|  |
| --- |
| **ESTUDIOS DEFINITIVOS DE INGENIERÍA DE LA REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN VIAL**  **SECTOR CALLE LA MARQUESA** |
| **Memoria Descriptiva**  **Puente La Marquesa**  **Ubicación:**  Distrito Metropolitano de Quito  Pomasqui  EPMMOP  Abril 2016 |

[1. INTRODUCCIÓN 1](#_Toc494185569)

[2. ALCANCE Y OBJETIVOS 1](#_Toc494185570)

[3. UBICACIÓN DEL PROYECTO 1](#_Toc494185571)

[4. ESTUDIOS REALIZADOS 2](#_Toc494185572)

[4.1 Topografía y Diseño Vial 2](#_Toc494185573)

[4.2 Hidrología – Hidráulica 3](#_Toc494185574)

[4.3 Estudio Geotécnico 6](#_Toc494185575)

[Metodología 6](#_Toc494185576)

[4.4 Estudio Estructural 10](#_Toc494185577)

[4.4.1 Condiciones de emplazamiento, selección y definición de la estructura 10](#_Toc494185578)

[4.4.2 Condiciones geométricas y de carga 11](#_Toc494185579)

[4.4.3 Cargas Permanentes 11](#_Toc494185580)

[4.4.4 Carga Viva 12](#_Toc494185581)

[4.4.5 Otras Cargas 12](#_Toc494185582)

[4.4.6 Hipótesis de Carga 13](#_Toc494185583)

[4.4.7 Condiciones de Apoyo 13](#_Toc494185584)

[4.4.8 Resistencia de los Materiales y Esfuerzos Admisibles 14](#_Toc494185585)

[4.4.9 Diseño Estructural 14](#_Toc494185586)

[4.4.10 Proceso Constructivo y Especificaciones Técnicas 14](#_Toc494185587)

[Proceso Constructivo 18](#_Toc494185588)

FIGURAS

[Figura 1 Desvío provisional Calle Santa Teresa Hacia Av. M. Córdoba Galarza (Tiempo aproximado de circulación 2-5 min) 15](#_Toc451520439)

[Figura 2 Desvío provisional Av. M. Córdoba Galarza hacia Parque Equinoccial y posterior salida Av. Simón Bolívar (Tiempo aproximado de circulación 5-10 min) 15](#_Toc451520440)

TABLAS

[Tabla 1 Resumen Hidrológico-Hidráulico 5](#_Toc451520449)

[Tabla 2 Descripción de los suelos encontrados 7](#_Toc451520450)

ANEXOS:

ANEXO No. 1: Ubicación del Proyecto

ANEXO No. 2: Implantación y Diseño Vial

ANEXO No. 3: Perfil Estratigráfico

ANEXO No. 4: Soluciones de Estabilidad de Taludes

ANEXO No. 5: Solución Hidráulica

ANEXO No. 6: Memoria de Cálculo

ANEXO No. 7: Presupuesto

ANEXO No. 8: Especificaciones técnicas

# INTRODUCCIÓN

La Municipalidad del Distrito Metropolitano de Quito, a través de Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas (EPMMOP) a fin de elevar el nivel de servicio de la movilidad peatonal y vehicular del Distrito Metropolitano de Quito, ha previsto la construcción de infraestructura vial, en varios puntos de la ciudad.

En este contexto la EPMMOP, mediante Resolución No. 0000022 – EPMMOP adjudicó el Proceso de Contratación CDC-EPMMOP -033-2015 a la empresa **AOC Ingeniería,** para la realización de los “Estudios Definitivos de Ingeniería de la Rehabilitación y Construcción Vial, Sector La Delicia, Calle la Marquesa desde el Puente hasta el Puente, Sector Manuela Sáenz, Puente Peatonal Av. Simón Bolívar y General Rumiñahui desde el Puente hasta el Puente”.

La presente Memoria Descriptiva corresponde al Puente Vehicular “La Marquesa”, sobre el Río Monjas, ubicado en el sector La Marquesa, parroquia de Pomasqui, en donde se prevé el reemplazo de la solución provisional existente, la cual consiste en un puente tipo Bailey de un solo carril.

Como parte del diseño integral del puente La Marquesa, se ha planificado la realización de los siguientes estudios:

* Topografía y Diseño Vial
* Estudio Hidrológico – Hidráulico
* Estudio Geotécnico para cimentaciones
* Estudio Estructural

# ALCANCE Y OBJETIVOS

El alcance del presente informe es realizar una descripción de los trabajos ejecutados de los estudios del puente La Marquesa sobre el río Monjas, con la finalidad de obtener un documento resumen que contenga toda la información solicitada en los términos de referencia, es decir diseños, planos definitivos, rubros, cantidades de obra, procedimientos constructivos, especificaciones técnicas, presupuestos etc., de las obras que se requieren para este puente.

# UBICACIÓN DEL PROYECTO

El puente objeto del estudio se localiza en la provincia de Pichincha, en el cantón Quito, parroquia de Pomasqui. El puente será implantado como reemplazo de la estructura Bailey existente, que cruza el río Monjas.

Al sitio del proyecto se puede acceder desde el redondel del Condado a una distancia de 7.5 Km por la Av. Manuel Córdova Galarza que constituye el principal acceso hacia Pomasqui, para luego ingresar por la calle Marieta de Veintimilla hacia el este 560 m aproximadamente.

La ubicación del puente está definida por las siguientes coordenadas en el sistema SIRES DMQ, 505372E, 9994139 N.

En el Anexo No. 1 de este informe se encuentra la ubicación del puente dentro del proyecto.

# ESTUDIOS REALIZADOS

## Topografía y Diseño Vial

Para la elaboración de un estudio de puentes, es de vital importancia y punto de partida, la realización de un levantamiento topográfico de la zona de la posible implantación del proyecto, razón por la cual en el presente estudio se ha llevado a cabo un levantamiento Aero fotogramétrico de un área suficiente para disponer de información necesaria para los posteriores estudios que forman parte del presente contrato. Es importante recalcar que la información topográfica es requerida por el resto de especialistas para realizar el trabajo dentro de cada una de sus áreas de competencia.

Para el estudio del puente La Marquesa, ubicado sobre el río Monjas, se ha realizado un levantamiento aerofotogramétrico de precisión a una escala 1:100, sobre un área de 10 Ha aproximadamente, que incluye 250m aguas arriba y 240 m aguas abajo, el área ocupa una franja de 70 m aproximadamente.

Para iniciar el levantamiento se ha referenciado el eje del proyecto con BMs enlazados a conexiones viales, para lo cual se ha dejado constancia en la zona de estudio, mediante hitos de concreto para la implantación de cada estructura del puente.

En lo que al trazado geométrico se refiere, se ha considerado la implantación del puente contemplando la necesidad de dar continuidad a la vía, con un área hidráulica, gálibo suficiente, evitando en lo posible intervenir en el área en donde se ubican las viviendas.

Debido a que el estudio topográfico es un levantamiento parcial que no incluye la vía si no solo el sitio de ubicación del puente, el abscisado corresponde a este sector y no a la totalidad de la vía. De acuerdo a éste el puente está ubicado entre las abscisas 0+050 y 0+111, es decir 61.0 metros de luz entre estribos.

En el Anexo No. 2, se puede observar un esquema a escala reducida de la topografía levantada y del diseño vial presentado.

## Hidrología – Hidráulica

El objetivo de este estudio dentro del diseño de puentes consiste en determinar para un período de tiempo (100 años) el comportamiento hidrológico hidráulico de la cuenca y así definir la luz mínima, el nivel de máxima creciente NMC y la socavación hipotética.

La información requerida para el desarrollo del estudio, fue la siguiente:

* Conformación del mapa base y localización de los puntos de interés en la Cartografía del IGM de la zona con escala 1:50000
* Determinación de los parámetros físicos y morfométricos de la cuenca hidrográfica.
* Topografía auxiliar del sitio de emplazamiento a escala 1:100.
* Determinación de la granulometría de materiales del cauce para definir el perfil de socavación
* Nivelación de la lámina de agua y batimetría de la sección transver­sal de cruce, en el eje de la vía.
* Información hidrometeorológica, la cual permite conocer los paráme­tros hídricos y climáticos que regulan el régimen hidrológico y la formación de las crecidas.

Con la información obtenida se definen las características físicas directas e indirectas de la cuenca, para el cálculo del caudal máximo se han empleado dos metodologías El Método Racional e Hidrogramas Unitarios, una vez obtenido este parámetro se modela el comportamiento de la sección en la cual se piensa implantar la nueva estructura con el programa HEC RAS e HYMO 10, definiendo así el Nivel de Máxima Creciente.

Para definir la socavación hipotética producida por la crecida fue necesario determinar los elementos que componen el cauce en sitio de implantación de la nueva estructura a través de la observación realizada en la visita de campo, estableciendo que el cauce se encuentra sobre la base del material arenoso que incluye cantos rodados aislados.

A continuación, se expone el resumen de los principales parámetros morfométricos e hidráulicos de interés.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE INTERÉS** | | |
| Área de drenaje | 122.28 | Km² |
| Longitud del cauce principal | 21.52 | Km |
| Máxima altitud de la cuenca | 4700.00 | msnm |
| Mínima altitud de la cuenca | 2430.00 | msnm |
| **PARÁMETROS HIDRÁULICOS** | | |
| Desnivel | 2270.00 | m |
| Caudal de crecida de diseño | 410.80 | m³/s |
| Velocidad del agua | 6.65 | m/s |
| Área hidráulica | 81.28 | m² |
| Nivel de máxima creciente | 2421.21 | msnm |
| Socavación máxima | 10.60 | m |
| Gálibo | 9.79 | m |
| Perímetro mojado | 49.84 | m |
| Radio Hidráulico | 1.63 | m |
| Coeficiente de Rugosidad de Manning | 0.05 |  |
| Ancho del espejo de agua | 19.00 | m |
| Número de froude | 0.97 |  |
| Período de retorno | 100.00 | años |

Luego de haber obtenido los resultados se tienen las siguientes conclusiones y recomendaciones.

**Conclusiones**

1. Los meses más secos son los comprendidos entre junio y septiembre, por lo que las obras de protección y cimentación del puente La Marquesa se recomienda programarlas preferentemente para el indicado período, dado el flujo supercrítico en crecidas.
2. El tiempo al pico del hidrograma de crecida de la cuenca, que equivale al tiempo que transcurre desde el inicio de una lluvia intensa hasta el registro de la crecida en el sitio de implantación del puente, es de 100.5 min, lo cual indica que las crecidas se producirán luego de un tiempo corto luego de registrada una lluvia sobre la cuenca.
3. El caudal máximo, para un período de retorno de 100 años, es de 410.8 m3/s, para un área hidráulica de 81.28 m2 y una velocidad de la crecida igual a 6.65 m/s, que es considerada como torrencial.
4. La cota de máxima crecida tiene un valor de 2421.21 m y se ha previsto el nivel de rasante mínimo en la cota 2434.20 m (criterios topográficos) y una viga de 3.20 m, lo cual deja un gálibo mayor al recomendado en normas.
5. La socavación máxima alcanza un valor máximo de 10.60 m en el centro del río. Debido a que el cauce es profundo se tiene una cota de máxima crecida que no afecta a la cimentación del puente.
6. El perfil de socavación teórico se representa a través de una modelación de suelo cohesivo, por dicha razón se encuentran niveles de socavación altos, principalmente sobre el centro del cauce. Dicha afectación se vería disminuida porque en las visitas se encontró la presencia de aluvial con grandes dimensiones. Sin embargo, no deja de ser un suelo cohesivo. Esta socavación se llegará a ver en una tormenta de diseño 100 años.

Los resultados de la modelación hidráulica se exponen en la siguiente tabla.

Tabla 1 Resumen Hidrológico-Hidráulico

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *RESUMEN HIDROLÓGICO - HIDRÁULICO*  *PUENTE LA MARQUESA* | | |
| *Q (Caudal Máximo)* | *410.80* | *m³/s* |
| *COTA TABLERO* | *2434.20* | *msnm* |
| *COTA INFERIOR PUENTE* | *2431.00* | *msnm* |
| *COTA MÁXIMA CRECIDA* | *2421.20* | *msnm* |
| *GÁLIBO* | *9.79* | *m* |
| *ÁREA CUENCA* | *122.28* | *km²* |
| *Tc* | *100.50* | *min* |
| *L cauce* | *21.50* | *Km* |

**Recomendaciones**

1. Se recomienda construir una protección del cauce aguas arriba del puente, sobre el margen derecho, con una longitud de 30 metros y que llegue una cota de 2421.50 msnm.
2. Se recomienda colocar colchonetas de enrocado tipo Reno o similar, en la cimentación de los gaviones con objeto de contrarrestar el efecto de socavación del material cohesivo, de la siguiente manera:

**COLCHON RENO PARA MARGEN DERECHA:**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | *LONGITUD (m)* | *ANCHO (m)* | *LARGO (m)* | *ALTURA (m)* |
| *CAPA* | *30.00* | *2.00* | *5.00* | *0.50* |

Es importante el uso de rocas duras y durables que sean resistentes al intemperismo y libre de materia orgánica y de desecho, con diámetros promedios de 0.15 m y nunca diámetros inferiores a la menor dimensión de la malla hexagonal.

El detalle constructivo de la solución hidráulica se la puede observar en el Anexo No. 5 del presente informe, el plano en formato A1 se encuentra en el entregable Planos del presente proyecto.

## Estudio Geotécnico

El alcance del presente trabajo es, en base a los trabajos de campo, laboratorio y en los lineamientos de diseño establecidos en el *ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications*, determinar el tipo de cimentación, los asientos mínimos esperados (*Estado Límite de Servicio*), la capacidad de carga admisible (*Estado Límite de Resistencia*), así como la cota de desplante para la implantación del **Puente La Marquesa.**

Los objetivos específicos del estudio son los siguientes:

* Determinar el perfil estratigráfico
* Determinar los parámetros físicos y mecánicos del suelo de cimentación
* Estimar la capacidad admisible del suelo al nivel de cimentación
* Realizar los chequeos geotécnicos para los estados límites de servicio y resistencia
* Recomendar el tipo y cota de cimentación

### Metodología

Las perforaciones fueron ubicadas por personal de campo. Esta ubicación fue realizada en base a la información preliminar de la estructura a implantarse. Una vez localizados los sitios de perforación en el puente, se procedió a la realización de las perforaciones mecánicas con una perforadora Acker Ace. Basado en las perforaciones, se determinan las características del subsuelo con la información del ensayo SPT y la clasificación manual visual de las muestras obtenidas a cada metro de profundidad.

Esta información fue utilizada para realizar el perfil estratigráfico del puente y determinar las cotas de cimentación.

En función de la descripción del material encontrado, y siguiendo las recomendaciones de diseño de la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,* se determinó el tipo de cimentación, la capacidad de carga, y los asientos mínimos esperados.

A continuación, se detalla la descripción de los suelos encontrados, de acuerdo a los ensayos de campo y laboratorio realizados.

Tabla 2 Descripción de los suelos encontrados



En el Anexo No.3 se puede observar el perfil estratigráfico del suelo.

**Conclusiones**

1. Se realizó una perforación mecánica en la margen derecha de 27.0 metros de profundidad, mientras que en la margen izquierda se realizaron 2 perforaciones de 30.0 y 7.45 m de profundidad, en base a la estructura a implantarse.
2. Luego de realizar la perforación en la margen derecha (P2-MD), se pudo observar que en los primeros 2.0 m, existe material de mejoramiento. Seguido por material Aluvial en matriz de Arena limosa (SM), hasta los 8.0 m de profundidad. Desde este nivel se registró un estrato de Arcilla Limosa   
   (CL, CL-ML), color café, de plasticidad media a baja, húmeda, de consistencia muy rígida a dura, hasta los 15.0 de profundidad. A partir de este nivel y hasta el final de la perforación, es decir 27.0m de profundidad, se encontró Limo arenoso (ML), de color café no plástico, húmedo de consistencia muy rígida a dura.
3. Para la margen izquierda (P1-MI), se ha registrado estratos alternados de Arenas limosas (SM) y Limos Arenosos (ML), de color café a gris, los materiales en su totalidad han sido descritos como no plásticos, húmedos. Los limos arenosos poseen consistencia firme a dura y las arenas limosas, presentan compacidades medias a compactas.
4. En la margen izquierda se realizó una perforación manual de 7.45m de profundidad, (P3), bajo el tablero del puente, para caracterizar el suelo que se encontraría bajo la implantación del puente propuesto.
5. En la P3 – MI, la totalidad de la perforación se registró como Limo arenoso (ML), color café, no plástico húmedo, de consistencia rígida a dura. No se registró la presencia de nivel freático hasta la profundidad explorada.
6. Para la margen izquierda (P1 – MI) se registró la presencia de nivel freático a 14.40 m de profundidad, mientras que para la margen derecha (P2 – MD) se lo registró a 14.60 m.
7. El cálculo de capacidad de carga, se ha realizado para un ancho (B) de la zapata de 6.0 m, y, una longitud de zapata de 9.70 m, de acuerdo a la información proporcionada por el especialista estructural.
8. Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizaron dos metodologías diferentes, ambas recomendadas por el Manual de Diseño de Puentes de la AASHTO; la primera utilizando la ecuación general de capacidad de carga, incluyendo los factores de reducción por encontrarse los estribos al filo del talud, mientras que la segunda metodología se basa en los resultados de ensayo del SPT.
9. En ambos casos, se han incluido factores de reducción de la capacidad de carga, por la ubicación del nivel freático con respecto al nivel de cimentación del estribo.
10. Los asentamientos diferenciales esperados se encuentran en un rango máximo de 0 a 80 mm, valor que se encuentra dentro de los límites establecidos. Para la estructura a implantarse, el valor máximo de asentamiento diferencial es de L/300, es decir 61000/300=200mm.
11. De acuerdo al tipo de material encontrado en las perforaciones y a las condiciones de la implantación del puente, se concluye que el puente puede usar cimentaciones superficiales.
12. De acuerdo a las características de suelo encontrado en ambas perforaciones y a la clasificación sísmica recomendada por la NEC – Peligro Sísmico, el suelo se puede clasificar como ***Clase D***, con el NSPT entre 15 y 50 golpes, y una cohesión no drenada de entre 50 y 100 kPa.

**Recomendaciones**

1. Para la cimentación de los estribos proyectados se recomienda cimentar la estructura tomando en cuenta los siguientes parámetros:

**MARGEN DERECHA**

|  |  |
| --- | --- |
| **Tipo de cimentación** | Directa |
| **Cota de cimentación** | 2,427.20 msnm |
| **Tipo de suelo esperado** | Arcilla Limo arcillosa (CL -ML) |
| **Resistencia portante nominal del suelo (qn)\*** | 750 kPa |
| **Capacidad de carga**  **de diseño (qR)\*** | 400 kPa |

**MARGEN IZQUIERDA**

|  |  |
| --- | --- |
| **Tipo de cimentación** | Directa |
| **Cota de cimentación** | 2,427.20 msnm |
| **Tipo de suelo esperado** | Arena limosa (SM) |
| **Resistencia portante nominal del suelo (qn)\*** | 750 kPa |
| **Capacidad de carga**  **de diseño (qR)\*** | 400 kPa |

\* El valor del factor de resistencia utilizado para encontrar la capacidad admisible es 0.45

1. Para el relleno de los estribos se recomienda el uso de material de mejoramiento tipo Subbase Clase 3. Para cálculo de empuje de tierras en éstas estructuras, se recomienda utilizar un valor del coeficiente de presión activa ***Ka*** del material de relleno de ***0.24.*** Este valor ha sido calculado a partir de un material con un ángulo de fricción ****igual a 35° y una rugosidad de 2/3 de 
2. Para el cálculo de la resistencia al deslizamiento, el ángulo de fricción del material localizado bajo los estribos, considerar un valor de **25°** para la margen derecha y **35°** para la margen izquierda.
3. Se deberá considerar las recomendaciones de protección del estudio hidráulico, ya que el puente se encuentra implantado aguas arriba de la curva del cauce.
4. Las recomendaciones para la cimentación se dan en función de las ubicaciones de las perforaciones realizadas, y de los perfiles estratigráficos elaborados. En caso de situarse los estribos del puente en un lugar distinto al de las perforaciones, se tendrá que, al momento de la construcción realizar una comprobación del tipo de suelo a nivel de cimentación.
5. Si durante la construcción se encuentran características diferentes a las expuestas en el presente informe, se deberá contactar con el consultor de inmediato.

## Estudio Estructural

### Condiciones de emplazamiento, selección y definición de la estructura

Como resultado de la revisión del estudio topográfico y con las características de sección transversal aprobada por la EPMMOP, las recomendaciones del estudio de suelos e hidráulico, y el análisis realizado de acuerdo a la definición de la luz, se adoptó la siguiente estructuración:

Un solo tramo isostático de 61,00 m. El tramo es de vigas de acero y tablero de hormigón armado apoyado en tres (3) vigas, separadas entre sí una distancia de 3,45 m, las mismas que se asientan a través de los aparatos de apoyo sobre los cabezales de estribos.

De acuerdo al estudio vial aprobado por la EPMMOP, la sección transversal del puente tiene una calzada de 7,30 m un ancho peatonal de 1,40 en uno solo de los extremos y dos parapetos, uno separando la calzada y el andén peatonal y el otro en el borde del tablero confinando la calzada vehicular, dando un ancho total de 9,70 m. El andén peatonal se ubica aguas arriba a fin de dar continuidad al acceso peatonal proveniente de la escalinata existente en el acceso del puente.

El tablero tiene una pendiente transversal a ambos lados del eje del 2,00%hacia el andén peatonal y 2,6% hacia el lado de aguas abajo.

El trazado vial contempla una pendiente longitudinal de 0,00%.

El nivel de rasante establecido para el eje longitudinal es 2434,20 m.

La rasante del nuevo proyecto, en el sitio del puente ha sido establecida en base a la topografía del sitio y el emplazamiento del puente existente, al trazado geométrico de los accesos, nivel de máxima creciente, gálibo y a la altura de las vigas. También se ha considerado la rasante en función de las alturas de los estribos, la capacidad portante del suelo y alcance del pie de talud de los rellenos.

La altura total para el tramo de 61,0 m es aproximadamente 3,50 m, incluyendo viga, cartela sobre viga, tablero y capa de rodadura.

El gálibo es suficiente considerando la altura entre la parte inferior de las vigas y la máxima creciente.

### Condiciones geométricas y de carga

Como señalamos anteriormente, el ancho total del Puente “La Marquesa” sobre el río Monjas es 9,70 m. El número de vigas es tres y la separación entre ellas es de 3,45 m. Las vigas y el tablero son rectos.

La pendiente transversal de la calzada del puente es de 2,00% y 2,6 a ambos lados. La pendiente longitudinal del puente es 0,00 %. El puente tiene una contraflecha, indicada en % en los planos y que deberá darse constructivamente. La vía deberá empatar con los niveles de los accesos al puente en su inicio y fin del mismo.

Sobre el tablero se colocará una capa de rodadura de hormigón asfáltico de un espesor máximo de 5,0 cm. En los posteriores procesos de repavimentación de las vías, no se deberá permitir que se coloque carpeta de pavimento adicional sobre el puente.

### Cargas Permanentes

Las cargas permanentes a ser consideradas, en la superestructura, serán todo el peso de la estructura (carga muerta), incluyendo las cargas posteriores, de veredas y protecciones. Aparte se considera la carpeta asfáltica y las cargas por servicios públicos la que se ha estimado en 0,450 t/m por puente a fin de prevenir el cruce por el puente de cualquier tipo de servicio, sea a tuberías de agua, alumbrado, etc.

La infraestructura estará sometida igualmente a la carga muerta propia y la proveniente de la superestructura, la presión de tierras.

### Carga Viva

Para este diseño de superestructura se utilizó, las normas AASHTO LRFD 2014, con la sobrecarga determina en estas normas HL-93 que consiste en un Camión semiremolque, que tiene un peso de ejes transversales de 3,635 t. en el eje delantero y 14,540 t en los ejes intermedio y trasero, la separación entre ejes es 4,27 m para un puente simplemente apoyado, transversalmente los ejes están a una distancia de 1.83 m. Adicionalmente, como parte de la sobrecarga HL-93, se suma al camión, los efectos de la carga de carril o carga uniforme de 0,952 t/m. Las cargas tanto del camión como la carga de carril se consideran repartidas en un ancho de 3.05 m, desplazándose transversalmente dentro del ancho de vía considerado en este caso en 3,65 m. Las solicitaciones del Tandem deben ser comparadas con las que produce el Camión y solo ser tomadas si son superiores. Para este caso son inferiores a las del Camión por lo que se ha usado las del Camión en combinación con la carga de carril. Adicionalmente se ha aplicado los efectos del impacto dispuesto por el código como un valor constante de 33%, aplicado a la carga de camión.

Las solicitaciones que se han calculado para en el diseño son las mayores dadas en las abscisas de diseño que se han considerado.

La máxima reacción de carga viva en los apoyos de la superestructura se transmite también a la infraestructura.

### Otras Cargas

En la superestructura, las solicitaciones de cargas vivas fueron incrementadas por un factor de impacto, para asumir los efectos dinámicos y vibratorios a que se somete la estructura cuando pasan los vehículos.

Para el diseño en general se tomó en cuenta las combinaciones de carga establecidas en el Código AASHTO LRFD 2014, en su tabla 3.4.1-1

El diseño de las protecciones y su geometría han sido dadas en función de lo dispuesto en las normas. Su diseño se basa en la aplicación de las especificaciones, considerando que éstas pueden sufrir el impacto de vehículos y a la vez son protecciones peatonales.

En el diseño del tablero se ha considerado a más de las cargas tradicionales de carga muerta, cargas posteriores y cargas vivas, los efectos de la colisión de los vehículos contra las protecciones laterales, que son también absorbidas por el tablero.

En el diseño de vigas se consideró, el factor de distribución de cargas vivas, de acuerdo al Art. 4.6.2.2 del código, con lo cual se absorbe la posibilidad de que debido a las diferentes posiciones que puede tener un vehículo sobre el tablero, cualquiera de las vigas puede estar sometida a una mayor carga que las otras.

En el diseño de la infraestructura, de acuerdo al código AASHTO LRFD 2014, se ha considerado el análisis sísmico del empuje de tierras, mediante el método de   
Mononobe – Okabe. Adicionalmente se siguen las recomendaciones para diseño sísmico, para puentes simplemente apoyados, que el código establece y se ha usado la clasificación y valores de aceleración de cada zona, dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11).

También se ha considerado los efectos de sobrecargas vivas, temperatura y contracción.

### Hipótesis de Carga

El soporte principal que son las vigas se ha considerado como vigas simplemente apoyadas, de un solo tramo.

El tablero se considera acorde al método de las fajas como una viga continua apoyada sobre las vigas longitudinales.

Cada miembro de la estructura ha sido verificado para que resista las combinaciones de las solicitaciones que le son aplicables, de acuerdo a lo estipulado por el código AASHTO El acero de refuerzo en barras tendrá un esfuerzo de fluencia de Fy = 4200 kg/cm².

Los aparatos de apoyo serán de una dureza de 60° shore. Deberá verificarse que se tenga una buena resistencia al desprendimiento entre las capas de neopreno y las láminas de acero.

### Condiciones de Apoyo

La superestructura se apoya en los estribos, a través de los aparatos de apoyo de caucho sintético (neopreno), en combinación con lámina de acero, entre las capas de neopreno, vulcanizadas bajo presión y calor. Su diseño se ha realizado mediante la aplicación de las normas del AASHTO LRFD.

El uso de este tipo de apoyos posibilita, que la condición de cálculo de la superestructura, como simplemente apoyada, cumpla en su trabajo real, ya que este material debido a su capacidad de deformación, permite desplazamientos horizontales de la estructura debido a contracciones del concreto, cambios de temperatura, frenado y la acción misma de las cargas. Igualmente, por fricción desarrolla fuerzas que impiden grandes desplazamientos, actuando en este caso como apoyo fijo.

En el sentido transversal, para evitar grandes desplazamientos laterales por movimientos sísmicos, se ha dispuesto en los estribos, la construcción de las trabas sísmicas, a cinco centímetros de las vigas exteriores.

### Resistencia de los Materiales y Esfuerzos Admisibles

El hormigón utilizado en los diferentes elementos que conforman la infraestructura, y el tablero del puente tendrá una resistencia a la compresión, en cilindros, a los 28 días, de f’c = 280 kg/cm².

El acero de refuerzo en barras tendrá un esfuerzo de fluencia de Fy = 4200 kg/cm².

Las vigas metálicas serán de acero de calidad ASTM A-588, con un límite de fluencia Fy = 3500 kg/cm².

Para los perfiles de acero de conectores y arriostramientos tanto horizontal como vertical se usará acero de calidad ASTM A-36, con un límite de fluencia de 2520 kg/cm².

Los aparatos de apoyo serán de una dureza de 60° SHORE, deberá verificarse que se tenga una buena resistencia al desprendimiento entre las capas de neopreno y las láminas de acero.

### Diseño Estructural

En los diseños que se presentan en la Memoria de Cálculo, se ha empleado las normas AASHTO LRFD 2014, para la Infra y Superestructura con todas las combinaciones y el diseño se lo ha hecho para estructuras de acero y hormigón armado, según corresponda a cada elemento componente del puente. En el Anexo No. 6 se aprecia la memoria de Cálculo para el puente Vehicular.

### Proceso Constructivo y Especificaciones Técnicas

La construcción del puente deberá ejecutarse en las épocas menos lluviosa de la zona, especialmente para la construcción de los estribos.

Se deberá vigilar el cuidado que se tenga en la aplicación de las normas y especificaciones técnicas de construcción, la buena calidad de los materiales usados mediante ensayos de laboratorio.

Durante la ejecución de los trabajos de construcción se deberá afectar en la menor intensidad posible el tránsito vehicular, por lo que se establecen dos rutas de desvío provisional como se indica en las figuras 1 y 2.

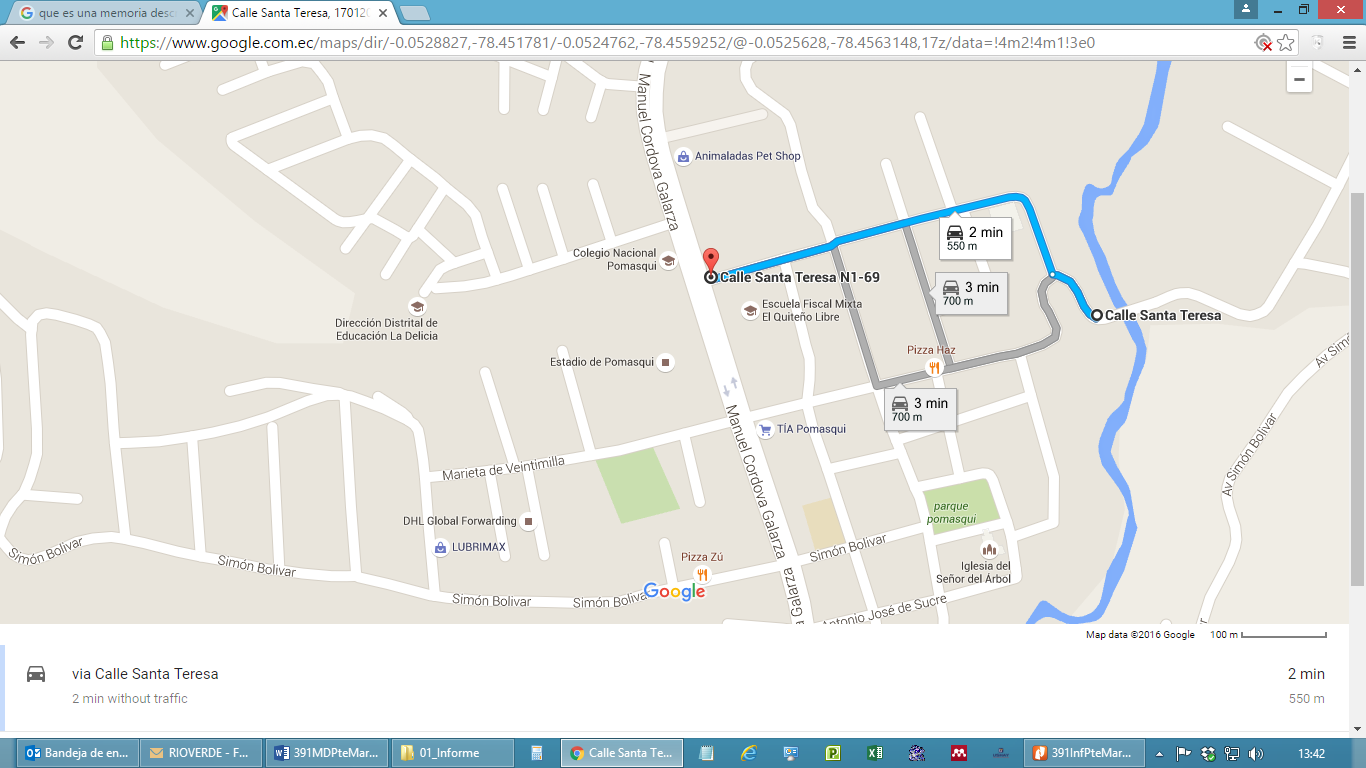
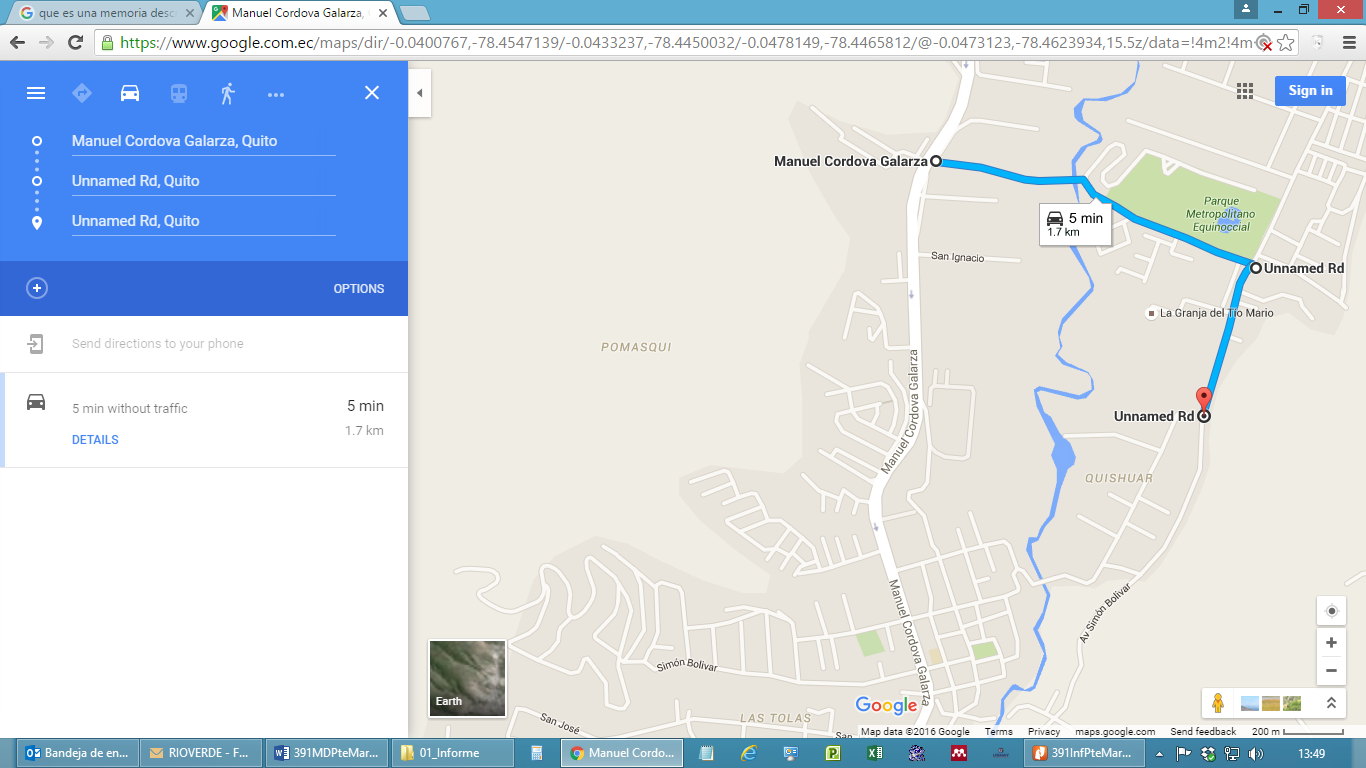


Figura 1 Desvío provisional Calle Santa Teresa Hacia Av. M. Córdoba Galarza (Tiempo aproximado de circulación 2-5 min)

Esta ruta contempla el desplazamiento en una sola dirección, de todo el tránsito proveniente de la calle Santa Teresa hacia la Av. Manuel Córdoba Galarza.



Puente Vehicular La Marquesa

Figura 2 Desvío provisional Av. M. Córdoba Galarza hacia Parque Equinoccial y posterior salida Av. Simón Bolívar (Tiempo aproximado de circulación 5-10 min)

Esta ruta contempla el desplazamiento en dos direcciones, de todo el tránsito proveniente de la Av. Manuel Córdoba Galarza hacia la Av. Simón Bolívar y viceversa, cruzando por el lado sur del Parque Metropolitano Equinoccial.

Ya en el proceso constructivo, será obligatorio que se cumplan con las especificaciones señaladas en los planos en cuanto a la resistencia de los materiales, ya que sobre la base de éstas han sido ejecutados los diseños. Su incumplimiento puede traer consecuencias de fallas en la estructura.

Deberá cumplirse con la especificación del electrodo, ya que estos electrodos son los que tienen características anticorrosivas y de resistencia similares a las del material base. Cualquier cambio que se quiera hacer en cuanto al electrodo deberá hacerse por escrito y especificando que el nuevo electrodo tiene similares características de resistencia y sobretodo iguales o mejores propiedades anticorrosivas que el que se especifica en los planos.

Como parte complementaria para los trabajos de construcción se ha considerado la necesidad de realizar expropiaciones en las zonas identificadas como aledañas a la implantación del puente, estas se exponen en el Anexo 4 de este Informe.

Como parte principal se deberán remediar las zonas que son intervenidas en el proceso constructivo de implantación del puente, realizando la reconstrucción del muro existente y que se aprecia en el Anexo 4 de este informe.

A continuación, se detallan las notas y especificaciones bajo las cuales se ejecutaron los diseños, las mismas que deberán tomarse en cuenta en la construcción de la obra:

* Normas de diseño: AASHTO LRFD 2014
* Sobrecarga: HL-93.
* Resistencia del hormigón a los 28 días: f’c = 180 kg/cm², clase E (replantillo).
* Resistencia ciclópeo clase “F” f´c = 180 kg/cm².
* Resistencia del hormigón a los 28 días: f’c = 280 kg/cm², clase B, para Superestructura.
* Resistencia del hormigón a los 28 días: f’c = 280 kg/cm², clase B, para Infraestructura.
* Acero de refuerzo en barras fy = 4.200 kg/cm²
* Acero estructural ASTM A-36, Límite de fluencia Fy = 2520 kg/cm² para perfiles de arriostramientos y conectores de corte.
* Acero estructural ASTM A-588, Límite de fluencia Fy= 3500 kg/cm², para planchas.
* Deberá comprobarse la calidad y resistencia del acero A-588, con certificados de importación y mediante ensayos de laboratorio.
* Soldadura: E 8016-C2, para taller y campo.
* Normas de soldadura AWS.
* Cota de cimentación: 2427,20 para los dos estribos.
* Capacidad nominal del suelo qn = 75 t/m2, para ambos estribos
* Recubrimiento de estructuras en contacto con el suelo: 10 cm.
* Recubrimiento mínimo = 3,0 cm., si no se indica.
* Capa de rodadura e= 5,00 cm. de hormigón asfáltico
* Pendiente transversal del tablero: 2% del eje hacia aguas arriba y 2,6% del eje hacia aguas abajo.
* Pendiente longitudinal: 0,00%
* Utilizar apoyos de Neopreno tipo Stup: Dureza 600 Shore. (35,0x46,0x7,5 cm)
* Los apoyos tendrán dos capas exteriores de neopreno de 11 mm de espesor, tres capas interiores de 18 mm y cuatro placas de acero de 2 mm entre ellas.
* Las capas de neopreno con las láminas de acero serán fundidas como una unidad en un molde y serán adheridos y vulcanizados bajo calor y presión.
* Las láminas de acero del apoyo de neopreno serán pulidas con chorro de arena y raspadas de todos los recubrimientos de la superficie, óxidos, escamas y suciedades, antes de adherirse y estarán libres de bordes cortantes y superficies metálicas mal acabadas.
* Los apoyos de neopreno deben quedar completamente libres para su buen funcionamiento.
* Se recomienda construir la infraestructura de la obra en épocas de menores precipitaciones pluviales.
* La junta de dilatación será una junta de neopreno. Las características técnicas deben ser proporcionadas por el proveedor.
* En los futuros procesos de repavimentación no se deberá colocar nuevas carpetas sobre el puente.
* El suelo de relleno trasero y delantero de los estribos, deberá alcanzar en su compactación un ángulo de fricción interna de 35 grados y un peso específico de 1,90 t/m3 como mínimo.
* Los gaviones serán galvanizados, de doble torsión tipo 10x12” y el diámetro del alambre será de al menos 2,4 mm. y recubiertos de PVC, deberán cumplir con las normas ASTM respectivas
* El recubrimiento del PVC será de al menos de 0,5 mm.
* Para amarrar los gaviones podrá usarse alambre de amarre de diámetro 2,2 mm, recubiertos de PVC
* Se deberá tener mucho cuidado para no poner en riesgo los soportes o torres de la tubería de agua potable que cruza junto al puente. Si es necesario deberá apuntalarse durante la excavación.

### Proceso Constructivo

1. Localización y replanteo del sitio de implantación del puente.
2. Desmontaje de estructura existente (Puente Bailey, simple, triple reforzado)
3. Adquisición del acero estructural para la fabricación de vigas
4. Inicio de fabricación de vigas en taller
5. Remoción parcial de estructuras existentes.
6. Excavación del terreno hasta llegar al nivel de cimentación, teniendo cuidado de no alterar el suelo bajo el nivel de cimentación de los estribos y no desestabilizar las torres de soporte de la tubería de agua potable.
7. Fundición del replantillo y posterior armado, encofrado y fundición de los estribos.
8. Relleno compactado tras el estribo, hasta una altura que no supere el nivel 2430,00 en ambos estribos a ambos lados de los mismos.
9. Construcción de los muros de la margen derecha aguas abajo.
10. Relleno parcial tras los muros de contención.
11. Transporte de los diferentes tramos de vigas desde el Taller hasta el sitio de implantación del puente, en la margen derecha.
12. Ensamblaje de los tramos de vigas, en la margen derecha y colocación de obras falsas en el cauce para el lanzamiento de las vigas.
13. Ensamblaje de los tramos de las tres vigas entre sí, mediante los arriostramientos horizontales y verticales.
14. Lanzamiento de las vigas desde la margen derecha, hasta que, a través de las obras falsas, se apoyen en el estribo de la margen izquierda.
15. Descenso y movimiento de las vigas hasta su ubicación definitiva, sobre sus respectivos aparatos de apoyo.
16. Encofrado, armado y fundición del tablero del puente.
17. Colocación del muro de gaviones en las zonas que se requieran.
18. Relleno compactado tras los estribos, hasta alcanzar el nivel de rasante.
19. Construcción de protecciones laterales. (Parapetos de hormigón armado y barandales de acero).
20. Colocación de la capa de rodadura de hormigón asfáltico
21. Puente en servicio.

**Nota:** El constructor podrá cambiar el sistema de montaje de las vigas de acuerdo a los equipos que posea o como creyere conveniente para las condiciones del sitio.

Se recomienda la colocación de la capa de rodadura de hormigón asfáltico

Las tres vigas deberán ensamblarse con los respectivos arriostramientos horizontal y vertical, a fin de evitar pandeos laterales.

En el Anexo No. 8, se encuentra el resumen de todos los rubros, detallados y numerados de acuerdo al libro de **Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F2002**, y las **Especificaciones Técnicas Generales de la Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable de Quito** (**COTO-EPMAAAP-Q-19-2010),** los cuales se detallaron en el presente informe.