



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL DE
HORMIGÓN PRE-ESFORZADO, A LA ALTURA DEL COLEGIO
CARMEN MORA; CANTÓN PASAJE

VASQUEZ TORRES JOEL ALEXIS
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2021



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE
PEATONAL DE HORMIGÓN PRE-ESFORZADO, A LA ALTURA
DEL COLEGIO CARMEN MORA; CANTÓN PASAJE

VASQUEZ TORRES JOEL ALEXIS
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2021



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL DE
HORMIGÓN PRE-ESFORZADO, A LA ALTURA DEL COLEGIO CARMEN MORA;
CANTÓN PASAJE

VASQUEZ TORRES JOEL ALEXIS
INGENIERO CIVIL

ZARATE ENCALADA JOSE MARCELO

MACHALA, 21 DE SEPTIEMBRE DE 2021

MACHALA
21 de septiembre de 2021

JOEL-TURNITIN

por JOEL VASQUEZ TORRES

Fecha de entrega: 04-ago-2021 11:33a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1627722435

Nombre del archivo: VASQUEZ_JOEL-TURNITIN.pdf (587.22K)

Total de palabras: 4899

Total de caracteres: 25654

JOEL-TURNITIN

INFORME DE ORIGINALIDAD

5%

INDICE DE SIMILITUD

5%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

2%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.utmachala.edu.ec Fuente de Internet	1%
2	Submitted to Universidad Técnica de Machala Trabajo del estudiante	1%
3	inglesccm.blogspot.com Fuente de Internet	1%
4	idoc.pub Fuente de Internet	<1%
5	"XXV IUFRO World Congress: Forest Research and Cooperation for Sustainable", XXV IUFRO World Congress: Forest Research and Cooperation for Sustainable, 2019 Publicación	<1%
6	1library.co Fuente de Internet	<1%
7	www.kommerling.es Fuente de Internet	<1%
8	www.munimaynas.gob.pe Fuente de Internet	<1%

9	www.oalib.com Fuente de Internet	<1 %
10	Juan Manuel Carricondo Antón. "Utilización de residuos vegetales para la eliminación de fósforo en aguas residuales mediante procesos de adsorción", Universitat Politecnica de Valencia, 2020 Publicación	<1 %
11	www.aiora-amazonas.gr Fuente de Internet	<1 %
12	www.formaselect.com Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.pucesa.edu.ec Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Activo

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, VASQUEZ TORRES JOEL ALEXIS, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL DE HORMIGÓN PRE-ESFORZADO, A LA ALTURA DEL COLEGIO CARMEN MORA; CANTÓN PASAJE, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 21 de septiembre de 2021



VASQUEZ TORRES JOEL ALEXIS
0706126414

RESUMEN

En el siguiente documento se expone el proceso de cálculo de la superestructura de un puente peatonal de 17.80m de longitud de hormigón pre-esforzado, ubicado sobre la avenida Jubones a la altura del colegio de bachillerato Carmen Mora de Encalada de la ciudad de Pasaje. El cual se propone como alternativa de solución para evitar los conflictos de tránsito entre el flujo peatonal y vehicular, brindándole al peatón un espacio propio, accesible, cómodo y seguro para su circulación.

El diseño estructural, se desarrolló en base a un diseño arquitectónico que fue realizado analizando las condiciones físicas del entorno; el mismo que cumple con lo estipulado por la normativa nacional, a partir del cual se estimó las cargas gravitacionales y de servicio que sirvieron para determinar las dimensiones y características que el elemento pre-esforzado debe tener para soportarlas; cumpliendo con todos los parámetros normados para su diseño. Como resultado final se muestran los planos arquitectónicos y estructurales de esta propuesta.

ABSTRACT

The following document shows the calculation process of the superstructure of a 17.80 m long pre-stressed concrete pedestrian bridge, located on Jubones avenue at the Carmen Mora de Encalada high school in Pasaje city. Which is proposed as an alternative solution to avoid traffic conflicts between pedestrian and vehicular flow, providing pedestrians with their own, accessible, comfortable and safe space for their circulation.

The structural design was developed based on an architectural design that was carried out by analyzing the physical conditions of the environment; the same that complies with the stipulations of the national regulations, from which the gravitational and service loads were estimated that served to determine the dimensions and characteristics that the pre-stressed element must have to support them; complying with all the normed parameters for its design. As a final result, the architectural and structural plans of this proposal are shown.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS	3
INTRODUCCIÓN	5
1. GENERALIDADES DEL OBJETO DE ESTUDIO.....	6
1.1 Definición y contextualización del objeto de estudio	6
1.1.1 Ubicación Geográfica.....	7
1.2 Hechos de interés.....	8
1.3 Objetivos de la investigación	8
1.3.1 Objetivo General	8
1.3.2 Objetivos específicos.....	8
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICO-EPISTEMOLÓGICA DEL ESTUDIO.....	9
2.1 Descripción del enfoque epistemológico de referencia.....	9
2.2 Bases teóricas de la investigación.....	9
2.2.1 Generalidades.....	9
2.2.2 Sobre el hormigón pre-esforzado	10
2.2.3 Especificaciones técnicas	12
3. PROCESO METODOLÓGICO	14
3.1 Identificación de parámetros físicos del entorno.....	14
3.2 Pre-dimensionamiento.....	14
3.3 Cálculo estructural	14
3.3.1 Análisis de cargas	14
3.3.2 Mayoración de cargas	15
3.3.3 Solicitaciones.....	15
3.4 Diseño de la viga T según el método ACI-318.....	15
3.5 Evaluación de esfuerzos	15
3.5.1 Esfuerzos (sin pérdidas)	16
3.5.2 Esfuerzos (con pérdidas)	16
3.6 Esfuerzos admisibles.....	17
3.7 Aceros de refuerzo	17
4. RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN	18
4.1 Descripción y argumentación teórica de los resultados	18
4.2 Conclusiones	19
4.3 Recomendaciones	19
BIBLIOGRAFÍA	20
ANEXOS	22

LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS

ABREV.	DESCRIPCIÓN
A, A_g	Área bruta de la sección de concreto
A_{cable}	Área del cable
A_{ps}	Área de refuerzo longitudinal pre-esforzado a tracción
A_s	Área de refuerzo longitudinal no pre-esforzado a tracción
A_v	Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s
b	Ancho de la cara en compresión del miembro
b_w	Ancho del alma o diámetro de la sección circular
c, c_{top}	Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro
c_{bottom}	Distancia medida desde la fibra extrema a tracción al eje neutro
CR	Pérdidas por desplazamiento del concreto
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
d_p	Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero pre-esforzado
e	Excentricidad en el lugar especificado
E_{ci}	Módulo de elasticidad del hormigón
E_{ps}	Módulo de elasticidad de los tendones pretensados
ES	Pérdidas por acortamiento elástico
f_{pe}	Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del pre-esforzado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de pre-esforzado, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por la cargas aplicadas externamente
f_{pu}	Resistencia especificada a la tracción del acero de pre-esforzado
f_{py}	Resistencia especificada a la fluencia del acero de pre-esforzado
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no pre-esforzado
$f'c$	Resistencia especificada a la compresión del concreto
$f'ci$	Resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del pre-esforzado inicial
$\sqrt{f'c}$	Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto
$\sqrt{f'ci}$	Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento del pre-esforzado inicial
h_f	Altura de la losa
I	Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide
J	Coefficiente de pérdida de pretensado según se define en la Sección 5.7.3 (PCI)
L	Longitud de la superestructura
M	Momento flector
M_{CM}	Momento flector debido a las cargas muertas
M_g	Momento flector debido al peso muerto del componente pretensado
M_{pp}	Momento por peso propio

M_{sd}	Momento flector producido por la carga de recubrimiento
M_U	Momento flector último o mayorado
P_e	fuerza efectiva de pretensado después de todas las pérdidas
P_i	Fuerza de pretensado inicial (fuerza de elevación después de la pérdida de anclaje)
RE	Pérdidas debido al relajamiento de los tendones
SH	Pérdidas debido al encogimiento del concreto
TL	Pérdidas totales
V_U	Fuerza cortante mayorada en la sección
V_c	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
V_s	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
ω_p	Índice de acero de pretensado
γ_p	Factor por tipo de acero de pre-esforzado
ϕ	Factor de reducción de resistencia
β_1	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
ρ	Cuantía del acero
ρ_{min}	Cuantía mínima del acero

INTRODUCCIÓN

La mayoría de la población humana a nivel mundial, se encuentra concentrada en las ciudades; esto se debe a que son el mejor lugar para incrementar su economía por la gran variedad de oportunidades generadas por necesidades que se requieren cubrir, sin embargo, este hábitat humano cuando no ha sido planificado correctamente, se convierte en un lugar caótico en donde la comodidad y seguridad se ven reducidas.

Uno de los problemas más comunes en las ciudades actuales, principalmente en las de países en vías de desarrollo, es la movilidad dentro de ellas, ya que diariamente surgen conflictos en el tránsito vehicular y peatonal, debido a que muchas veces se debe compartir el espacio de circulación entre éstos; lo que genera incomodidad además de que los tiempos que empleamos para llegar de un sitio a otro aumentan cuando existen interferencias de este tipo, o peor aun cuando se ha producido un accidente de tránsito. Los accidentes de tránsito constituyen un serio problema de salud pública, sus causas son variadas, sin embargo, existe una correlación entre el incremento de la cantidad de vehículos y el crecimiento demográfico; por lo que es fundamental que nuestro hábitat se desarrolle de una forma planificada.

En la ciudad de Pasaje existen varios puntos en los que se generan conflictos en el tránsito vehicular y peatonal, como lo son los ingresos y salidas de centros de estudios; este es el caso del colegio Carmen Mora, en el que existe una gran concurrencia de personas a ciertas horas que llamamos “horas pico” lo que genera una alteración en el tránsito y un inminente peligro.

Existen varias formas de mitigar estos conflictos, de entre las cuales pueden estar: La colocación de señalética apropiada, el uso de semaforización, uso de personal para el control de tránsito, cruces horizontales, subterráneos o elevados, etc. Si bien se observa que ya existen en el lugar mecanismos de semaforización y señalización de cruces peatonales horizontales; los que claramente sirven para reducir el riesgo de accidentabilidad; las personas por tratar de llegar rápidamente a su destino, invaden la avenida, cuando aún el semáforo no ha indicado un cruce seguro.

En este trabajo, se presenta una solución al problema de movilidad antes mencionado, diseñando la superestructura de un paso peatonal elevado de hormigón pre-esforzado en el lugar en conflicto, de acuerdo a la normativa que rige a este tipo de estructuras, como lo son las normas nacionales e internacionales (INEN, NEC, NEVI) y (ACI-318, PCI) respectivamente.

1. GENERALIDADES DEL OBJETO DE ESTUDIO

1.1 Definición y contextualización del objeto de estudio

Los accidentes de tránsito constituyen un serio problema de salud pública, según lo señala Algora *et al.* “cada año fallecen, aproximadamente, 1.25 millones de personas como consecuencia de los accidentes de tránsito, y son los países de bajos ingresos los de mayor tasa de letalidad a escala mundial” [1]. Sus causas son variadas, sin embargo, existe una correlación entre el incremento de la cantidad de vehículos y el crecimiento demográfico, ya que el espacio de circulación es ocupado por los distintos tipos de tránsito que a menudo se encuentran fatídicamente.

En Latinoamérica el crecimiento de la mayoría de las ciudades se ha dado en forma desorganizada, en las cuales el automóvil ha tenido un lugar privilegiado en la forma en la que se expanden, priorizando la construcción de infraestructura para estos; muchas de las veces relegando al peatón, al no brindarle los medios físicos necesarios para que se desenvuelva con comodidad y seguridad [2].

Las ciudades del Ecuador, no son una excepción a este tipo de expansión; lo cual repercute en un problema de movilidad para sus habitantes y quienes las visitan, que constantemente corren peligro al tratar de circular por estas; además, de que se produce un congestionamiento vial que según Ashhad *et al.* trae consecuencias como “la reducción de velocidad de tránsito de los vehículos, el retraso en los tiempos de viajes, así como, incrementos en: accidentes de tránsito, consumo de combustible adicional, desgaste de las obras viales, mayor contaminación ambiental” [3].

En la ciudad de Pasaje, la falta de un cruce peatonal adecuado genera un conflicto vehículo-peatón en un sector de alto tránsito como lo es el colegio de bachillerato Carmen Mora de Encalada y sus inmediaciones que, debido a su tráfico estudiantil propio de un centro educativo, genera preocupación cuando el estudiantado intenta cruzar la Av. Jubones para dirigirse a su lugar de estudios. Existen varias formas de mitigar este tipo de conflictos, de entre las cuales pueden estar: La colocación de señalética apropiada, el uso de semaforización, uso de personal para el control de tránsito, cruces subterráneos o elevados, etc. Es aquí en donde se evidencia el problema que, si bien la avenida se encuentra semaforizada y cuenta con un cruce horizontal (paso cebra) a la altura de la mencionada institución educativa siempre existen personas entre ellas la mayoría estudiantes, tratando de cruzar la avenida sin esperar a que la luz del semáforo les indique el cruce seguro.

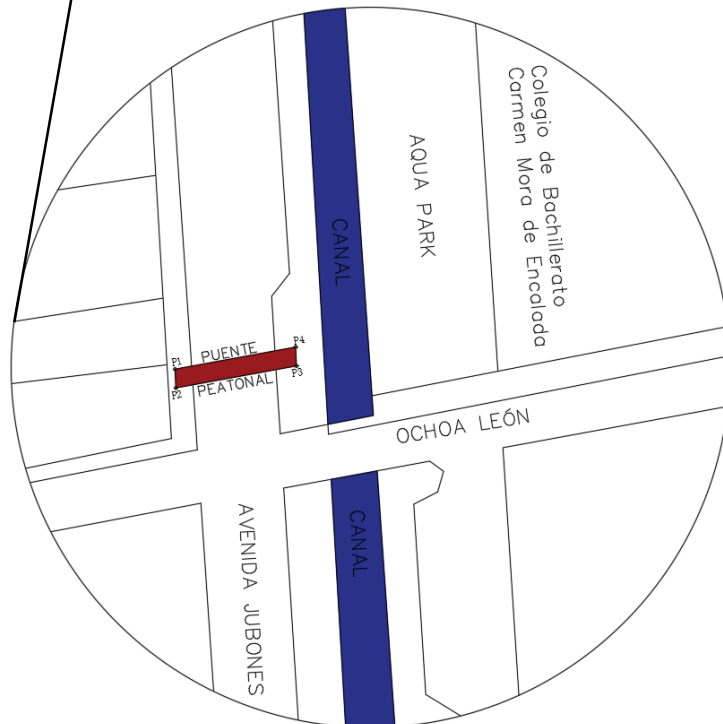
1.1.1 Ubicación Geográfica.

La ubicación del puente peatonal, se propone en base a dar una solución viable al problema mencionado. Este lugar a la altura del colegio de bachillerato Carmen Mora de Encalada, ha sido pensado estratégicamente para que tanto estudiantes, como público en general que circula cruzando la avenida Jubones, lo haga de forma cómoda y segura, sin entrar en conflicto con el tráfico vehicular.

Figura 1: Ubicación Geográfica del Puente Peatonal



Fuente: Google Earth



Fuente: EL autor

1.2 Hechos de interés

Sobre cómo repercute la implementación de puentes peatonales en las ciudades:

Al construir una carretera o una vía rápida en zonas urbanas se dividen espacios para dar prioridad al movimiento de vehículos motorizados, y se fragmentan zonas altamente pobladas, sin considerar que sus habitantes tienen la necesidad de movilizarse de un punto a otro, en algunos casos siempre a pie y cargando mercancías. La solución a ello ha sido, en países como el nuestro, la colocación de puentes peatonales (PP). Este tipo de medidas han tenido las siguientes repercusiones: i) la mayoría de veces se tiene que caminar hasta donde se encuentran los puentes, ii) se percibe que la mayoría de ellos no están ubicados en los sitios más útiles, iii) tienen un diseño muy poco amable para la mayoría de los usuarios, y iv) su utilización generalmente implica más tiempo, esfuerzo y, en algunos casos, mayor inseguridad [4].

En el caso de Bogotá, desde la inserción de la autopista urbana hacia las décadas centrales del siglo XX como el espacio dominante de la movilidad rodada, los puentes para peatones aparecieron como los conductos más apropiados para traspasar esos obstáculos y, al mismo tiempo, vincular barrios y actividades separadas por la vía. Las estructuras en cuestión, muchas veces mal diseñadas y poco estables, se fueron convirtiendo con los años en lugares inseguros y poco usados. [5].

Varios autores coinciden con los enunciados antes mostrados; en los que se mencionan problemas como vibraciones excesivas y un diseño poco atractivo en cuanto a accesibilidad, comodidad y seguridad [6]. Por ejemplo, Ancaes y Jones, en su estudio realizado señalan que “los participantes calificaron pasarelas y pasos subterráneos sistemáticamente debajo de los cruces señalizados, especialmente en el caso de mujeres, personas mayores y personas con discapacidades que limitan la marcha” [7].

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 *Objetivo General*

Diseñar el puente peatonal de hormigón pre-esforzado sobre la Av. Jubones a la altura del colegio de bachillerato Carmen Mora de Encalada mediante la aplicación de la normativa vigente para mejorar la circulación vehicular y peatonal.

1.3.2 *Objetivos específicos*

- Realizar un análisis al entorno del lugar de estudio escogido, identificando los principales parámetros físicos que deben ser considerados en el diseño de la estructura del puente peatonal.
- Realizar el cálculo estructural de la superestructura en base a la normativa vigente.
- Elaborar el detalle de los planos estructurales y arquitectónicos del puente peatonal y sus accesos respectivamente.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICO-EPISTEMOLÓGICA DEL ESTUDIO

2.1 Descripción del enfoque epistemológico de referencia

Este estudio se basa en la aplicación de la normativa nacional (INEN, NEC, NEVI) e internacional (ACI-318, PCI) para lograr un correcto diseño de la superestructura de un puente peatonal y sus accesos, tomando en cuenta todos los aspectos relevantes considerados en el siguiente apartado, de tal manera que éste sea seguro, accesible y eficiente para el uso de los peatones.

2.2 Bases teóricas de la investigación

2.2.1 Generalidades

2.2.1.1. *Puente.* Un puente es una estructura que conecta dos puntos, pensada para salvar obstáculos, dándole continuidad a una vía o camino; consta de dos partes fundamentales, la superestructura y la subestructura. Sus usos son variados, pudiendo ser un medio de soporte para la conducción de agua, vías férreas, autovías, cruces de personas o animales, etc. [8].

2.2.1.2. *Puente peatonal.* Es un cruce para personas que se ubica normalmente sobre una vía o autopista, separando a los viandantes y automotores, de tal forma que la circulación del tráfico vehicular no afecte a la seguridad peatonal [9].

2.2.1.3. *Superestructura.* Es una de las partes principales de un puente como lo dice Rodríguez “está conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos” [8].

2.2.1.4. *Viga.* Es un elemento estructural dispuesto horizontalmente que transmite la cargas concentradas o distribuidas linealmente, hacia los apoyos [8].

2.2.1.5. *Cargas.* El puente debe resistir todas las cargas y solicitaciones a las que será sometido durante su etapa constructiva y toda su vida útil; entre las cargas no sísmicas que afectan a la superestructura la normativa nacional (NEC: cargas no sísmicas) menciona:

Cargas muertas (sobre carga), las cuales se refieren a los pesos de los elementos estructurales que actúan sobre una estructura de forma permanente, tales como recubrimientos, acabados, cubiertas, barandas, etc. Además cargas vivas, que son fuerzas transitorias asociadas al uso que se le da a una estructura, en este caso, debido a la actividad del flujo peatonal [10].

En cuanto a la carga viva, la NEC-SE-CG estipula una carga de 4,8 KN/m², la misma que se utilizará en este proyecto.

2.2.1.6. Muro de sostenimiento. Es una subestructura del tipo apoyo, que tiene por objeto dar sostén a la superestructura transmitiendo las cargas actuantes que ésta le deriva, hacia el suelo [11].

2.2.1.7. Cable de pre-esfuerzo. Es un cable de acero, elaborado para trabajar a tensión. En elementos pre-esforzados estos cables introducen un esfuerzo de compresión en el hormigón. El cable a utilizar en este proyecto corresponde a un diámetro de 0.5 pulgadas liberado de esfuerzos, que cumple con las exigencias mínimas de la ASTM A416M.

2.2.1.8. Señalización. La normativa nacional (INEN 004-1:2011) la define como “símbolo, palabra o demarcación, horizontal o vertical, sobre la vía, para guiar el tránsito de vehículos y peatones” [12].

Según Flores *et al.* “Las señales de tránsito tienen como objetivo el ayudar al movimiento ordenado y seguro de los actores, permitir un continuo flujo del tránsito tanto de vehículos como de peatones” [13]. Por lo que el respeto de las mismas por parte de los actores, logra una circulación segura, cómoda y eficiente.

2.2.2 Sobre el hormigón pre-esforzado

El hormigón pre-esforzado es una tecnología del hormigón que logra en los elementos dimensiones más pequeñas, con respecto a las que el hormigón armado requiere ante una misma carga; logrando también debido a su modo de fabricación, una mayor calidad. Tal es el caso de su aplicabilidad, que según menciona “Los puentes prefabricados pre-tensados representan la mayor parte de todos los puentes de carreteras que se construyeron la última década en Eslovaquia” [14].

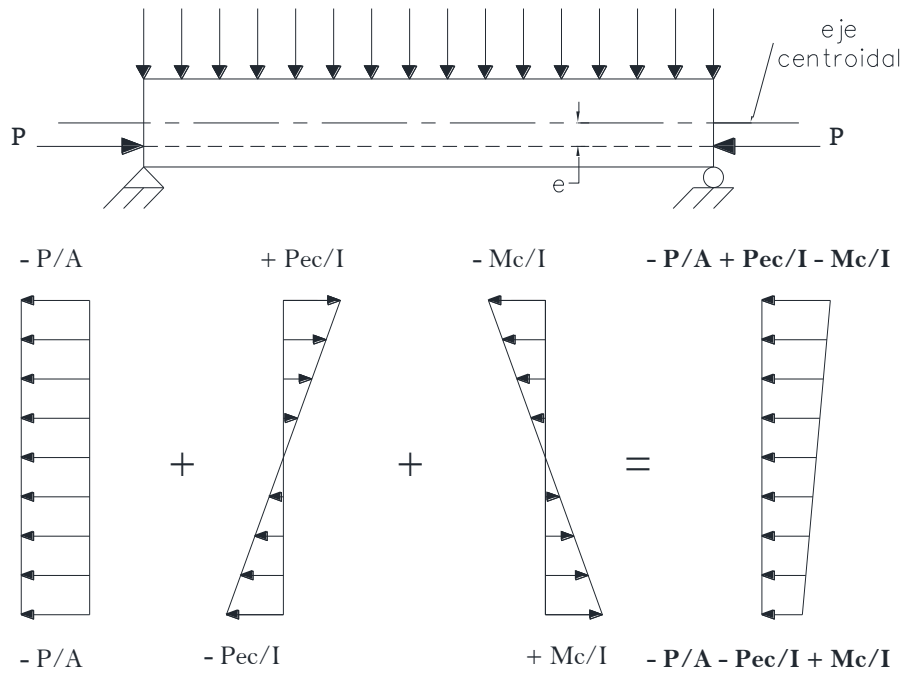
2.2.2.1. Hormigón pre-tensado. El hormigón pre-tensado es aquel al que se le ha impuesto una fuerza interna inicial o pre-esfuerzo (P), mediante el tensado de cables de acero, en una etapa previa a la colación del hormigón, logrando que por adherencia esta fuerza sea transmitida al hormigón, con la finalidad de mejorar su comportamiento ante cargas de servicio [15].

Cabe mencionar, que las características químicas del hormigón usado en el colado o resanado de elementos sometidos a pre-esfuerzo mediante cables de acero, deben ser bien reguladas, y el diseño de los cables debe ser el adecuado; de no ser así; puede presentarse el colapso del elemento en una etapa futura, debido a la corrosión de los cables, como es el caso del colapso de un tramo del viaducto de Petrulla en el sur de

Italia (Sicilia) que nos presenta Anania *et al.* en su investigación, al concluir que “el daño principal es consecuencia tanto de un relleno inadecuado de mortero cementoso de lechada, capaz de introducir químicos por los cuales la corrosión viaja a lo largo de los tendones, como de una distancia inadecuada entre los conductos empleados” [16].

Modelo analítico para la evaluación de esfuerzos

Figura 2: Distribución de la tensión del hormigón a partir de la fuerza de pre-tensado excéntrico y cargas superpuestas



Fuente: El autor

2.2.2.2. Pérdidas en el hormigón pretensado

En el hormigón pre-tensado se producen pérdidas en el esfuerzo transmitido a los cables de acero, por lo que es necesario determinar un esfuerzo efectivo, para lo cual se tienen las siguientes consideraciones:

Según lo refiere el PCI [17] las pérdidas totales TL corresponden a la siguiente suma:

$$TL = ES + CR + SH + RE \tag{1}$$

Donde:

TL = pérdidas totales

ES = pérdidas por acortamiento elástico

CR = pérdidas por deslizamiento del concreto

SH = pérdidas debido al encogimiento del concreto

RE = pérdidas debido al relajamiento de los tendones

Pérdida por acortamiento elástico. Es una pérdida que se produce en la cama de pre-tensado cuando se cortan los cables de pre-esfuerzo y el hormigón queda sometido a compresión por la transferencia por adherencia de la fuerza de tensión en los cables lo que da lugar a un acortamiento elástico del hormigón; el mismo que se ve reflejado en los cables, y lo que produce una pérdida media del 3% del pre-esfuerzo inicial.

Pérdida por contracción y flujo plástico del concreto. En la industria del hormigón pre-tensado el tiempo en el que los elementos permanecen en la cama de pre-tensado es un factor económico muy importante, por lo que se diseña para una resistencia temprana del hormigón y así tener disponibles las camas de pre-tensado más rápidamente, esta acción incide en una mayor contracción y flujo plástico; por lo que se perciben un promedio de pérdidas del 6% del pre-esfuerzo inicial.

Relajación de esfuerzos. Cuando un material es deformado a un ritmo constante y súbitamente deja de percibir este esfuerzo, internamente sufre una compensación; que es una pérdida del esfuerzo inicial debido a la conversión de la deformación elástica a plástica, dependiente a factores como el tiempo y la temperatura, este reajuste dependerá además de la magnitud del esfuerzo aplicado y de la composición del material [18]. Las pérdidas se estiman entre un 2 y un 3% del esfuerzo inicial.

Una vez consideradas las pérdidas mostradas en los incisos anteriores que se refieren a pérdidas inmediatas y dependientes del tiempo y realizados los respectivos cálculos (VER ANEXO G-4); se fija un valor del 13% para el cálculo de pérdidas en los escenarios de obra y servicio en este trabajo.

2.2.3 Especificaciones técnicas

Además de las especificaciones para el diseño de la superestructura que están dadas por la normativa, también se debe relacionar las especificaciones de los implementos propuestos por el diseñador, que el constructor debe conocer; los mismos que darán una mejor funcionalidad al proyecto, cuyas características se especifican a continuación:

2.2.3.1. *Ascensor.* Pensando en los usuarios del puente peatonal, debemos incluir a aquellos cuya movilidad es reducida y no pueden usar una escalera, por lo que se incluye un ascensor ACTIUM sin cuarto de máquinas, con embarque de 180°, con capacidad de 6 personas. Según sus características, se optará por un pozo de 1,65m *1,60 m. (VER ANEXO A)

2.2.3.2. *Cubierta del puente peatonal*

Polycarbonato alveolar. Como protección ante condiciones climáticas como el sol y la lluvia, se colocará una cubierta conformada por paneles de polycarbonato, con un espesor de 4 mm, soportados por una estructura de acero que se detalla en los planos. Sus dimensiones 3.00m de ancho por tener una forma arqueada y 23.00m de longitud para cubrir la totalidad de la superestructura. (VER ANEXO B)

Estructura de la cubierta. La estructura de sostén para la cubierta estará conformada por perfiles metálicos embebidos en los bordillos, con una aleación (hierro y carbón) de geometría cuadrada y dimensiones 75 x 75 x 2 mm, los cuales estarán distribuidos cada 2,20 m a lo largo del puente peatonal, según se detalla en los planos. (VER ANEXO C)

2.2.3.3. *Bordillos.* Los bordillos son implementos para la seguridad peatonal; serán de hormigón y estarán a lo largo del puente peatonal en ambos lados, sus dimensiones serán 20 cm de base por 20 cm de altura.

2.2.3.4. *Pasamanos.* La (NTE INEN 2244) lo define como un “elemento continuo de sujeción que facilita la movilidad de las personas proporcionando guía, equilibrio, apoyo y seguridad” [19].

- *En el puente peatonal.* Se usarán perfiles redondos de acero inoxidable 304 de 2 mm de espesor y 2 pulgadas de diámetro, con una separación medida desde la superficie de los bordillos de 30 cm 70 cm y 90 cm; sostenidos por los parantes verticales de la cubierta.
- *En la escalera* Se usarán perfiles redondos de acero inoxidable 304 de 2 mm de espesor y 2 pulgadas de diámetro, con una separación medida desde la superficie del borde de los peldaños de 30 cm 70 cm y 90 cm; sostenidos por parantes verticales de las mismas características, ubicados al inicio, centro y final de cada tramo de las escaleras y descansos.

2.2.3.5. *Acabado del piso.* Sobre la losa del puente peatonal, será colocada una capa de hormigón simple como recubrimiento, con una resistencia de 24 MPa y un espesor de 3cm.

3. PROCESO METODOLÓGICO

3.1 Identificación de parámetros físicos del entorno

La ubicación sugerida para el puente peatonal mostrada en el CAPÍTULO I del presente informe, debe considerar los siguientes parámetros físicos que regirán el diseño de la superestructura y sus accesos:

La avenida Jubones, es una vía principal para 3 carriles en un solo sentido, comprendiendo un ancho total de 11 metros entre los espaldones. (VER ANEXO D)

Como lo indica la norma NEVI-12-MTOP vol 2A-2013, “se deberá considerar una separación mínima igual a 3 metros desde el espaldón, para edificar cualquier estructura de soporte de los tableros elevados” [20]. Así mismo se debe dejar una altura libre de 6 metros entre el acabado de la vía y las estructuras de paso, considerando una tolerancia adicional de 15 cm, por pérdida de altura libre debido a futuros cambios como recapeos en el pavimento.

En cuanto a la circulación peatonal, la norma NTE INEN 2246 2015 establece un ancho mínimo de 1,80 metros, cuando se prevé una circulación simultánea, en distinto sentido, por lo que el ancho será de 2,20 metros, considerando los implementos para la seguridad peatonal [21].

Una vez expuestos los parámetros a ser considerados en el diseño, se plantean las características físicas que tendrá el puente peatonal; cuya superestructura está conformada por una viga doble T, apoyada sobre dos muros de sostenimiento. (VER ANEXO E)

3.2 Pre-dimensionamiento

Las dimensiones de la superestructura se definen inicialmente de acuerdo al análisis de cargas, los parámetros físicos a considerar en el diseño, construcciones locales de este tipo de estructuras y a la geometría que muestra el Manual de Diseño del PCI. (VER ANEXO F)

3.3 Cálculo estructural

3.3.1 Análisis de cargas

La magnitud de las cargas gravitacionales (muerta y viva), necesarias para el cálculo de las solicitaciones, se realizó para la mitad de la viga doble T por ser perfectamente simétrica, y se resumen en la siguiente tabla:

Cuadro 1: Análisis de cargas

CARGAS GRAVITACIONALES		U	
MUERTA	Sobrecarga	5,14	kN/m
	Peso propio	2,05	kN/m
VIVA (NEC-SE-CG)/ancho útil		5,28	kN/m

Fuente: El autor

Para ver el detalle del proceso de cálculo de peso propio, sobrecarga, carga viva (VER ANEXO G-1)

3.3.2 Mayoración de cargas

La norma INEN-SE-CG estipula varias combinaciones de mayoración de carga para el análisis de estructuras; en este caso la combinación a utilizar es $U = 1.2 D + 1.6 L$ que corresponde a la que prevé el escenario más desfavorable, para este tipo de elemento.

3.3.3 Solicitaciones

Las solicitaciones se analizan en los distintos escenarios de carga a los que estará sometida la viga, por lo tanto, se analizarán en tres etapas distintas: en planta, en obra y en servicio. Para ver el detalle del proceso de cálculo de las solicitaciones (VER ANEXO G-2)

3.3.3.1 Momentos flexionantes por tipo de carga

PLANTA → Momento por peso propio = 244.094 kN.m

OBRA → Momento por carga muerta = 341.712 kN.m

SERVICIO → Momento por carga muerta y carga viva (M_U) = 676.295 kN.m

3.4 Diseño de la viga T según el método ACI-318

Según la geometría propuesta en el apartado (pre-dimensionamiento, ANEXO F), una vez evaluada la solicitación de servicio (M_U) y definidas las propiedades de los materiales, se procedió a diseñar la viga T según el método ACI-318. (VER ANEXO G-3). La descripción se halla en los resultados.

3.5 Evaluación de esfuerzos

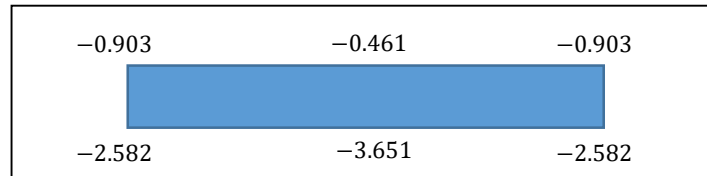
Los esfuerzos a los que se verá sometida la viga, se evalúan en los escenarios antes descritos, en tres principales zonas del elemento: en el centro, en los extremos y en un punto crítico a $0.4L$ medido desde los extremos; para ver el detalle del proceso de cálculo. (VER ANEXO G-5)

A continuación, se muestran los esfuerzos producidos en la viga, con unidades en ksi.

3.5.1 Esfuerzos (sin pérdidas)

3.5.1.1. Esfuerzos en planta (peso propio)

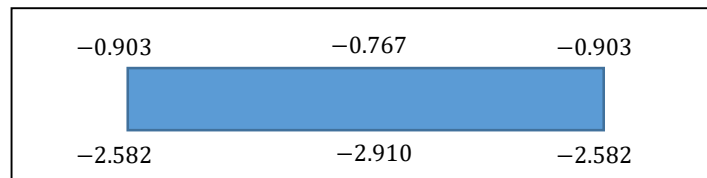
Gráfico 1: Esfuerzos en planta



Fuente: El autor

3.5.1.2. Esfuerzos en obra (carga muerta)

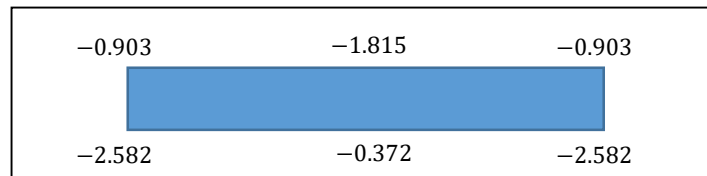
Gráfico 2: Esfuerzos en obra



Fuente: El autor

3.5.1.3. Esfuerzos en servicio (carga muerta + carga viva)

Gráfico 3: Esfuerzos en servicio

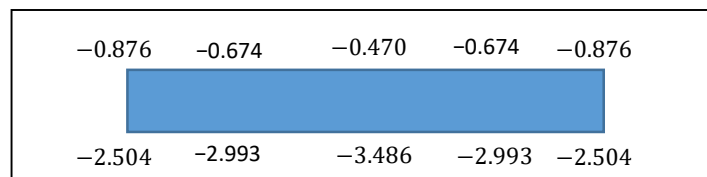


Fuente: El autor

3.5.2 Esfuerzos (con pérdidas)

3.5.2.1. Esfuerzos en planta (peso propio)

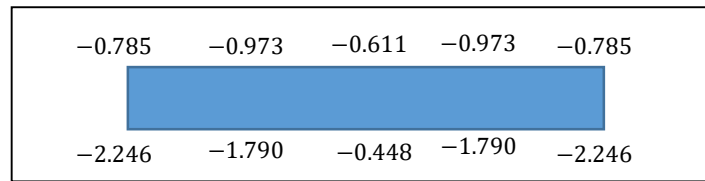
Gráfico 4: Esfuerzos en planta (pérdidas del 3%)



Fuente: El autor

3.5.2.2. Esfuerzos en obra (carga muerta)

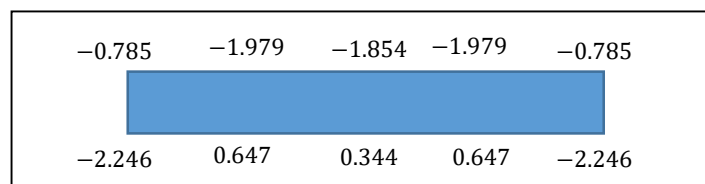
Gráfico 5: Esfuerzos en obra (pérdidas del 13%)



Fuente: El autor

3.5.2.3. Esfuerzos en servicio (carga muerta + carga viva)

Gráfico 6: Esfuerzos en servicio (pérdidas del 13%)



Fuente: El autor

3.6 Esfuerzos admisibles

Para evaluar los esfuerzos admisibles, se utilizó las tablas ACI-318 sección 24.5.2 (requisitos de funcionamiento, elementos sometidos a flexión), constatando que todos los esfuerzos cumplen con lo normado. (VER ANEXO G-6)

3.7 Aceros de refuerzo

Para ver el detalle del proceso de cálculo de los aceros de refuerzo (VER ANEXO G-7); su distribución, se muestra en los planos estructurales. (VER ANEXO I)

4. RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Descripción y argumentación teórica de los resultados

Figura 3: Perspectiva del puente peatonal sobre la Avenida Jubones



Fuente: El Autor

El resultado de este proceso ha sido el diseño de la superestructura del puente peatonal, de acuerdo al modelo arquitectónico planteado, el mismo que no corresponde a un diseño definitivo, ya que para ello es necesario realizar un estudio más profundo de la problemática, y correspondientemente a ello, analizar la factibilidad de la alternativa de solución planteada, aclarado este punto; a continuación, se describen los resultados.

La parte arquitectónica del proyecto se elaboró cumplimiento las especificaciones establecidas en la normativa nacional, y para ello fue necesario el levantamiento de la información del lugar en donde se propone la construcción de la estructura del puente peatonal; notando que para que esta tentativa de diseño se pueda ejecutar, es necesaria la ampliación de las veredas en el espacio que ocuparían los accesos de la estructura. Al costado derecho de la avenida, sería necesaria la expropiación de un solar y en su parte izquierda la colocación de una losa sobre el canal abierto paralelo a la avenida.

La parte estructural, correspondiente al diseño de la viga doble T que une ambos márgenes de la avenida, se elaboró una vez considerados todos los elementos que se detallan en los planos arquitectónicos ANEXO I, de esta forma se procedió a calcular las cargas intervinientes en el proceso de diseño, cuyo método corresponde al estipulado por el ACI, en el cual según se detalla en la memoria de cálculo ANEXO G, es necesario el uso de 28 cables de acero de pre-esfuerzo de 0.5 pulgadas de diámetro

para soportar las cargas de servicio. También fue necesario evaluar los esfuerzos a los que se vería sometido el elemento viga, constatando que cumplen con lo estipulado por la normativa, y que no requieren reforzamiento más que el mínimo normado. El detalle del diseño estructural, se puede ver en los planos estructurales ANEXO I.

4.2 Conclusiones

- Los parámetros físicos del lugar de estudio, fueron identificados en principio de manera visual, identificando el sitio más adecuado para colocar el puente peatonal; luego de ello se levantó información (medidas) de las aceras, las calles, el canal, y todo lo concerniente que se muestra en el ANEXO D, y se evidencia en el ANEXO I, para proceder a realizar en primer lugar el diseño arquitectónico de la estructura en base a las condiciones estipuladas por las normas nacionales, y a partir de ello continuar con el diseño estructural de la superestructura.
- El diseño estructural de la superestructura se realizó en base a la normativa vigente para la estimación de cargas y diseño de elementos de hormigón pre-esforzado; en la memoria de cálculo ANEXO G se pueden encontrar todas las condiciones que se requirieron cumplir para el correcto diseño del elemento.
- Se elaboraron los planos arquitectónicos, en los que se muestra cada uno de los componentes del puente peatonal (superestructura, accesos, cubierta, pasamanos, etc), que cumplen con los parámetros físicos normados. También se elaboraron los planos estructurales una vez realizado el diseño estructural, cumpliendo con las exigencias normadas.

4.3 Recomendaciones

- Los puentes peatonales, no siempre son la mejor alternativa para mitigar los problemas en el tránsito peatonal y vehicular, por lo que se recomienda explorar todas opciones que puedan dar solución a estos conflictos.
- Es completamente necesaria, la identificación de los parámetros físicos intervinientes en el diseño arquitectónico, en el cual se debe prever cada componente que va a formar parte del diseño, y así poder realizar una correcta estimación de las cargas. Puede hacer uso de cualquier programa de arquitectura que le permita una mejor apreciación de su proyecto, verificando su funcionalidad.

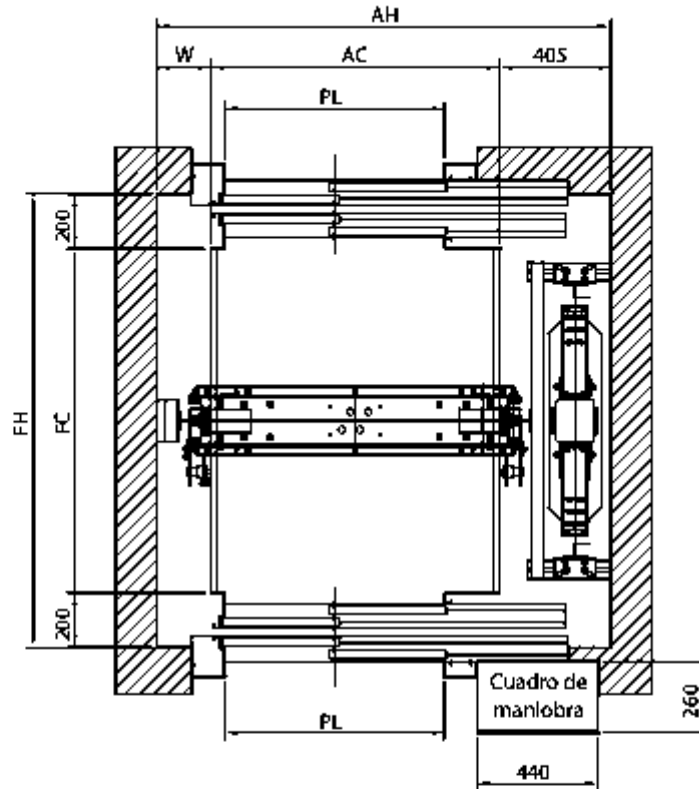
BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. F. Algora Buenafé, M. Russo Puga, P. R. Suasnavas Bermúdez, P. Merino Salazar y A. R. Gómez García, «Tendencias de los accidentes de tránsito en Ecuador: 2000-2015,» *Rev Gerenc Polít Salud*, vol. 16, nº 33, pp. 52-58, 2017.
- [2] A. Fernández Garza y H. Hernández Vega, «Estudio de la movilidad peatonal en un centro urbano: un caso en Costa Rica,» *Revista Geográfica de América Central*, vol. 1, nº 62, pp. 267-300, 2019.
- [3] T. Z. Ashhad Verdezoto, F. F. Cabrera Montes y O. B. Roa Medina, «Análisis del congestionamiento vehicular para el mejoramiento de vía principal en Guayaquil-Ecuador,» *Gaceta Técnica*, vol. 21, nº 2, pp. 4-23, 2020.
- [4] E. Hidalgo Solórzano, J. Campuzano Rincón, J. M. Rodríguez Hernández, L. Chias Becerril, H. Reséndiz López, H. Sánchez Restrepo, B. Baranda Sepúlveda, C. Franco Arias y M. Hajar Medina, «Motivos de uso y no uso de puentes peatonales en la Ciudad de México: la perspectiva de los peatones,» *Salud Pública Mex*, vol. 52, nº 6, pp. 502-510, 2010.
- [5] I. Arteaga Arredondo, D. M. García, C. E. Guzmán Guzmán y J. M. Mayorga, «El espacio público de los puentes peatonales: Lecciones del BRT de Bogotá,» *Urbano*, nº 36, pp. 104-114, 2017.
- [6] J. León Deza, C. Melchor Placencia y V. Sánchez Moya, «Estudio Del Fenómeno De Excitación Sincrónica Lateral Caso: Puente Peatonal "Rayitos De,» *Tecnia*, vol. 30, nº 2, 2020.
- [7] P. R. Anciaes y P. Jones, «Estimating preferences for different types of pedestrian crossing facilities,» *Transportation Research Part F: Traffic Psychology and Behaviour*, vol. 52, pp. 222-237, 2018.
- [8] A. Rodríguez Serquén, *Puentes: con AASHTO-LRFD 2014*, Lima, 2016.
- [9] Organización Mundial de la Salud (OMS), «Seguridad Patonal: manual de seguridad vial para instancias decisorias y profesionales,» Ediciones de la OMS, Ginebra, 2013.
- [10] Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), «Cargas (No sísmicas) (NEC-SE-CG),» Dirección de comunicación social, MIDUVI, Quito, 2014.
- [11] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), «Especificaciones AASTHO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD,» Washington, 2002.
- [12] Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), «Señalización Vial. Parte 1. Señalización vertical. (RTE INEN 004-1),» Reglamento Técnico Ecuatoriano, Quito, 2011.

- [13] M. Flores Calero, C. Conlago, J. Yunda, M. Aldas y C. Flores, «Implementación de un algoritmo para la detección de señales de tránsito del Ecuador: Pare, ceda el paso y velocidad,» *Ingenius: Revista de ciencia y tecnología*, nº 20, pp. 9-20, 2018.
- [14] P. Bujňaková y M. Strieska , «Development of precast concrete bridges during the last 50 years in,» *Procedia Engineering*, vol. 192, pp. 75-79, 2017.
- [15] G. D. Ercolani, N. F. Ortega y D. H. Felix, «Metodologías para la localización de daño en vigas de hormigón pretensado,» *ALCONPAT*, vol. 7, nº 3, pp. 186-189, 2017.
- [16] L. Anania, A. Badalà y G. D'Agata, «Damage and collapse mode of existing post tensioned precast concrete bridge: The case of Petrulla viaduct,» *Engineering Structures*, vol. 162, pp. 226-244, 2018.
- [17] Precast Prestressed Concrete Institute (PCI), PCI DESIGN HANDBOOK, 7 th ed., H. Wilden, Ed., Chicago, 2010.
- [18] S. Cabello, «Relajación de esfuerzos: definición, mecanismos de actuación y modelos matemáticos aplicables,» *Revista INGENIERÍA UC*, vol. 21, nº 1, pp. 16-22, 2014.
- [19] Instituto Nacional de Normalización (INEN), «Accesibilidad de personas al medio físico. Edificaciones. Bordillos y Pasamanos. Requisitos. (NTE INEN 2244),» Norma Técnica Ecuatoriana, Quito, 2016.
- [20] Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), «Norma para estudios y diseños viales,» Norma Ecuatoriana Vial, Quito, 2013.
- [21] Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), «Accesibilidad de personas al medio físico. Cruces peatonales a nivel y a desnivel. (NTE INEN 2246),» Norma Técnica Ecuatoriana, Quito, 2015.

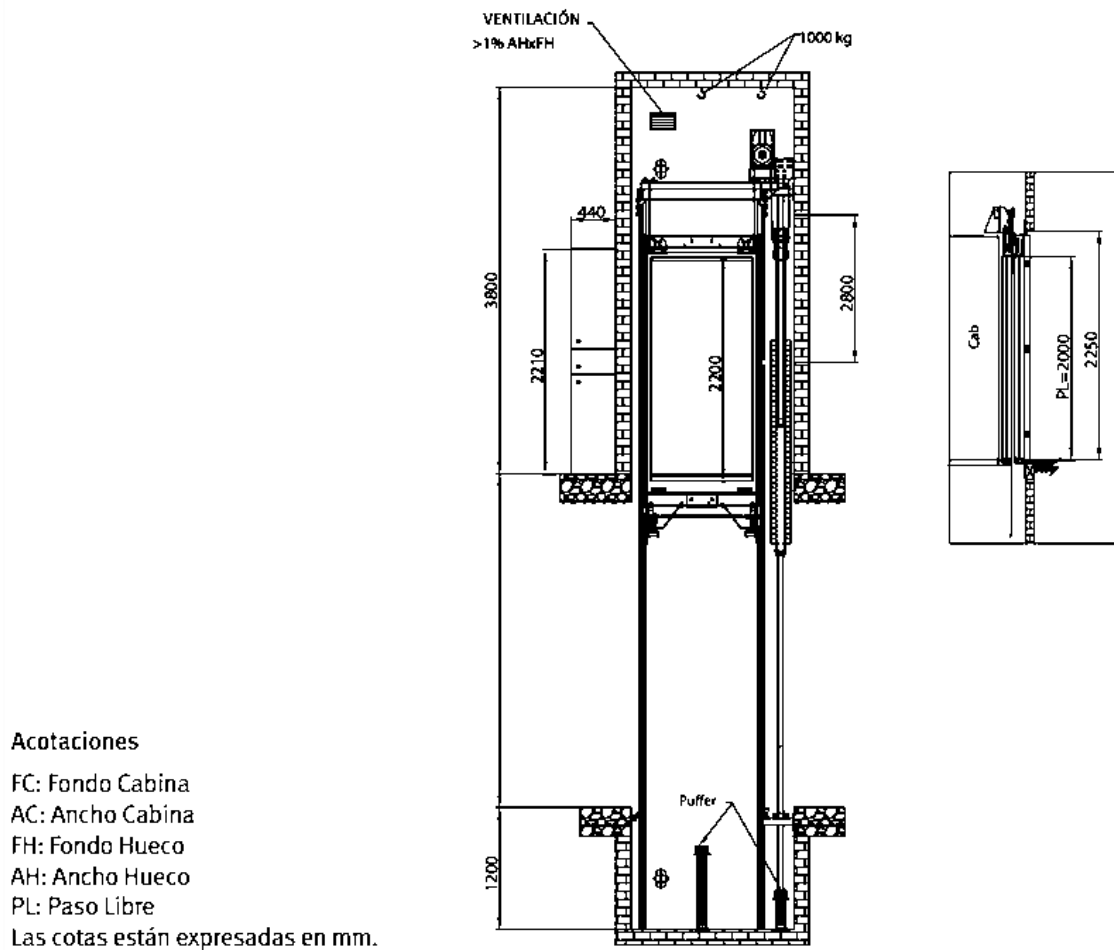
ANEXOS

ANEXO A. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ASCENSOR ACTIUM



	Carga (Kg)	Cabina AC x FC (mm)	Huero AH x FH (mm)	Puerta PL (mm)	W (mm)	L (mm)
2 Accesos (180°)	320	850 x 1100	1450 x 1500	700	195	-
	480	1050 x 1200	1650 x 1600	800		
	630	1150 x 1400	1750 x 1800	800		
	800	1350 x 1400	1950 x 1800	900		

Vista en planta Ascensor Fuente: Catalogo de ascensores Valida Lift



Elevación del ascensor Fuente: Catálogo de ascensores Valida Lift

ANEXO B. FICHA TÉCNICA DE POLICARBONATO ALVEOLAR



Propiedad	Unidad	Método de Prueba	Espesor en Milímetros			
			4	6	8	10
Resistencia al Impacto	J/m	ASTM D5628	770	790	830	900
Módulo de Flexión	Mpa	ASTM D790	22,000			
Resistencia Tensil	N/mm ²	ASTM D638	640			
Inflamabilidad	-	DIN 4102	B1			
Transmitancia	%	ASTM D1003	81	79	78	75
Conductividad Térmica	W/m ² °C	METODO KLAR	4	4	3	3
Envejecimiento Acelerado (QUV)	Años	ASTM G154	5			
Aislamiento acústico	dB	METODO KLAR	13	15	17	18
Radio de curvatura	m	METODO KLAR	0.750	1.000	1.250	1.500

Ficha técnica plancha de policarbonato alveolar Fuente: GLANZE

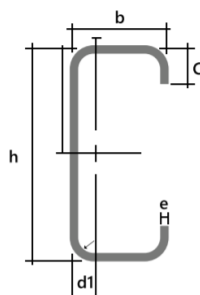
ANEXO C. FICHA TÉCNICA DE PERFILES METÁLICOS



Tubería de acero Inoxidable

plg	DIMENSIONES		PROPIEDADES	
	mm	ESPESOR	PESO	PESO
		mm	kg/mt	kg/6mt
2"	50,80	1,00	1,24	7,44
	50,80	1,20	1,48	8,90
	50,80	1,50	1,84	11,05
	50,80	2,00	2,43	14,59

Fuente: Catálogo de productos Import Aceros

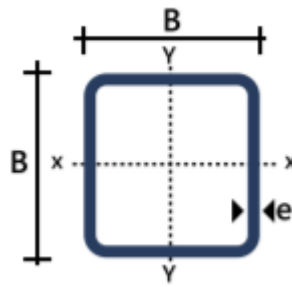


Perfil tipo G

Designación	Dimensiones				Masa	A	d1	Momento de Inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	c	e				Ix	Iy	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm	mm				kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
G 100X50X15X2	100	50	15	2	3,380	4,340	1,730	69,240	14,980	13,850	4,570	4,000	1,860
G 100X50X15X3	100	50	15	3	4,890	6,310	1,720	97,780	20,510	19,560	6,250	4,940	1,800
G 100X50X15X4	100	50	15	4	6,290	8,150	1,710	122,500	24,850	24,490	7,550	3,880	1,750
G 100X50X20X4	100	50	20	4	6,600	8,550	1,850	126,700	28,500	25,340	9,050	3,850	1,830

Fuente: Catálogo de productos Import Aceros

Tubo cuadrado estructural



Designaciones		Área	Peso	Propiedades Estáticas		
				Eje x-x=y-y		Radio de Giro
B	e	A	P	Momento de Inercia	Módulo de resistencia	
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
75	1,50	4,35	3,42	38,92	10,38	2,99
	1,80	5,19	4,07	45,95	12,25	2,98
	2,00	5,74	4,50	50,50	13,47	2,97
	2,50	7,09	5,56	61,40	16,37	2,94
	3,00	8,41	6,60	71,65	19,11	2,92
	4,00	10,95	8,59	90,29	24,08	2,87

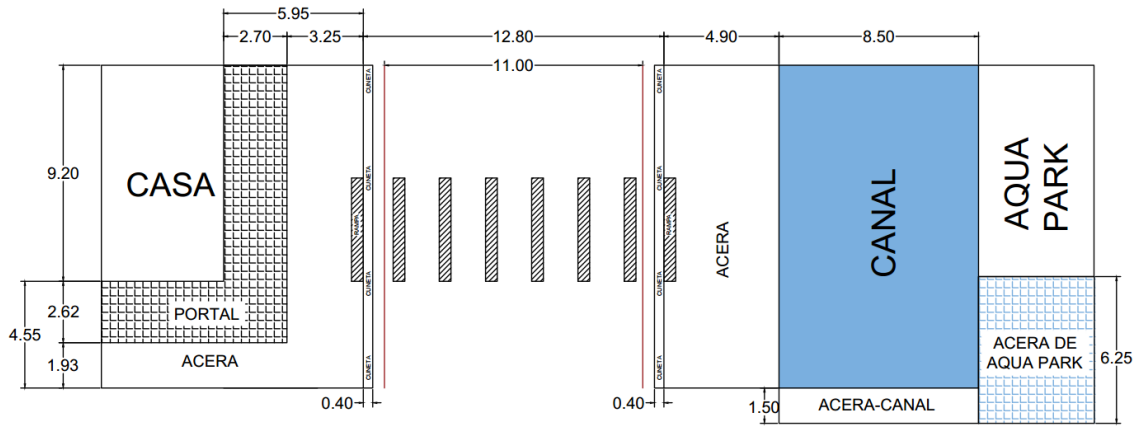
Diámetros comerciales de varilla corrugada



Diámetro nominal	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	mm
Área = πr^2	0,503	0,786	1,131	1,539	2,011	2,545	3,142	3,801	4,909	6,158	8,043	cm ²
Perímetro = $2 \pi r$	2,513	3,142	3,770	4,398	5,027	5,655	6,283	6,912	7,854	8,797	10,053	cm
Masa	0,395	0,617	0,888	1,208	1,578	1,998	2,466	2,984	3,853	4,843	6,313	kg/m
Masa de 1 varilla												
de 6 m	2,370	3,702	5,328	7,248	9,468	11,988	14,796	17,904	23,118	29,004	37,878	kg
de 9 m	3,555	5,553	7,992	10,872	14,202	17,982	22,194	26,856	34,677	43,506	56,817	kg
de 12 m	4,740	7,404	10,656	14,496	18,936	23,976	29,592	35,808	46,236	58,008	75,756	kg
Número de varillas en 45.36 kg (1 quintal)	19,139	12,253	8,513	6,258	4,791	3,784	3,006	2,533	1,962	1,564	1,198	de 6 m
	12,759	8,169	5,676	4,172	3,194	2,523	2,004	1,689	1,308	1,043	0,798	de 9 m
	9,570	6,126	4,257	3,129	2,395	1,892	1,533	1,267	0,981	0,782	0,599	de 12 m

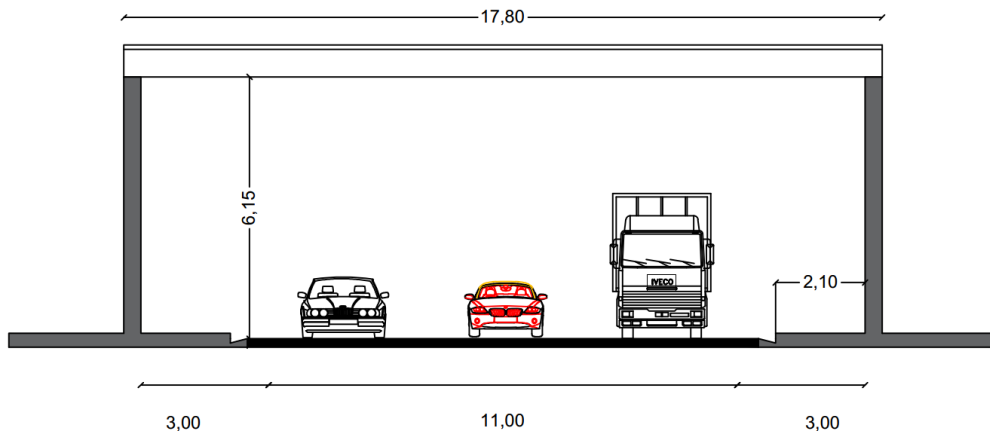
Fuente: Catálogo de productos Import Aceros

ANEXO D. DIMENSIONES DE AVENIDA JUBONES Y LUGAR DE ESTUDIO



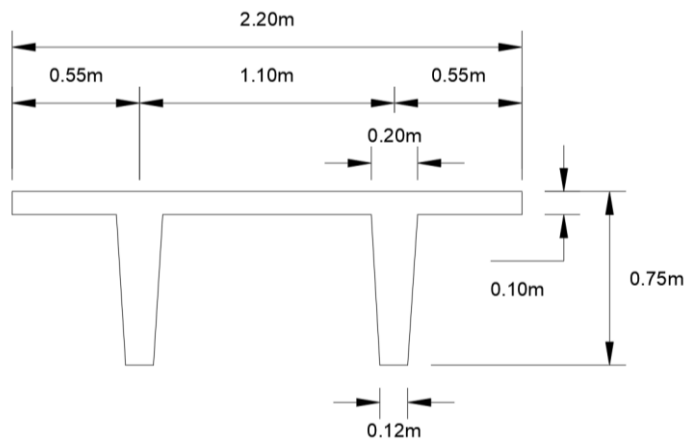
Fuente: El autor

ANEXO E. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL PUENTE PEATONAL



Fuente: El autor

ANEXO F. GEOMETRÍA DE LA VIGA DOBLE T



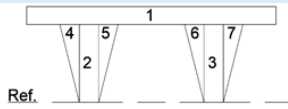
Fuente: El autor

ANEXO G. MEMORIA DE CÁLCULO

1.- ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas que se calculan a continuación, responden a las que va a soportar la mitad del elemento viga doble T que, por ser perfectamente simétrico, se analiza como una viga T.

CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGA DOBLE T (Teorema de Steiner)								
Figura	base	altura	área	distancia desde ref a centroide de cada figura		Inercia de cada figura	distancia entre centroide de cada figura y centroide global	Inercias parciales
N°	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	d (cm)	$M = A * d$ (cm ³)	I (cm ⁴)	n (cm)	$I + An^2$ (cm ⁴)
1	220	10	2200	70,00	154000,00	18333,33	16,91	647277,77
2	12	65	780	32,50	25350,00	274625,00	20,59	605365,56
3	12	65	780	32,50	25350,00	274625,00	20,59	605365,56
4	4	65	130	43,33	5633,33	30513,89	9,76	42893,74
5	4	65	130	43,33	5633,33	30513,89	9,76	42893,74
6	4	65	130	43,33	5633,33	30513,89	9,76	42893,74
7	4	65	130	43,33	5633,33	30513,89	9,76	42893,74
SUMA			4280		227233,33		INERCIA GLOBAL	2029583,85



distancia fibra inferior hasta eje centroidal	c bottom = M/A	53,09	cm
distancia fibra superior hasta eje centroidal	c top = H - c bottom	21,91	cm

CARGA MUERTA repartida

peso específico (hormigón armado 24kN/m³; hormigón simple 22 kN/m³)

$$\text{Peso propio (Pp)} = \frac{0.428m^2}{2} * \frac{24kN}{m^3} = 5.136 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga (Sc)

$$\text{acabado del piso} = 0.03m * 1.1m * \frac{22kN}{m^3} = 0.726 \text{ kN/m}$$

$$\text{bordillo de } 20cm * 20cm = 0.2m * 0.2m * \frac{24kN}{m^3} = 0.96 \text{ kN/m}$$

estructura de la cubierta y pasamanos

Tipo de perfil		Peso	Cantidad	Longitud	L. total	Peso Total
		kg/m	U	m	m	kg
Rectangular	75*75*2	4,50	22	2,50	55,00	247,50
Circular en cubierta	2''	2,43	21	2,75	57,75	140,33
Circular en pasamano	2''	2,43	48	2,07	99,36	241,44
Tipo G	100*50*15*2	3,38	2	20,20	40,40	136,55
Tipo G	80*50*15*3	3,06	5	20,20	101,00	309,06
Tipo de material		kg/m ²	m	m	m ²	kg
Policarbonato alveolar	4mm	4,80	20,2	3,00	51,51	247,25
TOTAL						1322,14
						12,97
CARGA REP.						0,73
CARGA REP. Por viga T						0,36

$$\text{Sobrecarga} = 0.726 \frac{kN}{m} + 0.96 \frac{kN}{m} + 0.36 \frac{kN}{m} = 2.05 \text{ kN/m}$$

$$\text{CARGA MUERTA repartida} = Pp + Sc = 5.14 \frac{kN}{m} + 2.05 \frac{kN}{m} = 7.19 \text{ kN/m}$$

CARGA VIVA peatonal

El ancho del tablero para cada viga es de 1.10 y la carga viva según NEC-SE-CG es de 4.8kN/m²

CARGA VIVA peatonal = 4.8 kN/m² * 1.1m = 5.28 kN/m

2.- SOLICITACIONES

Momentos flexionantes

Momento peso propio

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{5.136 \frac{kN}{m} * (17.8m)^2}{8} = 203.41 kN.m$$

$$M * 1.2 = 244.094 kN.m$$

Momento carga muerta

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{7.19 \frac{kN}{m} * (17.8m)^2}{8} = 284.76 kN.m$$

$$M * 1.2 = 341.712 kN.m$$

Momento por carga viva

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{5.28 kN * (17.8m)^2}{8} = 209.11 kN.m$$

$$M * 1.6 = 334.583 kN.m$$

3.- DISEÑO DE VIGAS DE SECCIÓN T Y RECTANGULAR SEGÚN EL ACI-318

Datos

$$M_U = 67629.5 kN.cm$$

$$M_U = 5985.716 kip.in$$

$$f'c = 5 ksi$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$f_{pu} = 270 ksi$$

$$f_{pe} = 0.55 * f_{pu} = 148.5 ksi$$

$$d_p = ASUMIDO = 19 in$$

$$\gamma_p = 0.4$$

$$b = 43.31 in$$

$$b_w = 4.72 in$$

$$\phi = 0.9$$

$$h_f = 4 in$$

$$\omega_p(1 - 0.59\omega_p) = M_U / (\phi * f'c * b * d_p^2)$$

$$\omega_p(1 - 0.59\omega_p) = \frac{5985.716}{0.9 * 5 * 43.31 * 19^2} = 0.085$$

$$\omega_p = 0.09$$

$$\omega_{p_{max}} = 0.319 * \frac{\beta_1 b_w}{b} + \frac{0.85(b - b_w)h_f}{bd_p} < 0.319\beta_1$$

$$\omega_{p_{max}} = 0.319 * \frac{0.8 * 4.72}{43.31} + \frac{0.85(43.31 - 4.72) * 4}{43.31 * 19}$$

$$\omega_{p_{max}} = 0.187 < 0.255 \quad \text{OK}$$

$$\omega_p \leq \omega_{p_{max}} \quad 0.09 \leq 0.187 \quad \text{OK}$$

Sección T

$$T_{np} = \omega_p * b * d_p * f'c$$

$$c = 1.18 \frac{\omega_p d_p}{\beta_1} < h_f$$

$$T_{np} = 0.089 * 43.31 * 19 * 5$$

$$c = 1.18 \frac{0.09 * 19}{0.8} < 4$$

$$T_{np} = 366.186 klb$$

$$c = 2.52 < 4$$

Para tendones adheridos

$$A_{ps} = \frac{b * d_p * f'c}{f_{pu}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\left(\frac{\beta_1}{\gamma_p}\right) * T_{np}}{b * d_p * f'c}} \right]$$

$$A_{ps} = \frac{43.31 * 19 * 5}{270} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\left(\frac{0.8}{0.4}\right) * 366.186}{43.31 * 19 * 5}} \right]$$

$$A_{ps} = 1.423 \text{ in}^2$$

$$\#cables \frac{1}{2} = \frac{A_{ps}}{0.153} = 9.3 \rightarrow 14 \text{ cables de liberado de esfuerzos}$$

Verificación de base para torones adheridos

base	$bw=12$	cm
espaciamento	$e=3$	cm
recubrimiento	$r=3$	cm
diámetro del torón	$\phi=1.27$	cm

$$b_{necesario} = 2 * r + 2 * \phi + e = 11.54 < b_w \quad \text{OK}$$

Se dispondrán los 14 torones en dos columnas por viga T

4.- ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS EN EL PRETENSADO

$$TL = ES + CR + SH + RE$$

ES = pérdidas por acortamiento elástico

$$ES = \frac{k_{es} * E_{ps} * f_{ci}}{E_{ci}}$$

$k_{es} = 1$ para elementos pretensados

E_{ps} = módulo de elasticidad de los tendones pretensados $28,5 \times 10^6$

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en psi

$$P_i = 0.75 * A_{ps} * f_{pu} = 0.75 * 2.142 * 270 = 433.755 \text{ klb}$$

$k_{ci} = 0.9$ para elementos pre – tensados

Mg = momento flector debido al peso muerto del componente pretensado

$$M = 0.12wl^2 = 0.12 * 0.352 * 58.4^2 = 144.06 \text{ klb.ft}$$

$$f_{ci} = k_{ci} \left(\frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e^2}{I} \right) - \frac{Mg * e}{I} = 0.9 \left(\frac{433.755}{331.7} + \frac{433.755 * 3^2}{24380.47} \right) - \frac{144.06 * 12 * 10.375}{24380.47}$$

$$f_{ci} = 0.585 \text{ ksi} = 585.36 \text{ psi}$$

$$ES = \frac{1 * 28.5 \times 10^6 * 585.36}{2.5 \times 10^6} = 6673.104 \text{ psi}$$

CR = pérdidas por deslizamiento del concreto

$$CR = k_{cr} * \left(\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\right) * f_{ci} - f_{cb}$$

$k_{cr} = 2$ para hormigón de peso normal

M_{sd} = momento flector producido por la carga de recubrimiento

$$M_{sd} = 0.12 * 0.05 * 58.4^2 = 20.463 \text{ klb/ft}$$

$$f_{cb} = \frac{M_{sd} * e}{I} = \frac{20.463 * 12 * 10.375}{24380.47} = 0.105 \text{ ksi} = 105 \text{ psi}$$

$$CR = 2 * \left(\frac{28.5 \times 10^6}{3 \times 10^6}\right) * (585.36 - 105) = 9126.84 \text{ psi}$$

SH = pérdidas debido al encogimiento del concreto

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * K_{sh} * E_{ps} \left(1 - 0.06 * \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

$k_{sh} = 1$ componentes pretensados

RH = humedad relativa (para Machala 75%)

$$\frac{V}{S} = \text{relación área perímetro} = \frac{331.7}{138.58} = 2.39$$

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * 1 * 28.5 \times 10^6 (1 - 0.06 * 2.39) (100 - 75) = 5004.69 \text{ psi}$$

RE = pérdidas debido al relajamiento de los tendones

$$RE = (k_{re} - J(ES + CR + SH)) * C$$

$$k_{re} = 5000$$

$$J = 0.04$$

$$f_{pi} = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{433.755}{2.142} = 202.5$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{202.5}{270} \text{ entonces } C = 1$$

$$RE = (5000 - 0.04(6673.104 + 9126.84 + 5004.69)) * 1 = 4167.814 \text{ psi}$$

$$TL = 4167.814 + 6673.104 + 9126.84 + 5004.69 = 24972.45 \text{ psi} = 24.98 \text{ ksi}$$

Pre-esfuerzo efectivo

$$P_e = P_i - TL * A_{ps} = 433.755 - 24.98 (2.142) = 380.26 \text{ klb}$$

Porcentaje de pérdidas

$$\% \frac{433.755 - 380.26}{433.755} = 0.123 \rightarrow 13\%$$

5.- EVALUACIÓN DE ESFUERZOS

ESUERZOS (sin pérdidas)

Datos

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi}$$

$$A_{cable} = 0.153 \text{ in}^2$$

$$\#cables = 14$$

$$M_{pp} = 24409.35 \text{ kN.cm} = 2160.41 \text{ klb.in}$$

$$M_{CM} = 34171.2 \text{ kN.cm} = 3024.407 \text{ Klb.in}$$

$$M_U = 67629.5 \text{ kN.cm} = 5985.716 \text{ klb.in}$$

$$f'c = 5 \text{ ksi}$$

$$A = 4280 \text{ cm}^2 = 663.40 \frac{\text{in}^2}{2} = 331.7 \text{ in}^2$$

$$I = 2029583.85 \text{ cm}^4 = 48760.95 \text{ in}^4 = 24380.475 \text{ in}^4$$

$$c_{top} = 21.91 \text{ cm} = 8.63 \text{ in}$$

$$c_{bottom} = 53.09 \text{ cm} = 20.90 \text{ in}$$

$$e_{centro} = 10.375 \text{ in}$$

$$e_{extremo} = 3 \text{ in}$$

Fuerza inicial de pre-esfuerzo

$$P = 0.85 * f_{pu} * A_{torón} * \#cables$$

$$P = 0.94 * 0.85 * 270 * 0.153 * 14$$

$$P = 462.094 \text{ klb}$$

$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (peso propio)}$$

$$c_{top}C = -\frac{462.094 \text{ klb}}{331.7 \text{ in}^2} + \frac{(450.424 \text{ klb})(10.375 \text{ in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4} - \frac{(2160.41 \text{ klb.in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

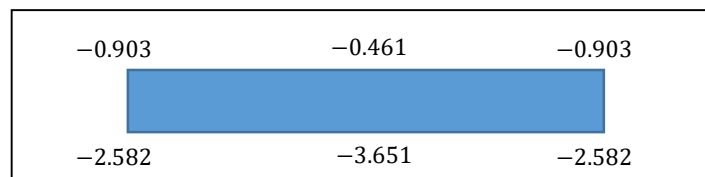
$$c_{bottom}C = -\frac{462.094 \text{ klb}}{331.7 \text{ in}^2} - \frac{(450.424 \text{ klb})(10.375 \text{ in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4} + \frac{(2160.41 \text{ klb.in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$c_{top}E = -\frac{462.094 \text{ klb}}{331.7 \text{ in}^2} + \frac{(450.424 \text{ klb})(3 \text{ in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$c_{bottom}E = -\frac{462.094 \text{ klb}}{331.7 \text{ in}^2} - \frac{(450.424 \text{ klb})(3 \text{ in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$-\frac{P}{A}$	$\pm \frac{Pec}{I}$	$\pm \frac{Mc}{I}$	= ESFUERZO (f)
-1,393	1,696	-0,764	-0,461 $f_{top} C$
-1,393	-4,110	1,852	-3,651 $f_{bottom} C$
-1,393	0,490		-0,903 $f_{top} E$
-1,393	-1,189		-2,582 $f_{bottom} E$

ESFUERZOS EN PLANTA



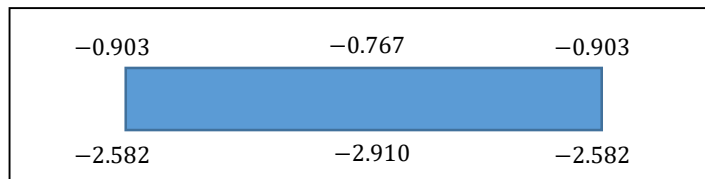
$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (carga muerta)}$$

$$C_{top} = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} - \frac{(3024.407 \text{ Klb.in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$C_{bottom} = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} + \frac{(3024.407 \text{ Klb.in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

-1,393	1,696	-1,070	-0,767 $f_{top} C$
-1,393	-4,110	2,593	-2,910 $f_{bottom} C$
-1,393	0,490		-0,903 $f_{top} E$
-1,393	-1,189		-2,582 $f_{bottom} E$

ESFUERZOS EN OBRA



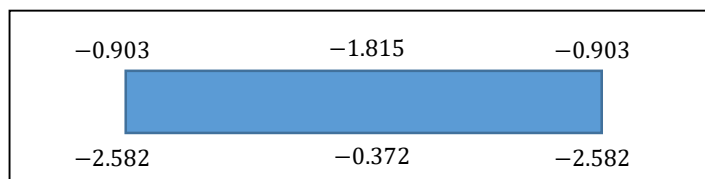
$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (carga muerta + carga viva)}$$

$$C_{top} = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} - \frac{(5985.716 \text{ klb.in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$C_{bottom} = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} + \frac{(5985.716 \text{ klb.in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

-1,393	1,696	-2,118	-1,815 $f_{top} C$
-1,393	-4,110	5,132	-0,372 $f_{bottom} C$
-1,393	0,490		-0,903 $f_{top} E$
-1,393	-1,189		-2,582 $f_{bottom} E$

ESFUERZOS EN SERVICIO



ESFUERZOS (con pérdidas)

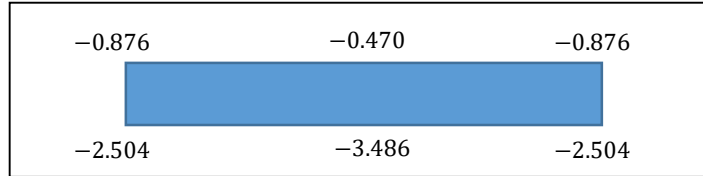
$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (peso propio)}$$

$$C_{top} = 0.97 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) - \frac{(2160.41 \text{ klb.in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$C_{bottom} = 0.97 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) + \frac{(2160.41 \text{ klb.in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

-1,393	1,696	-0,764	-0,470	$f_{top} C$
-1,393	-4,110	1,852	-3,486	$f_{bottom} C$
-1,393	0,490		-0,876	$f_{top} E$
-1,393	-1,189		-2,504	$f_{bottom} E$

ESFUERZOS EN PLANTA (pérdidas del 3%)



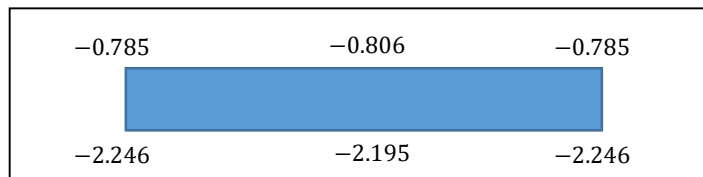
$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (carga muerta)}$$

$$C_{top} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) - \frac{(3024.407 \text{ Klb.in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$C_{bottom} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) + \frac{(3024.407 \text{ Klb.in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

-1,393	1,696	-1,070	-0,806	$f_{top} C$
-1,393	-4,110	2,593	-2,195	$f_{bottom} C$
-1,393	0,490		-0,785	$f_{top} E$
-1,393	-1,189		-2,246	$f_{bottom} E$

ESFUERZOS EN OBRA (pérdidas del 13%)



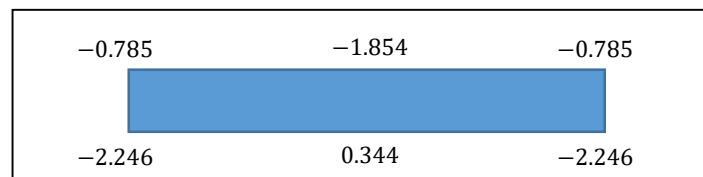
$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (carga muerta + carga viva)}$$

$$C_{top} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) - \frac{(5985.716 \text{ klb.in})(8.63 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

$$C_{bottom} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) + \frac{(5985.716 \text{ klb.in})(20.90 \text{ in})}{24380.475 \text{ in}^4}$$

-1,393	1,696	-2,118	-1,854	$f_{top} C$
-1,393	-4,110	5,132	0,344	$f_{bottom} C$
-1,393	0,490		-0,785	$f_{top} E$
-1,393	-1,189		-2,246	$f_{bottom} E$

ESFUERZOS EN SERVICIO (pérdidas del 13%)



Momentos críticos a 0.4 L

Momento peso propio

$$M = 0.12 * W * L^2 = 0.12 * 5.136 \frac{kN}{m} * (17.8m)^2 = 195.27 kN.m$$

$$M * 1.2 = 234.33 kN.m = 2074 klb * in$$

Momento carga muerta

$$M = 0.12 * W * L^2 = 0.12 * 7.19 \frac{kN}{m} * (17.8m)^2 = 273.37 kN.m$$

$$M * 1.2 = 328.04 kN.m = 2903.4 klb * in$$

Momento por carga viva

$$M = 0.12 * W * L^2 = 0.12 * 5.28 kN * (17.8m)^2 = 200.75 kN.m$$

$$M * 1.6 = 321.20 kN.m = 2842.86 klb * in$$

$$ESFUERZO (f) 0.4L = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (peso propio)}$$

$$C_{top} 0.4L \quad 0.97 \left(-\frac{450.424 klb}{331.7in^2} + \frac{(450.424 klb)(8.9 in)(8.63 in)}{24380.475 in^4} \right) - \frac{(2074 klb.in)(8.63 in)}{24380.475 in^4}$$

$$C_{bottom} 0.4L \quad 0.97 \left(-\frac{450.424 klb}{331.7in^2} - \frac{(450.424 klb)(8.9 in)(20.90 in)}{24380.475 in^4} \right) + \frac{(2074 klb.in)(20.90 in)}{24380.475 in^4}$$

$-\frac{P}{A}$	$\pm \frac{Pec}{I}$	$\pm \frac{Mc}{I}$	= ESFUERZO (f)
-1,393	1,455	-0,734	-0,674 $f_{top} 0.4L$
-1,393	-3,526	1,778	-2,993 $f_{bottom} 0.4L$

$$ESFUERZO (f) 0.4L = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (carga muerta)}$$

$$C_{top} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) - \frac{(2903.4 Klb.in)(8.63 in)}{24380.475 in^4}$$

$$C_{bottom} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) + \frac{(2903.4 Klb.in)(20.90 in)}{24380.475 in^4}$$

$-\frac{P}{A}$	$\pm \frac{Pec}{I}$	$\pm \frac{Mc}{I}$	= ESFUERZO (f)
-1,393	1,455	-1,027	-0,973 $f_{top} 0.4L$
-1,393	-3,526	2,489	-1,790 $f_{bottom} 0.4L$

$$ESFUERZO (f) = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I} \text{ (carga muerta + carga viva)}$$

$$C_{top} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) - \frac{(5746.26 klb.in)(8.63 in)}{24380.475 in^4}$$

$$C_{bottom} \quad 0.87 \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \right) + \frac{(5746.26 klb.in)(20.90 in)}{24380.475 in^4}$$

$-\frac{P}{A}$	$\pm \frac{Pec}{I}$	$\pm \frac{Mc}{I}$	= ESFUERZO (f)
-1,393	1,455	-2,033	-1,979 $f_{top} 0.4L$
-1,393	-3,526	4,926	0,647 $f_{bottom} 0.4L$

6.- ESFUERZOS ADMISIBLES

Table 24.5.2.1—Classification of prestressed flexural members based on f_t

Assumed behavior	Class	Limits of f_t
Uncracked	$U^{(1)}$	$f_t \leq 7.5\sqrt{f'_c}$
Transition between uncracked and cracked	T	$7.5\sqrt{f'_c} < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$
Cracked	C	$f_t > 12\sqrt{f'_c}$

Fuente: ACI 318

$$f'_c = 5 \text{ ksi} = 5000 \text{ psi}$$

$$f_t = 0.344 \text{ ksi} = 344 \text{ psi}$$

$$7.5\sqrt{5000} < 647 \leq 12\sqrt{5000}$$

$$530 < 647 < 848 \rightarrow \text{clase } T$$

Los esfuerzos admisibles se calculan en base a lo normado por la ACI-318 en su sección 24.5.3

$$f'_{ci} = 0.7f'_c = 3.5 \text{ ksi}$$

ESFUERZOS ADMISIBLES			
$0.7f'_{ci}$	>	876	
2450	>	876	OK
$0.6f'_{ci}$	>	470	
2450	>	470	OK
$6\sqrt{f'_{ci}}$	>	0	
355	>	0	OK
$3\sqrt{f'_{ci}}$	>	0	
177	>	0	OK
$0.45f'_c$	>	2246	
2250	>	2246	OK
$0.6f'_c$	>	2246	
3000	>	2246	OK

Esfuerzos que se muestran están en unidades psi

Como se observa, la viga no requiere de acero corrugado de refuerzo para controlar los esfuerzos en la parte longitudinal.

7.- ACEROS DE REFUERZO

Diseño a flexión

acero mínimo para flexión

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \geq 0.0033$$

$$\rho_{min} = 0.0035 \geq 0.0033$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0035 * 120 * 700 = 294 \text{ mm}^2$$

mediante tanteo, se elige 2Ø14mm → $A_s = 308 \text{ mm}^2$

Diseño a corte

Cortante último

$$V_U = \frac{W * l}{2}$$

$$V_U = \frac{W_{CM} * l}{2} + \frac{W_{CV} * l}{2}$$

$$V_U = \frac{1.2 * 7.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 17.8\text{m}}{2} + \frac{1.6 * 5.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 17.8\text{m}}{2}$$

$$V_U = 151.98 \text{ kN}$$

Cortante límite que no requiere refuerzo transversal

$$\phi = 0.75$$

$$V_U \leq \phi V_c$$

$$V_c = 0.42 * \gamma * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.42 * 1 * \sqrt{34.47} * 120 * 700 = 207132 = 207.132 \text{ kN}$$

$$151.98 \text{ kN} \leq 0.75 * 207.132$$

$$151.98 \text{ kN} \leq 155.35 \text{ kN}$$

por lo tanto solo se requiere acero mínimo

$$A_{v_{min}} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_y}$$

Asumo varilla de 10 mm para cortante 2 ramales = 157 mm²

$$s = \frac{A_v * f_y}{0.062 * \sqrt{f'c} * b_w} = \frac{157 * 420}{0.062 * \sqrt{34.47} * 120} = 1510\text{mm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Acero mínimo en losa

$$A_s = \rho * A_g = 0.0018 * 1000 * 100 = 180 \text{ mm}^2$$

mediante tanteo, se elige 7Ø6mm → $A_s = 198 \text{ mm}^2$

Malla electrosoldada de 15*15 Ø6mm

ANEXO H: MEMORIA FOTOGRÁFICA DEL LUGAR DE ESTUDIO



Toma de medidas de las veredas y calles, para el emplazamiento

