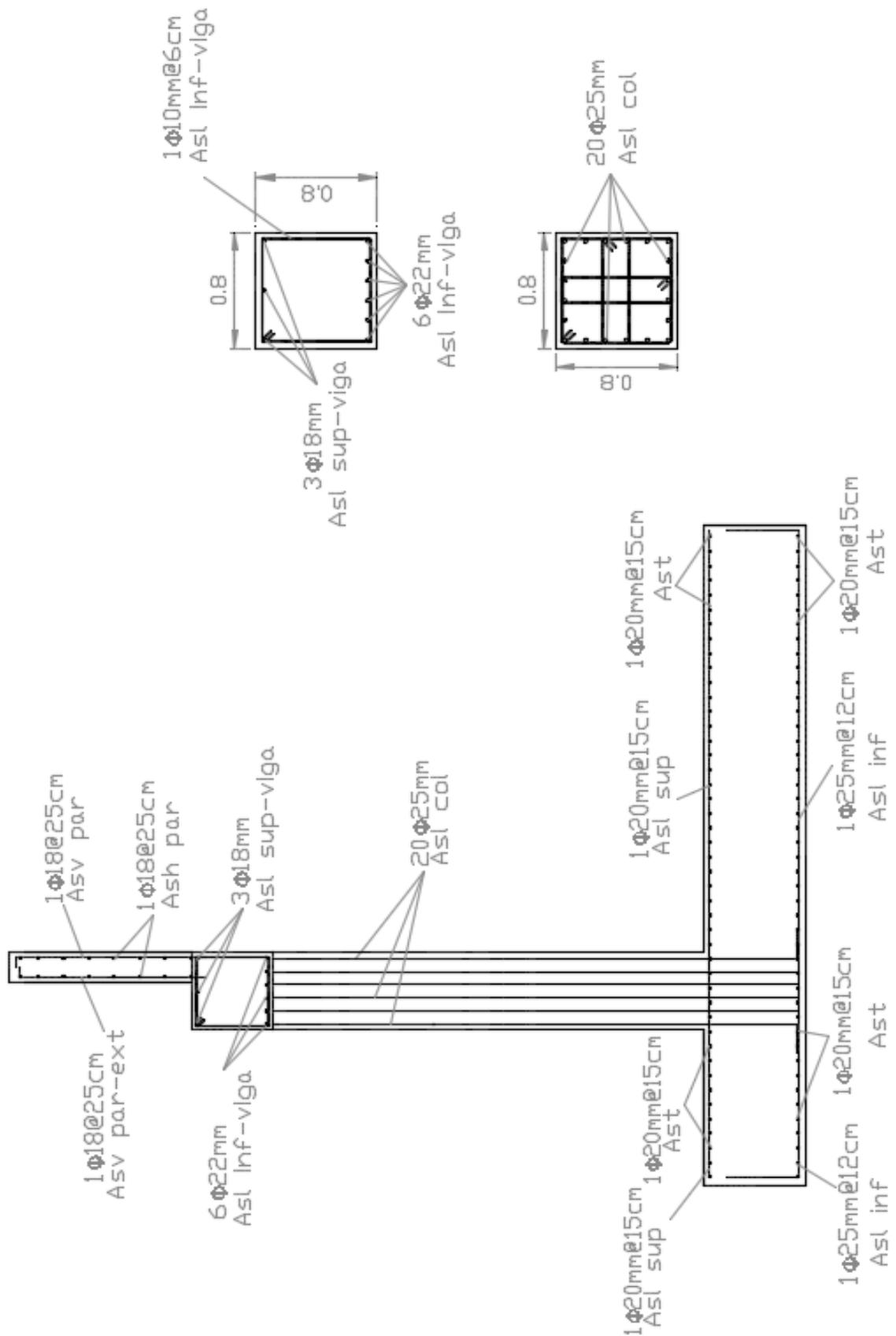


Planos estribos abiertos

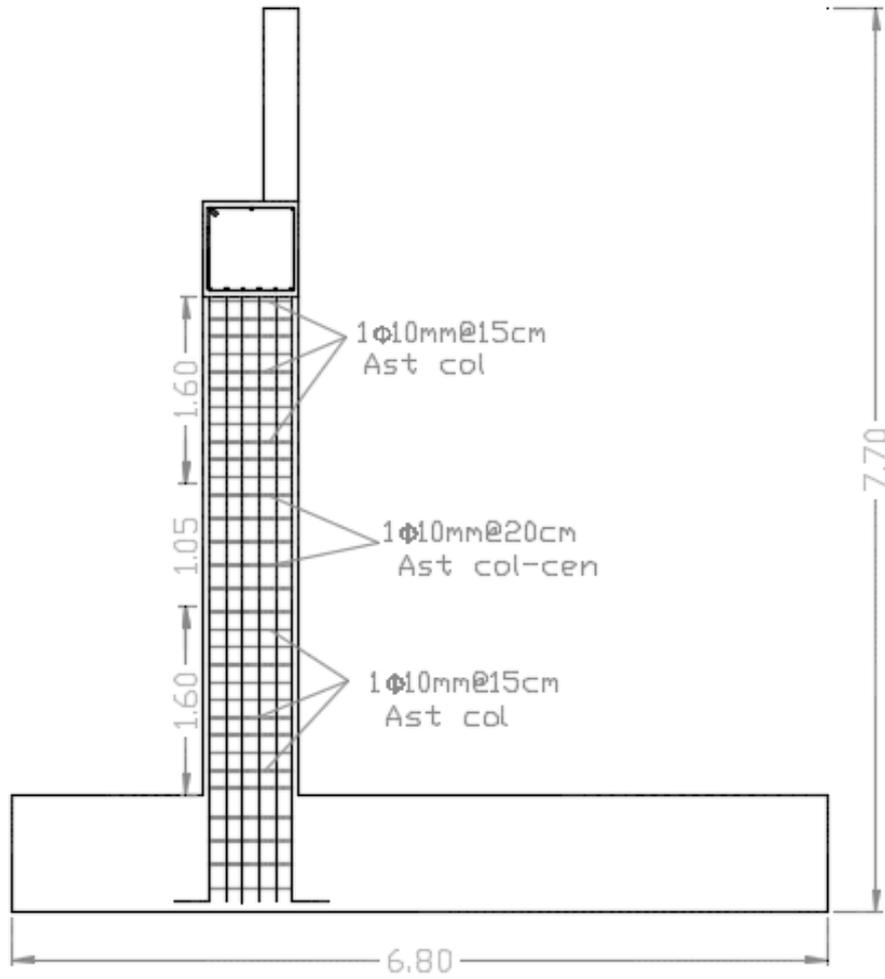
Anexo 42. Dimensiones estribo derecho abierto con vigas pretensadas



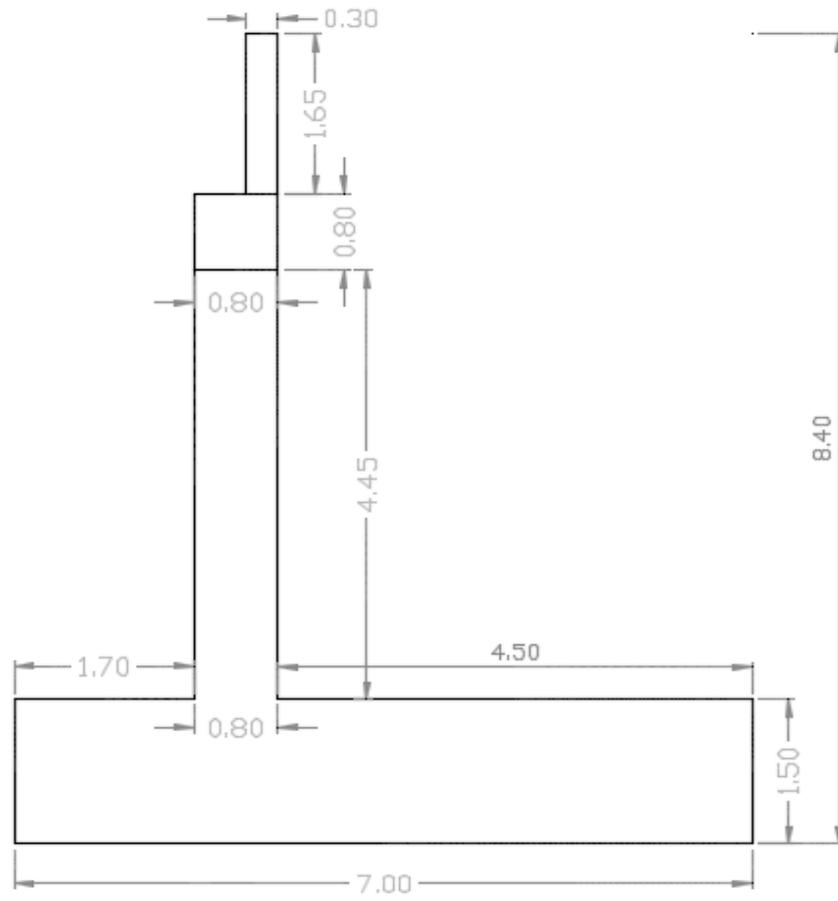
Anexo 44. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo derecho abierto con vigas pretensadas



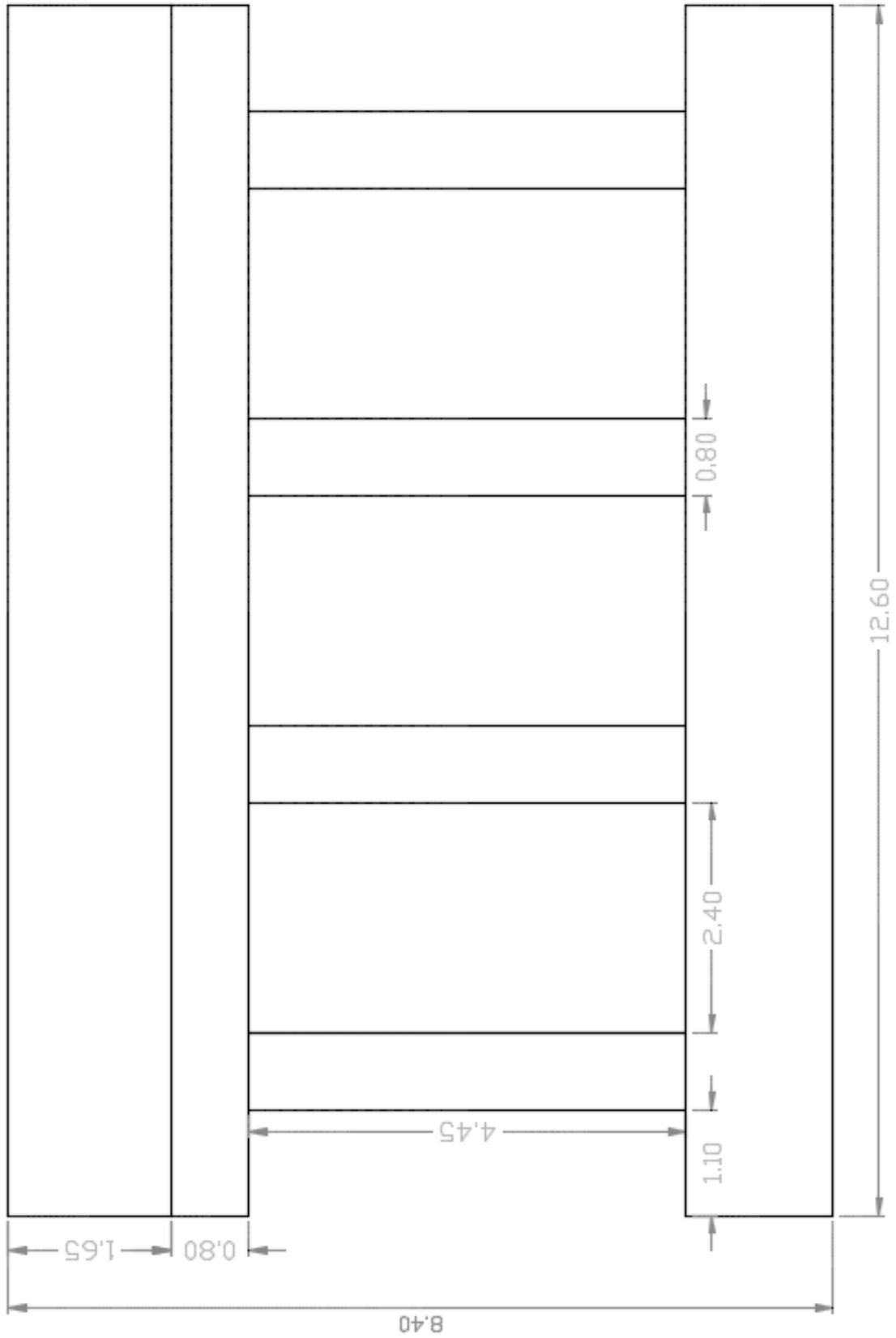
Anexo 45. Distribución acero transversal para columna del estribo derecho abierto con vigas pretensadas



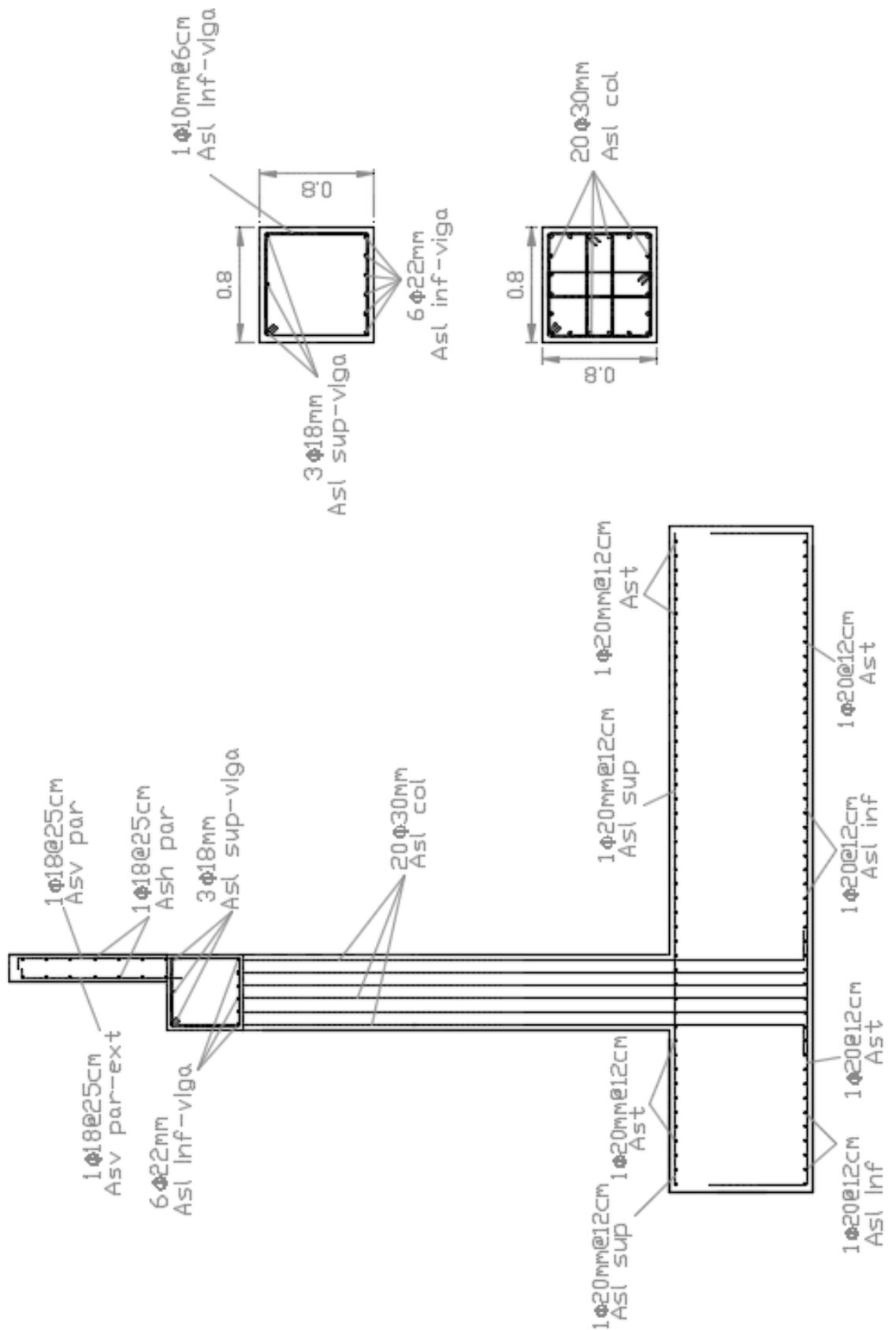
Anexo 47. Dimensiones estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas



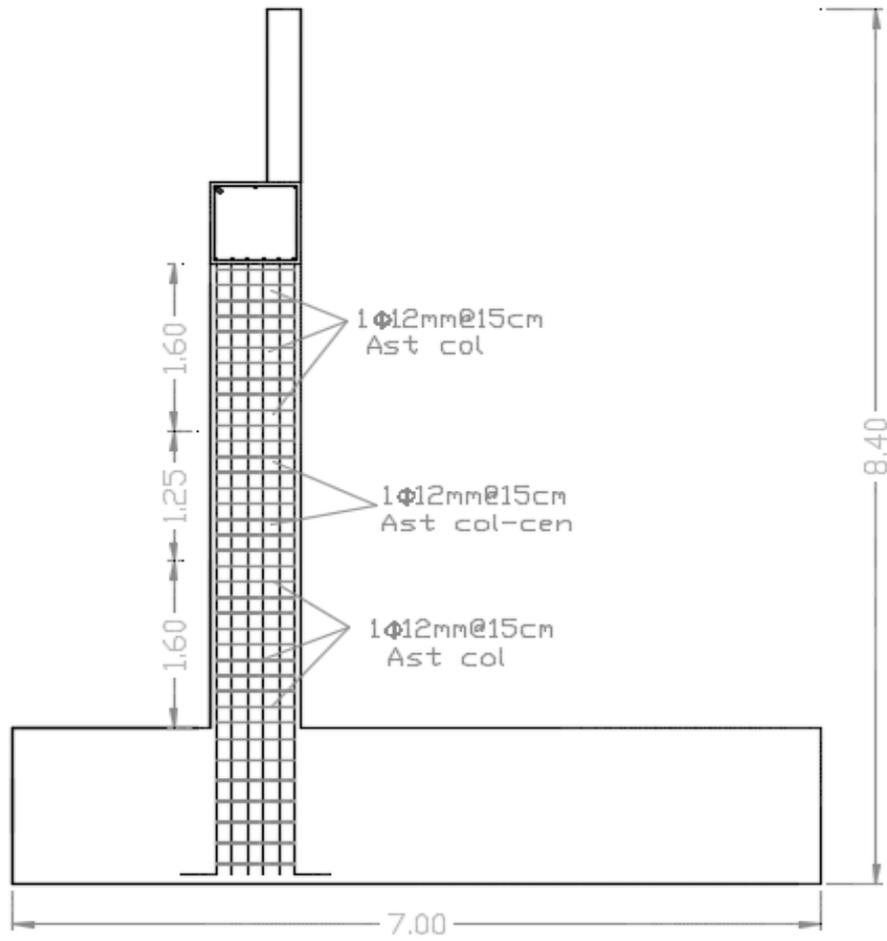
Anexo 48. Vista frontal estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas



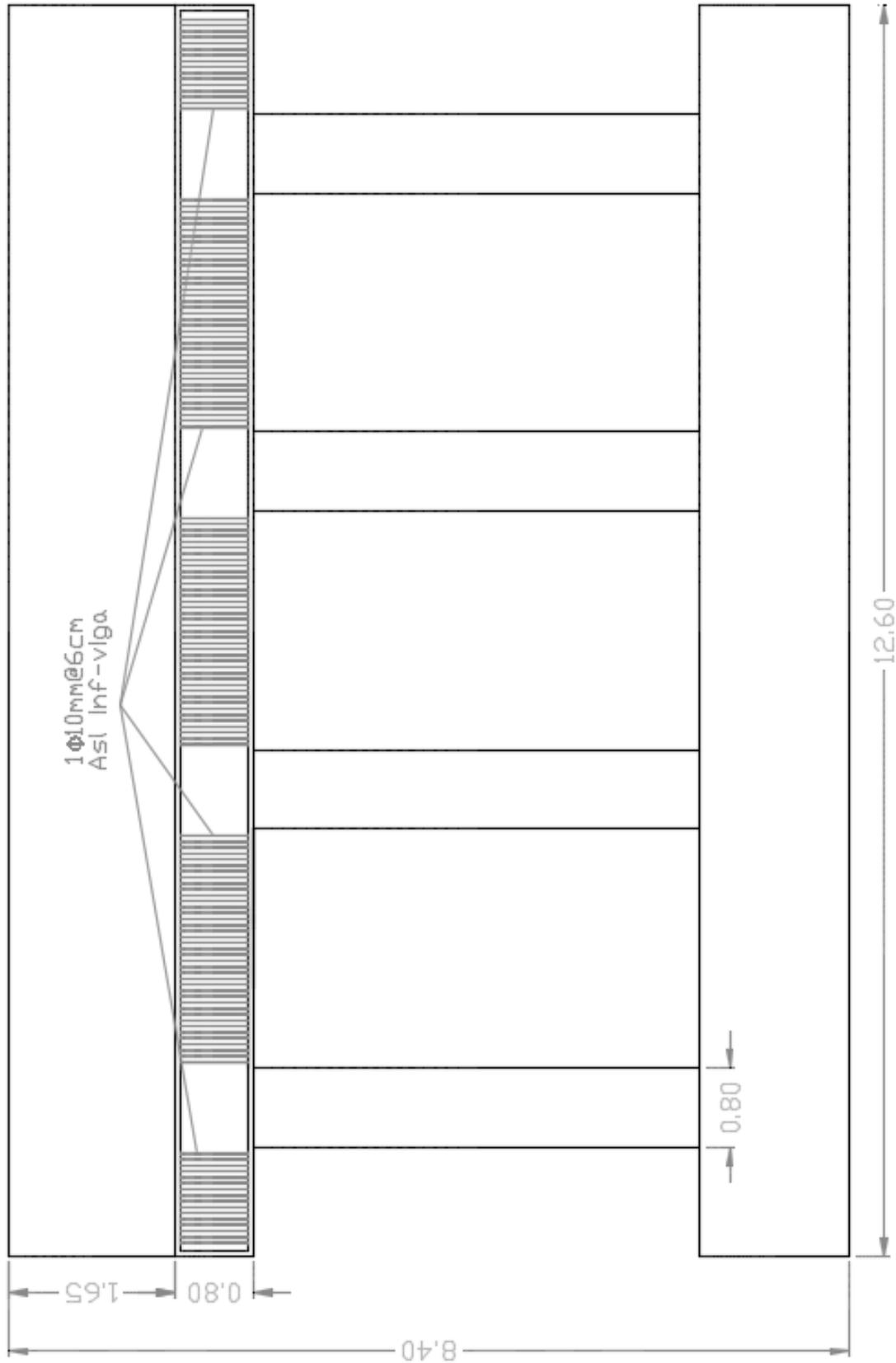
Anexo 49. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas



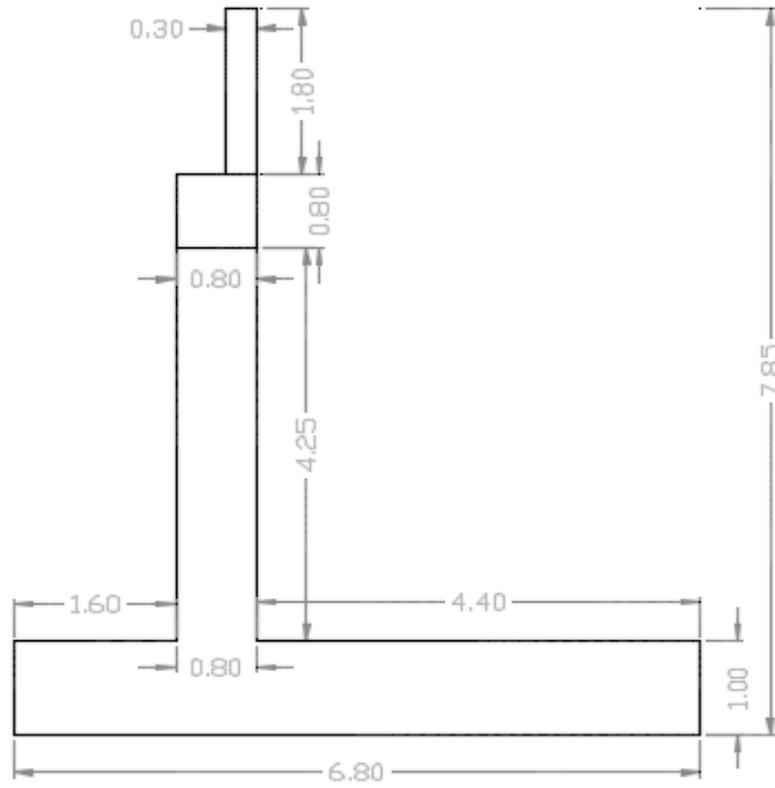
Anexo 50. Distribución acero transversal para columna del estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas



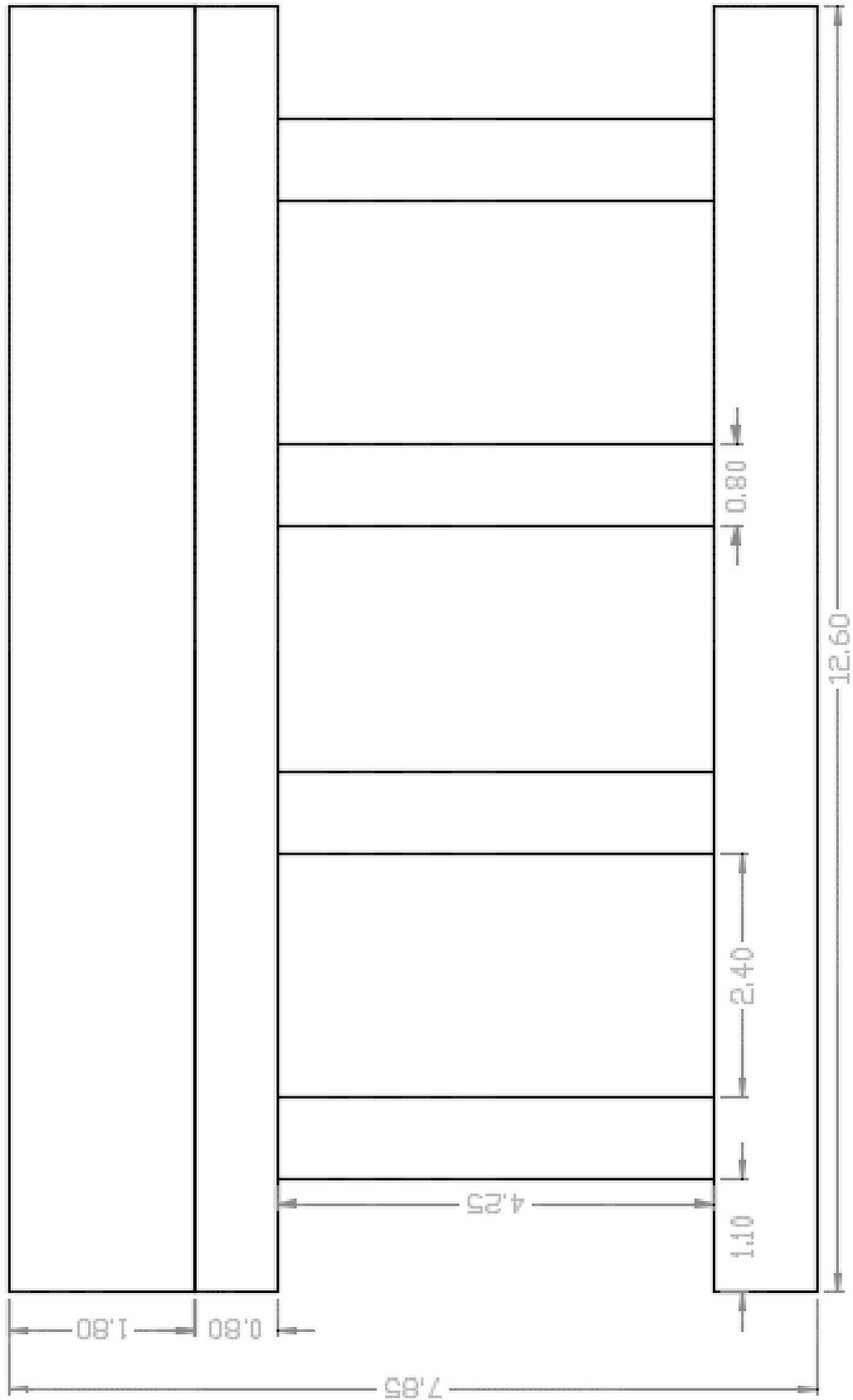
Anexo 51. Distribución acero transversal para viga del estribo izquierdo abierto con vigas pretensadas



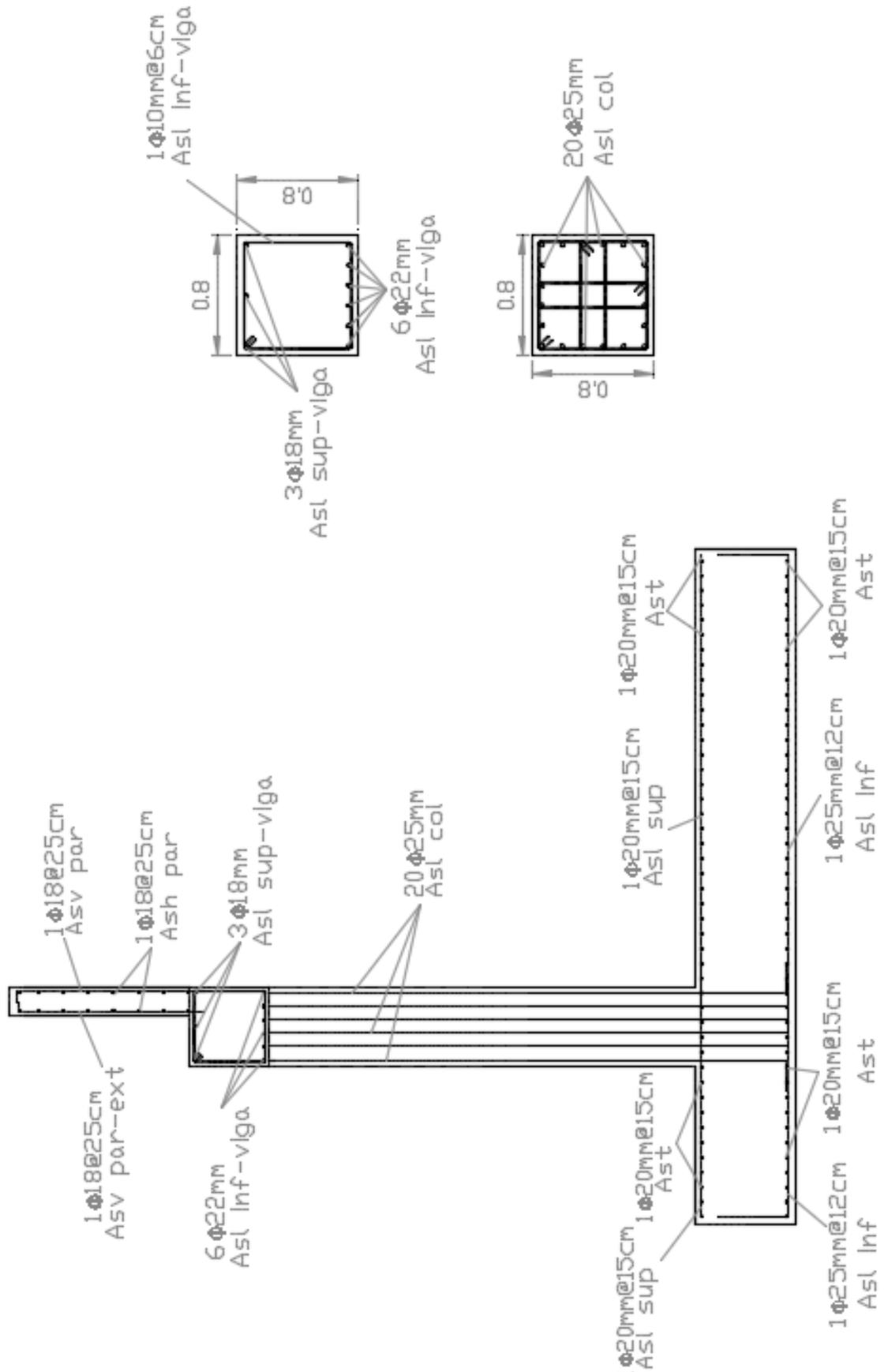
Anexo 52. Dimensiones estribo derecho abierto con vigas metálicas



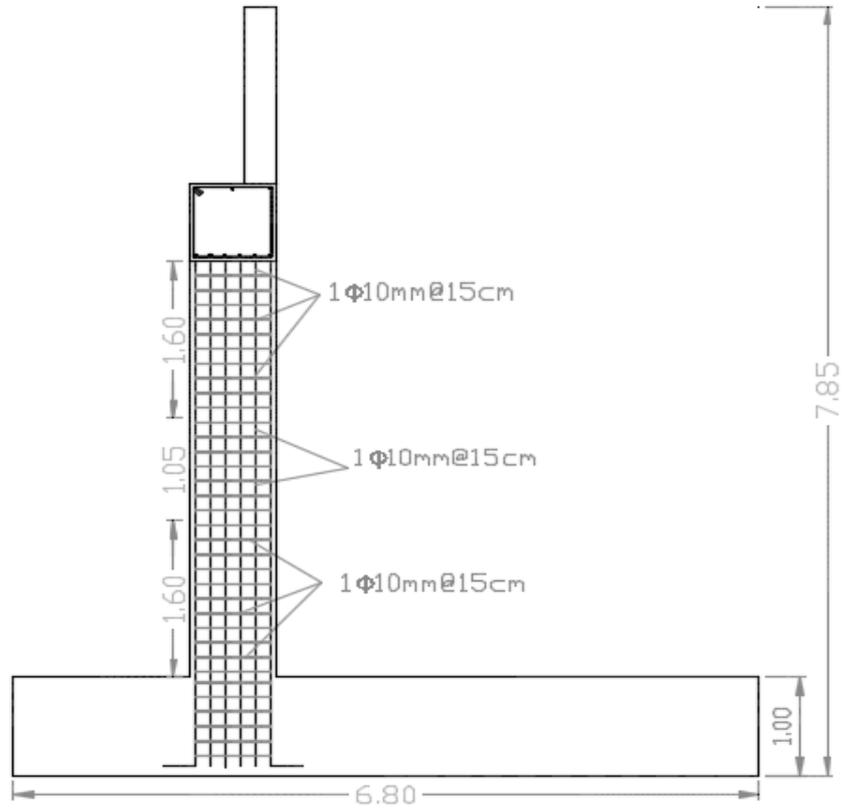
Anexo 53. Vista frontal estribo derecho abierto con vigas metálicas



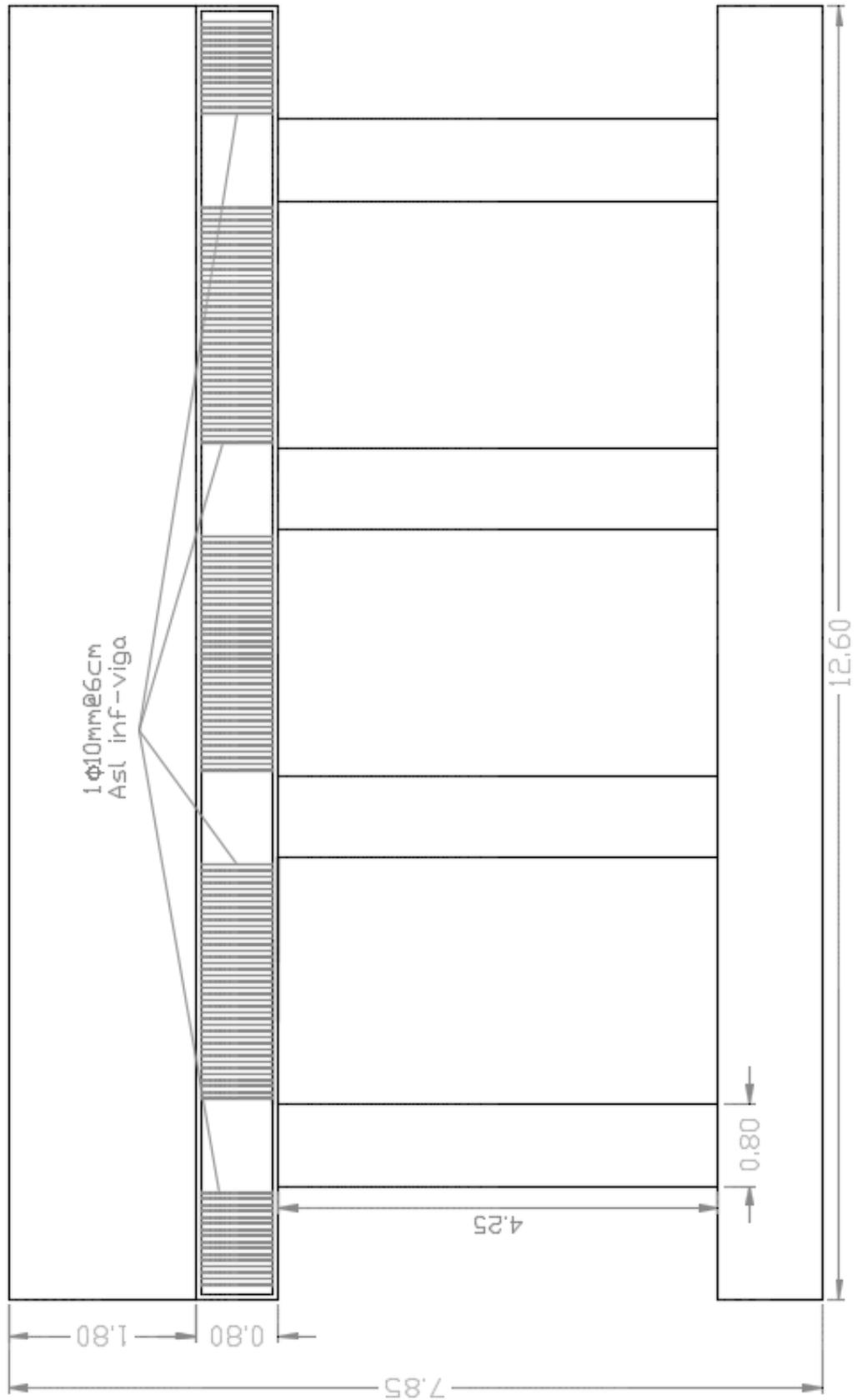
Anexo 54. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo derecho abierto con vigas metálicas



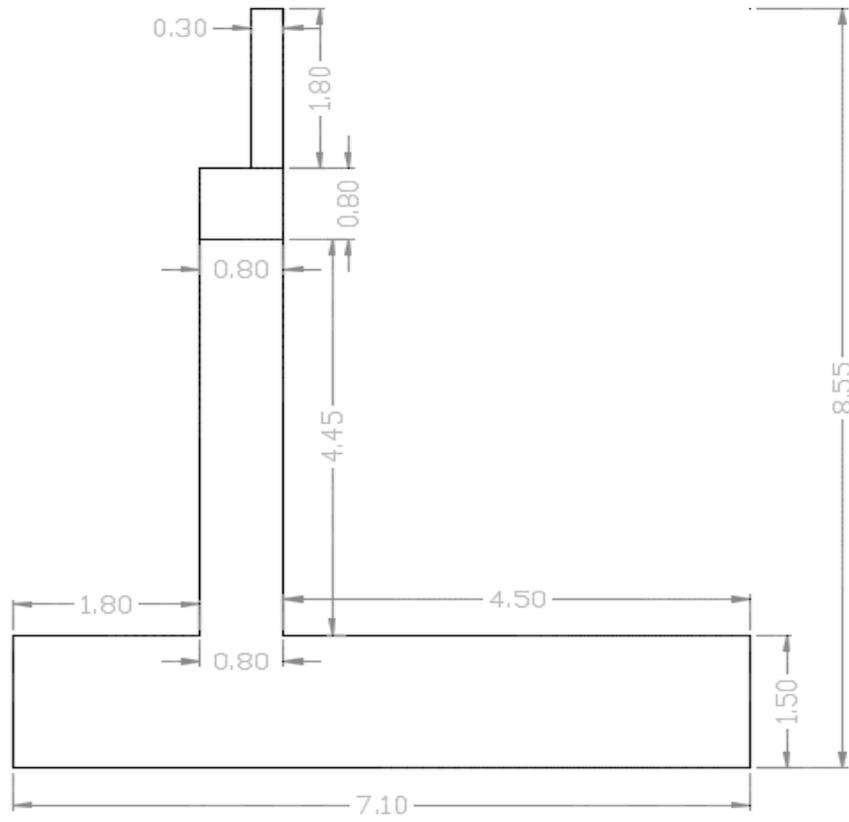
Anexo 55. Distribución acero transversal para columna del estribo derecho abierto con vigas metálicas



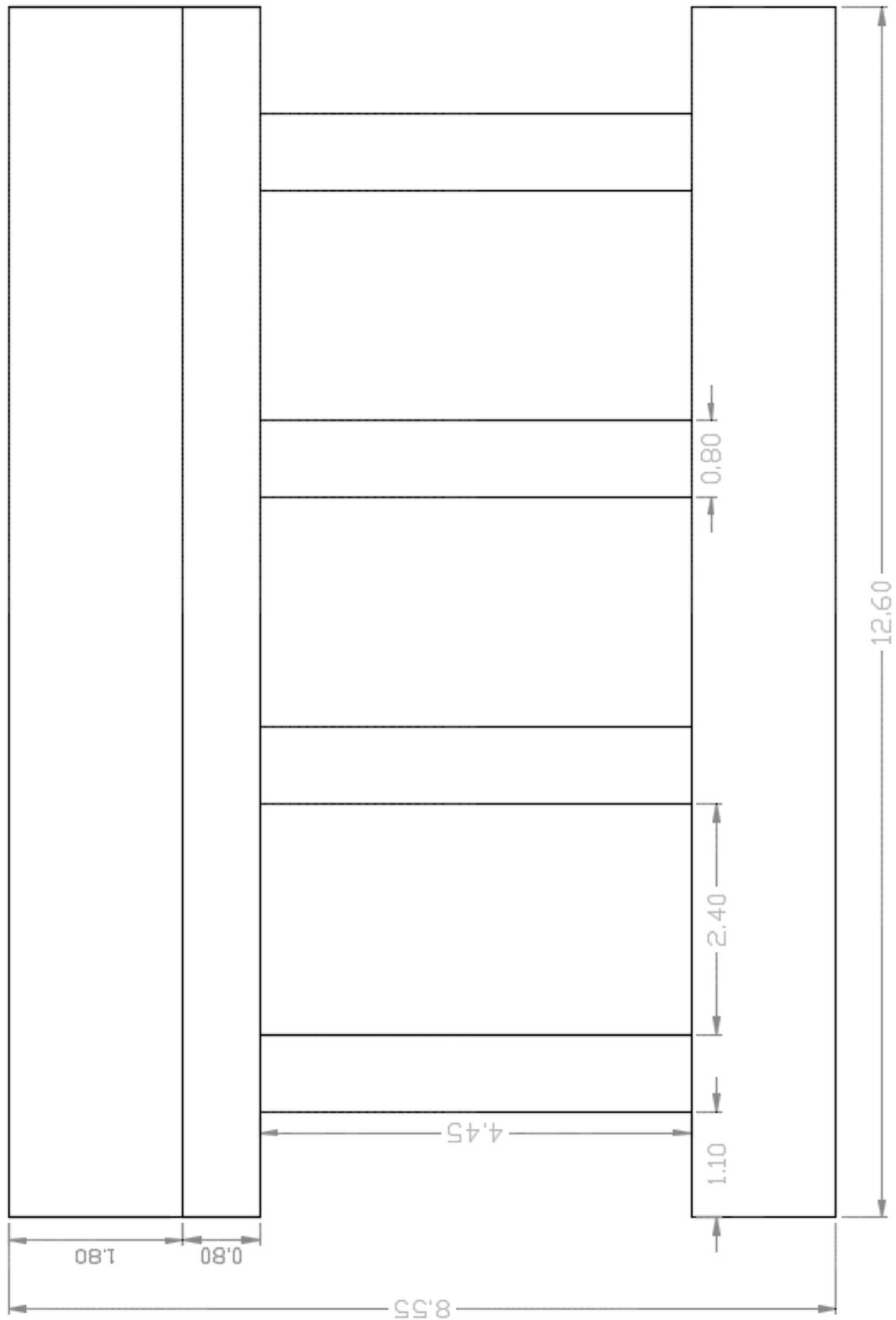
Anexo 56. Distribución del acero transversal para viga del estribo derecho abierto con vigas metálicas



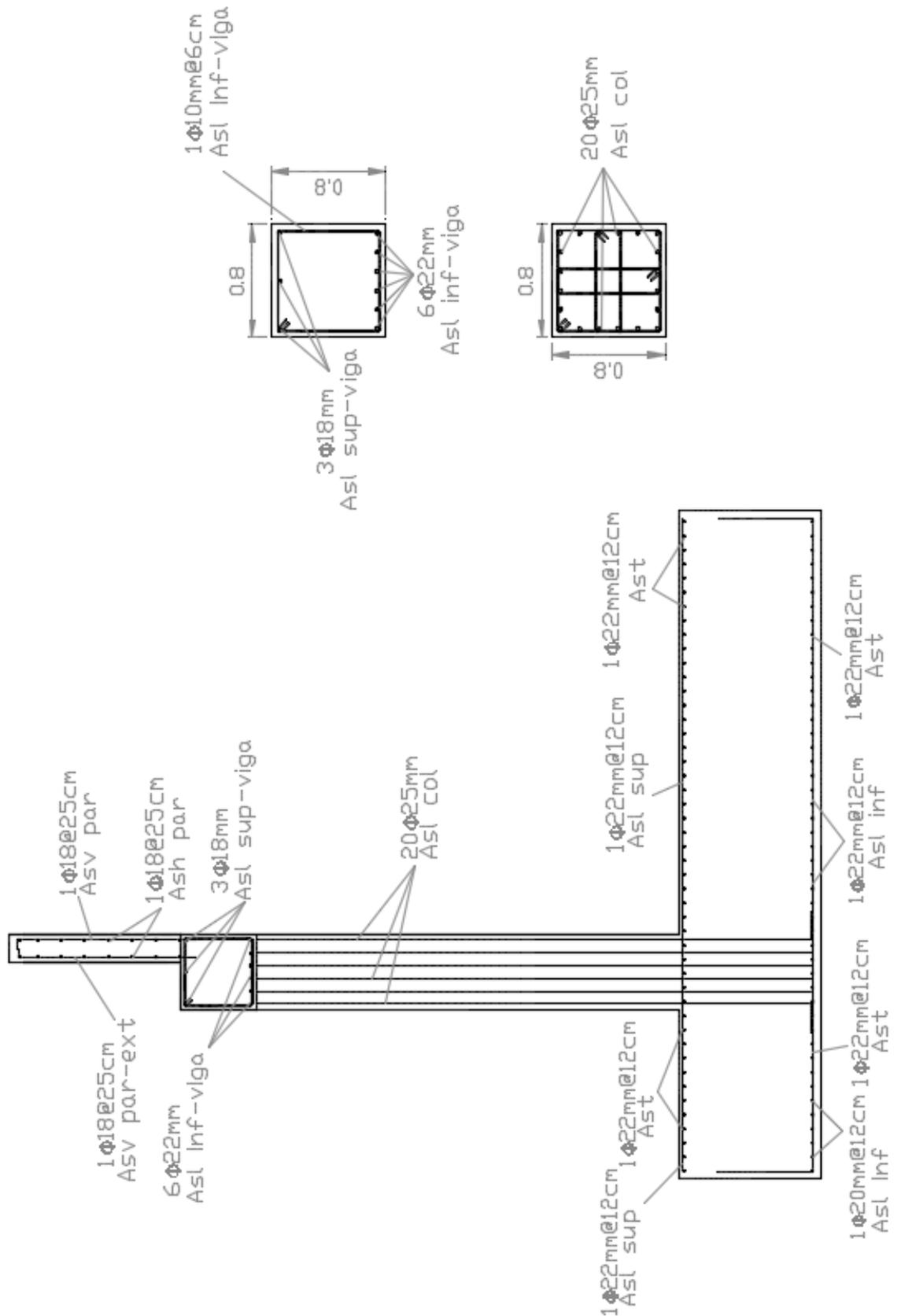
Anexo 57. Dimensiones estribo izquierdo abierto con vigas metálicas



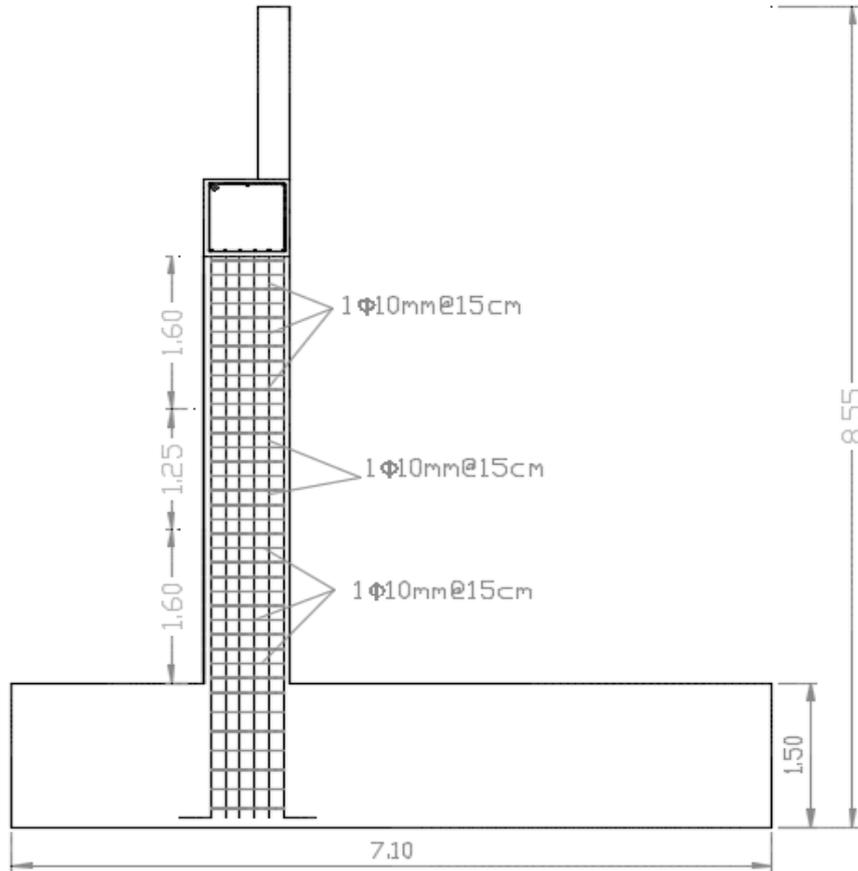
Anexo 58. Vista frontal estribo izquierdo abierto con vigas metálicas



Anexo 59. Distribución del acero en el parapeto, viga, columna y zapata del estribo izquierdo abierto con vigas metálicas



Anexo 60. Distribución acero transversal para columna del estribo izquierdo abierto con vigas metálicas



Anexo 61. Distribución del acero transversal para viga del estribo izquierdo abierto con vigas metálicas

