



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ALTERNATIVA DE PASO PEATONAL DE HORMIGÓN
PREESFORZADO SOBRE LA AVENIDA 25 DE JUNIO A NIVEL DEL
CENTRO COMERCIAL LA PIAZZA

AGUILAR LAPO ROBERTO YASMANY
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2020



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ALTERNATIVA DE PASO PEATONAL DE HORMIGÓN
PREESFORZADO SOBRE LA AVENIDA 25 DE JUNIO A NIVEL
DEL CENTRO COMERCIAL LA PIAZZA

AGUILAR LAPO ROBERTO YASMANY
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2020



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

ALTERNATIVA DE PASO PEATONAL DE HORMIGÓN PREENFORZADO SOBRE
LA AVENIDA 25 DE JUNIO A NIVEL DEL CENTRO COMERCIAL LA PIAZZA

AGUILAR LAPO ROBERTO YASMANY
INGENIERO CIVIL

ZARATE ENCALADA JOSE MARCELO

MACHALA, 11 DE DICIEMBRE DE 2020

MACHALA
11 de diciembre de 2020

Complexivo_Aguilar

por Roberto Yasmany AGUILAR LAPO

Fecha de entrega: 03-dic-2020 10:29p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1464224069

Nombre del archivo: Revision_Antiplagio_Aguilar.pdf (551.34K)

Total de palabras: 6192

Total de caracteres: 31551

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

El que suscribe, AGUILAR LAPO ROBERTO YASMANY, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado ALTERNATIVA DE PASO PEATONAL DE HORMIGÓN PREESFORZADO SOBRE LA AVENIDA 25 DE JUNIO A NIVEL DEL CENTRO COMERCIAL LA PIAZZA, 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.

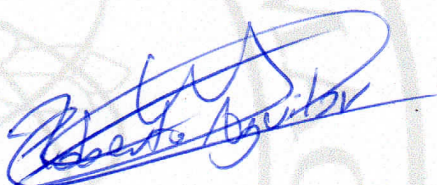
El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

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, 11 de diciembre de 2020



AGUILAR LAPO ROBERTO YASMANY
0703863894

Complejivo_Aguilar

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE
INTERNET

3%

PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

ENCONTRAR COINCIDENCIAS CON TODAS LAS FUENTES (SOLO SE IMPRIMIRÁ LA FUENTE SELECCIONADA)

1%

★ gist.github.com

Fuente de Internet

Excluir citas Activo

Excluir coincidencias Apagado

Excluir bibliografía Activo

DEDICATORIA

A mi familia y todas las personas que creyeron en mí.

Aguilar Lapo Roberto Yasmany

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Técnica de Machala por haberme permitido formar parte de su familia.

A mis docentes que supieron compartir sus conocimientos para poder formarme como profesional.

Aguilar Lapo Roberto Yasmany

RESUMEN

La elaboración de este proyecto está enfocado en brindar comodidad y seguridad para todos los ciudadanos que diariamente tienen que realizar un cruce complicado y riesgoso en una vía principal.[1]

La finalidad de este trabajo es diseñar la superestructura de un paso peatonal con elementos de hormigón preesforzado sobre la avenida 25 junio a la altura del Centro Comercial la Piazza debido a la dificultad que tienen los peatones al atravesar la avenida. La longitud total del puente es de 42,45 metros y una altura de paso libre desde la calzada hasta la parte inferior de la viga de 6 metros. Se propone el uso de dos vigas doble T para alcanzar esa distancia con una pila intermedia de soporte a más de las que se encuentran en los extremos. Las vigas doble T de hormigón pretensado tienen cada una 21,175 m de longitud, una altura de 0,75 metros, un ancho de 2,5 metros y a su vez cada viga consta de 20 tendones de acero de baja relajación con un diámetro de ½ pulgada. Además fueron diseñados, pasamanos, barandales, cubierta, escaleras y ascensores para favorecer a los ciudadanos con o sin discapacidad. Todos los criterios de diseño empleados fueron tomados de las respectivas normas: ACI, NEVI, ASSHTO, PCI, INEN.NEC.

Permitiendo así garantizar calidad de vida y seguridad para los usuarios de la avenida.[1]

PALABRAS CLAVES: Superestructura, paso peatonal, hormigón preesforzado

ABSTRACT

The development of this project is focused on providing comfort and safety for all citizens who daily have to make a complicated and risky crossing on a main road.[1]

25 June Avenue at the height of the La Piazza Shopping Center due to the difficulty pedestrians have when crossing the avenue. The total length of the bridge is 42.45 meters and a height of free passage from the carriageway to the bottom of the beam of 6 meters. The use of two double T-beams is proposed to reach that distance with an intermediate support pile to more than those found at the ends. The prestressed concrete double T-beams are each 21.175 m long, 0.75 meters high, 2.5 meters wide and each beam consists of 20 low relaxation steel tendons with a diameter of ½ inch. In addition, handrails, railings, deck, stairs and elevators were designed to favor citizens with or without disabilities. All the design criteria used were taken from the respective standards: ACI, NEVI, ASSHTO, PCI, INEN and NEC.

Thus, ensuring quality of life and safety for users of the avenue.[1]

KEYWORD: Superstructure, pedestrian crossing, prestressed concrete.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1. GENERALIDADES DEL OBJETO DE ESTUDIO	2
1.1 Título del proyecto	2
1.2 Ubicación.....	2
1.3 Problemática	3
1.4 Justificación	3
1.5 Hechos de interés.....	4
1.6 Objetivos	5
1.6.1 Objetivo general.....	5
1.6.2 Objetivos específicos.....	5
CAPITULO 2. FUNDAMENTO TEÓRICO-EPISTEMOLÓGICO DEL OBJETO DE ESTUDIO	5
2.1 Bases teóricas de la investigación	5
2.1.1 Reseña histórica	5
2.1.2 Conceptos y definiciones	6
CAPITULO 3. PROCESO METODOLÓGICO.....	10
3.1 Marco Metodológico.....	10
3.1.1 Normas para el criterio de diseño.....	10
3.1.2 Diseño de la superestructura	10
3.1.3 Diseño de elementos sometidos a flexión	10
3.1.4 Combinaciones y Factores De Carga.....	10
3.1.5 Esfuerzos admisibles	11
3.1.6 Flujo vehicular en la zona.....	11
3.1.7 Norma NEVI- 12 MTOP:.....	12
3.1.8 Normas NTE INEN:	12
3.1.9 INEN 004-1. Señalización vial. Parte 1. Señalización vertical.	13
3.1.10 Norma NEC-SE-HM-Hormigón-Armado	14
3.1.11 Norma NEC-SE-CG-Cargas no Sísmicas	14
3.1.12 Manual del proceso de expropiación de bienes inmuebles	14
CAPITULO 4. RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN.	14
4.1 Descripción y argumentación teórica de resultados.....	14
4.2 Conclusiones	20

4.3 Recomendaciones	20
5. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS	21
6. ANEXOS	24

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Planimetría ciudad de Machala	2
Figura 2. Puente peatonal, ubicado en el terminal terrestre de Guayaquil	8
Figura 3. Viga doble T	9
Figura 4. Ancho mínimo cruce peatonal	12
Figura 5. Señalética cruce de peatones	14
Figura 6. Dimensiones viga doble T	15
Figura 7. Fórmulas para cálculos de esfuerzos	17
Figura 8. Estimación de la excentricidad	18
Figura 9. Dimensiones de viga	24
Figura 10. Gráfico cortante crítico	42
Figura 11. Detalle de planos	43
Figura 12. Tubo estructural cuadrado	44
Figura 13. Tubo estructural redondo	45
Figura 14. Correa G	46
Figura 15. Cubierta metálica	47
Figura 16. Catálogo dimensiones de tendones	47
Figura 17. Especificaciones técnicas ascensor	48

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Límites para los esfuerzos a compresión en el concreto después de la aplicación del preesforzado	11
Tabla 2. Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del preesforzado	11
Tabla 3. Límites para los esfuerzos a compresión bajo cargas de servicio	11
Tabla 4. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante	15
Tabla 5. Cuadro de área e inercia	24
Tabla 6. Evaluación de cargas	25
Tabla 7. Mayoración de momentos	29
Tabla 8. Esfuerzos en planta sin pérdidas	30
Tabla 9. Esfuerzos en servicio sin pérdidas	31
Tabla 10. Esfuerzos admisibles a compresión en planta	32
Tabla 11. Esfuerzos admisibles a tracción en planta	33
Tabla 12. Esfuerzos admisibles a tracción en servicio	33
Tabla 13. Esfuerzos en planta con pérdidas	38
Tabla 14. Esfuerzos en servicio con pérdidas	39

INDICE DE ANEXOS

Anexo A. Viga doble T.....	24
Anexo B. Cuadro de áreas.....	24
Anexo C. Memoria de cálculos	25
Anexo D. Planos arquitectónicos, estructurales y de señalización	43
Anexo E. Catálogo DIPAC	44
Anexo F. Diámetro de tendones	47
Anexo G. Catálogo ascensor.....	48

INTRODUCCIÓN

La Avenida 25 de junio está diseñada para velocidades máximas de 60 km/h y a su vez por ser la arteria principal de ingreso a la ciudad de Machala por la cual transitan vehículos tanto livianos como pesados, en ella se presenta un elevado flujo vehicular que causa incomodidad a los peatones que deben usar la vía, debido a esta circunstancia cada vez existe mayor inseguridad vial, ya que los pocos pasos peatonales existentes no brindan la seguridad adecuada, creando un riesgo elevado de lesiones causadas por el tránsito hacia los adultos, niños, ancianos, ciclistas, deportistas y ciudadanos en general que desean atravesar la vía.

Anualmente cerca de 1.25 millones de personas mueren y otros 50 millones resultan lesionados por el tránsito en el mundo.[2]

Dentro de las lesiones causadas por el tránsito los atropellamientos representan a nivel mundial al menos la tercera parte de éstas; son eventos que habitualmente generan lesiones corporales incapacitantes e incluso pueden provocar la muerte. La mayor parte de atropellamientos se controlan con el diseño e implementación de medidas preventivas o correctivas; para esto es necesario la articulación compartida de varias entidades y disciplinas, profesionales de la salud pública, ingenieros e instituciones nacionales.[3]

Se cree que los primeros puentes estaban constituidos por elementos naturales como troncos que se dejaban caer en arroyos o un río, con el pasar del tiempo se mejoró y modernizaron técnicas y criterios hasta llegar a los tiempos actuales donde los puentes de hormigón armado, son un sistema muy usado por sus características de resistencia a compresión. Por último los puentes de Hormigón Preesforzado que son propuestos en este proyecto, tienen un mejor rendimiento en sus características debido a que los miembros como vigas están sujetas a preesfuerzos iniciales, que proporcionan mejores propiedades aumentando de manera significativa su rango elástico, mayorando su resistencia a flexión, disminuyendo la fisuración del hormigón, adquieren también características que permiten cubrir longitudes mayores.[1]

CAPITULO 1. GENERALIDADES DEL OBJETO DE ESTUDIO

1.1 Título del proyecto

Alternativa de paso peatonal de hormigón preesforzado sobre la avenida 25 de Junio a nivel del Centro Comercial La Piazza.

1.2 Ubicación

Uno de los requisitos importantes para que todo el sistema funcione adecuadamente es la ubicación de la estructura, de esta manera se escogió la avenida 25 de junio por ser el acceso principal a la ciudad de Machala, el lugar específico en cuestión es la zona donde se encuentra el Centro Comercial la Piazza ya que debido a su influencia comercial presenta un elevado flujo de visitantes especialmente los fines de semana y tomando en consideración que gran parte de los visitantes y trabajadores del lugar no cuentan con un vehículo propio, entonces deben hacer uso del transporte público y descender en la respectiva parada para aventurarse a atravesar la avenida por un paso peatonal inexistente, esta situación no es única se la puede observar en todo el tramo de la avenida 25 de junio donde existe aglomeración de personas.

Ubicación del paso peatonal elevado.

Machala, Avenida 25 de junio (Centro comercial La Piazza)

Figura 1. Planimetría ciudad de Machala



Fuente: GAD de Machala

1.3 Problemática

El desarrollo comercial de los últimos años que se ha presentado en la ciudad de Machala y el aumento de su parque automotor, ha causado que el tráfico sea cada vez más denso especialmente en las zonas urbanas, lo que causa inconvenientes y retrasos para los usuarios de las vías, esto influye directamente en los conductores, ya que cada vez que tienen la oportunidad de aumentar la velocidad de sus vehículos lo realizan descatando los límites de velocidad creando así peligro para los peatones, específicamente en los lugares de mucha concentración de transeúntes y donde no existen cruces peatonales adecuados. Este problema se puede apreciar claramente en la avenida 25 Junio, concretamente a la altura del Centro Comercial La Piazza debido a la elevada afluencia de personas sean estos clientes o trabajadores del lugar, puesto que al no contar con una semaforización idónea ni un paso peatonal debidamente diseñado se presenta un riesgo elevado de atropellamiento para los peatones que hacen uso de la avenida.

1.4 Justificación

La realización de este proyecto se basa en la dificultad y molestia que se produce al momento de atravesar la avenida 25 de Junio, puesto que debido al elevado flujo vehicular que en circunstancias supera velocidades de 60 km/h (límite máximo de velocidad), lo cual puede originar atropellamientos que derivan en lesiones a los peatones e incluso la muerte.

Por todos los motivos presentados anteriormente se requiere plantear el diseño de un paso peatonal elevado para favorecer a los usuarios del Centro Comercial La Piazza y comercios aledaños, con el fin de mejorar la accesibilidad y seguridad del peatón reduciendo así el riesgo de atropellamiento. Para la elaboración de este proyecto se utilizarán métodos de cálculo para la selección de los elementos preesforzados, tomando como guía para el diseño la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) y las demás normas que a ella se relacionan (ACI, PCI, INEN, NEVI). Este proyecto es realizado para favorecer y dar seguridad a los peatones con o sin discapacidad.

1.5 Hechos de interés

1.5.1 El efecto de un paso elevado en las lesiones de peatones en una carretera importante en Kampala.

El estudio que se realizó en el centro comercial de Nakawa, aproximadamente a seis kilómetros del centro de la ciudad de Kampala (Uganda), indica claramente en sus conclusiones que la prevalencia del uso del paso elevado para peatones fue baja y los hombres adultos fueron los menos propensos a usarlo. Los peatones tenían una alta percepción de riesgo, que no pareció influir en el uso del paso elevado. Los peatones tenían más probabilidades de lesionarse durante los flujos de tráfico lentos. Hubo más choques de tránsito y peatones heridos, pero menos muertes después de la construcción del paso elevado.[4]

1.5.2 Análisis de la percepción de seguridad en puentes peatonales.

EL estudio sobre la percepción de seguridad en el uso de puentes peatonales realizado en Tunja, capital del departamento de Boyacá, localizado 131 km al norte de Bogotá indica en sus resultados que el tiempo requerido para utilizar el puente peatonal, en comparación con el tiempo de cruzar la calle a nivel, es un factor determinante de la decisión de usar el puente peatonal. Por tal razón, los puentes peatonales deben tener un acceso rápido y estar ubicados lo más cerca posible al lugar donde se congrega el mayor número de personas, logrando así reducir el tiempo de caminata. Otro factor que influye en la probabilidad de que una persona decida usar un puente peatonal puede depender del período del día, ya que en las horas pico el flujo vehicular aumenta, haciendo más difícil cruzar la calle. Además la mayoría de los ciudadanos que optaron por la opción de usar el puente peatonal fueron personas mayores a los 35 años con nivel de estudio universitario.[5]

1.5.3 Modelos de deterioro de regresión estocástica para superestructuras de puentes de hormigón pretensado en california.

Esta investigación ha desarrollado una combinación determinista y enfoque estocástico para modelar el deterioro de la superestructura de puentes de hormigón pretensado basado en diferentes variables como: ancho de calzada, ancho de plataforma, tráfico medio diario, longitud de la estructura, tipo de estructura, luz máxima, etc. El análisis de sensibilidad ha explorado el impacto de cada variable en la calificación de la condición. Se ha encontrado que el ancho de la calzada y el ancho de la cubierta tienen el mayor impacto en la superestructura, así mismo la longitud de

la estructura tiene correlación negativa con el estado de la superestructura, por estas condiciones este tipo de estructuras deben inspeccionarse con mayor frecuencia.[6]

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Diseñar la superestructura de un paso peatonal de hormigón preesforzado sobre la avenida 25 de Junio a la altura del Centro Comercial La Piazza, basándose en las normas NEC, ACI y PCI, para proporcionar una mejor movilidad y mayor seguridad a los peatones en general.

1.6.2 Objetivos específicos

- Elaborar un diseño para la superestructura de un paso peatonal.
- Diseñar la superestructura con elementos prefabricados.
- Elaborar los planos arquitectónicos, estructurales y de señalización.

CAPITULO 2. FUNDAMENTO TEÓRICO-EPITEMOLÓGICO DEL OBJETO DE ESTUDIO

2.1 Bases teóricas de la investigación

Para poder conocer el funcionamiento, cambio y evolución de los puentes es sumamente necesario saber su historia, ya que con esta se tendrá conocimientos de una fuente confiable. Los puentes son la solución para superar obstáculos ya sean estos ríos, depresiones, etc. Para que de esta forma se pueda generar una comunicación entre los poblados, dependiendo de cada época se han utilizado materiales diferentes empezando por la madera hasta llegar al concreto y acero.[7]

2.1.1 Reseña histórica

Se estima que los primeros puentes pertenecían a la prehistoria (5 millones A.C.) considerando como un puente a un árbol que posiblemente fue dejado caer con el propósito de cruzar un río, así empezaron a desarrollarse ideas que cubrían necesidades.[1]

Los puentes de arco de piedra construidos por los romanos al haber adquirido técnicas en la construcción y desarrollado conocimientos sobre cimentación y así poco a poco se fueron mejorando las técnicas constructivas, años después de iniciarse los puentes

metálicos, fueron construidos consiguiendo que los materiales sean dúctiles haciéndolos más resistentes, por otro lado los puentes de hormigón armado, son una aleación del hormigón y el acero para mejorar las características de resistencia a compresión y de mayor proporción a esfuerzos de tracción, siendo puentes con un sistema muy usado en la actualidad. [1]

Por último los puentes de Hormigón pretensado, a diferencia de los puentes de hormigón armado que son diseñados con una armadura pasiva es decir, entra en un proceso de carga al soportar fuerzas exteriores que actúan sobre la estructura, en el pretensado la armadura es activa, se estiman consideraciones previas a la actuación de cargas como peso propio, carga muerta, viva y de tráfico, los miembros como vigas que son sujetos a preesfuerzos, adquieren mejores propiedades aumentando de manera significativa su rango elástico, mayorando su resistencia a flexión, disminuyendo la fisuración del hormigón, adquieren también características que permiten cubrir luces con longitudes mayores y otras sollicitaciones.[1]

Los inicios del preesforzado se dan en 1928 donde se empezó a utilizar cables de acero de alta resistencia aplicados a elementos preesforzados; y fue el francés **Eugene Freyssinet** quien los realizó, y a quien se le atribuye el desarrollo moderno del preesfuerzo.[8] Pero con el surgimiento de mejores y económicos métodos para emplear la tensión en cables de acero, hizo posible la aplicación del concreto preesforzado.[8]

2.1.2 Conceptos y definiciones

Puente: Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.[9]

Los puentes están principalmente alineados horizontalmente. En comparación con los edificios, hay menos necesidad de proporcionar alternativas, caminos para evitar la caída y el impacto de componentes estructurales.[10]

Superestructura: o también conocida como tablero del puente, conformada por la calzada, soporta las cargas rodantes transfiriéndolas a los apoyos, los materiales más utilizados para construir los tableros de los puentes son: concreto reforzado, concreto preesforzado y acero estructural. La superestructura transmite a la infraestructura su peso propio, las acciones de los vehículos o carga viva que circulan por ella.[11]

Subestructura: Está conformada por todos los elementos estructurales que dan apoyo a la superestructura, transfiriendo al suelo las cargas de la superestructura, las cargas

propias y las que actúan sobre ella, está constituida por estribos y una o varias pilas intermedias.[11]

Carga Muerta: El peso de los miembros soportados por la estructura, y los aditamentos o accesorios permanentes que probablemente estén presentes en una estructura en servicio.[12]

Carga viva: El valor de la carga viva lo establece la correspondiente normatividad.[13]

Peso Propio: Se determina a partir de las dimensiones del elemento y la densidad del material que lo constituye.[13]

Carga mayorada: La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia.[14]

Losa: La losa consiste en una placa de concreto reforzado o preesforzado, madera o metal, y sirve de tablero.[15]

Vigas: Las vigas son los elementos que soporta a la losa, se utiliza como elemento estructural vigas paralelas a la dirección del carril que soportan esfuerzos de componente vertical como son los de los peatones, vehículos, etc. y transmiten las cargas recibidas a las pilas y estribos del puente.[15]

Estribo: Puede definirse como una combinación de muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente y que a la vez transmite las cargas al suelo de cimentación, sostiene el relleno de tierra situado junto a su trasdós y también ofrece protección contra la erosión.[16]

Juntas de dilatación: Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran, las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.[9]

En el estudio de diseño sísmico de puentes con vigas prefabricadas propone el método de tapones sísmicos que se utilizan para transmitir la acción sísmica de diseño longitudinal a dos o tres pilares contiguos, preferiblemente los más altos, siempre que se conservan los requisitos de capacidad de servicio.[17]

Puente peatonal: Un puente peatonal es aquel que permite el paso de transeúntes sobre, vías de tráfico, cuerpos hechos de agua, valles en montañas. [8] Pueden ser

edificados en distintas formas, y en distintos materiales. Los tamaños son muy diversos desde pocos metros, a cientos de metros.[8]

Puentes de hormigón armado: El agua, agregado fino, agregado grueso y cemento son los materiales necesarios para la realización del hormigón que se pueden encontrar con facilidad en cualquier lugar y pueden ser mezclados de tal forma que sea posible crear cualquier estructura, la gran versatilidad de materiales de hormigón armado y acero de refuerzo han hecho de los puentes de hormigón armado una alternativa muy competitiva, estos proveen un costo de mantenimiento relativamente bajo.[7]

Puentes de hormigón preesforzados: La principal característica de los puentes pretensados es que los elementos que lo constituyen como lo son las vigas longitudinales son intencionalmente sometidas a esfuerzos de compresión, con el fin de incrementar la resistencia del hormigón en su aspecto más débil; tracción.[18]

Figura 2. Puente peatonal, ubicado en el terminal terrestre de Guayaquil



Fuente: Metroecuador

Concreto preesforzado: El concreto preesforzado con tendones de preesfuerzo adheridos y sin adherir, junto con el concreto reforzado de manera convencional, se han agrupado bajo el término genérico de concreto reforzado.[12]

El desarrollo de técnicas fiables de pretensado ha sido sin duda una innovación importante, permitiendo así que las construcciones de hormigón compitieran con éxito en áreas que anteriormente habían estado dominadas por el acero, incluidos puentes de grandes luces, edificios de gran altura.[19]

Vigas preesforzadas doble T: Estas vigas poseen gran flexibilidad a causa de sus características geométricas que le posibilita salvar claros grandes, y a su vez las vigas

doble T son utilizadas como un sistema de techos, entrepisos, muros de carga y muros para cerramiento para construir edificios comerciales.[8]

Figura 3. Viga doble T



Fuente: Conde

Acero de preesfuerzo: El acero de preesfuerzo es un acero de alto carbono, en forma de alambres sin recubrimiento, sometido a esfuerzo, el cual después de enfriarse, se le aplica un tratamiento térmico continuo, para eliminar los esfuerzos internos, y obtener ciertas propiedades y características.[8]

Torón: Refuerzo compuesto de un grupo de alambres retorcidos helicoidalmente, según lo establecido por el Instituto Americano del Concreto.[18]

Corrosión del acero: El proceso de corrosión del acero es afectado por muchos factores, como el tipo de acero y protección de superficies; impacto medioambiental; y la presencia de contaminantes, grietas y tensiones. La pérdida de material puede resultar en una reducción del área de la sección transversal y así aumentar el nivel de estrés para una carga determinada. Además, puede dar lugar a la iniciación de fracturas. En general, la pérdida del área de la sección transversal da como resultado una disminución en parámetros geométricos como el momento de inercia y radio de inercia.[20]

Pérdidas de esfuerzo en el pretensado: La pérdida de pretensado, debido a la contracción y fluencia de relajación de hormigón y acero, reduce la tensión del hormigón que a su vez afecta el desarrollo de la deformación del hormigón, incluyendo variación en la deformación elástica y recuperaciones por fluencia. Por lo tanto, es inapropiado tener en cuenta los efectos de la contracción y la fluencia del hormigón y la relajación del acero de forma independiente.[21]

La pérdida en el pretensado en consecuencia será relativamente pequeña incluso cuando hay una cantidad de tensión significativa en el refuerzo. Por otro lado, si hay una gran cantidad de refuerzo compresivo y el momento es grande la pérdida de pretensado debido a la fluencia puede hacerse grande.[22]

CAPITULO 3. PROCESO METODOLÓGICO

3.1 Marco Metodológico

3.1.1 Normas para el criterio de diseño

En este proyecto el diseñador se debe regir a las siguientes especificaciones técnicas y normas vigentes como son:

- ACI 318-99
- ASTM A36
- Normas NTE INEN
- Norma Ecuatoriana vial nevi-12-MTOP
- PCI handbook
- AASHTO-LRFD 2014
- Normas NEC

3.1.2 Diseño de la superestructura

Para realizar el diseño de un elemento, se parte de algunos valores conocidos, como material, tipo de sección, etc. En vigas y otros elementos sujetos a flexión, la fuerza axial es tan pequeña que se le puede despreciar para el diseño.[18]

3.1.3 Diseño de elementos sometidos a flexión

El diseño de elementos sometidos a flexión es de suma importancia, ya que prácticamente en toda estructura, gran parte de los elementos están sujetos a este tipo de esfuerzo que muchas veces domina el diseño.[18]

3.1.4 Combinaciones y Factores De Carga

Las combinaciones de carga correspondientes u sus factores pueden determinar observando tablas que brinda la Norma NEC-SE-CG en el capítulo 3.[23]

3.1.5 Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado debe ser: mínimo 0.80 fpu y máximo el valor recomendado por el fabricante, donde fpu es resistencia a la tracción del acero de preesforzado en MPa.[12]

Tabla 1. Límites para los esfuerzos a compresión en el concreto después de la aplicación del preesforzado

Ubicación	Límite del esfuerzo a compresión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.70 f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0.60 f'_{ci}$

Fuente: ACI-318

Tabla 2. Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del preesforzado

Ubicación	Límite del esfuerzo a tracción en el concreto
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.5\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$

Fuente: ACI-318

Tabla 3. Límites para los esfuerzos a compresión bajo cargas de servicio

Condición de carga	Límite del esfuerzo a compresión en el concreto
Preesfuerzo mas cargas permanentes en el tiempo	$0.45 f'_c$
Preesfuerzo más todas las cargas	$0.60 f'_c$

Fuente: ACI-318

3.1.6 Flujo vehicular en la zona

Existen aforos de tráfico realizados para proyectos de grado en la vía 25 de junio en las cercanías del paseo Shopping de Machala que se pueden adoptar pertinentes y equivalentes para el análisis del tráfico a la altura del centro comercial la Piazza.

Análisis del tráfico vehicular en la avenida 25 de junio junto al paseo shopping en la ciudad de Machala

Se estima que para el año 2019 exista un TPDA de 1829 autos, por lo que para el año 2040 aumentarán en un 119,03%. Mediante el aforo que se realizó, se determinó que

los días de mayor volumen vehicular se distribuyen de la siguiente manera para los carriles 1 y 2 el martes con 2299 y 6143 vehículos respectivamente, para el carril 3 el sábado con un valor de 3930 vehículos, y para el carril 4 el viernes con un valor de 4422 vehículos. Se ha detectado que, en la vía de estudio existe poca presencia por parte del personal de agentes de tránsito. Además, presenta varios accidentes de tránsito producidos por el incumplimiento de las normas de vialidad, conducir bajo las influencias del alcohol, realizar maniobras irresponsables con el fin de avanzar más rápido, transitar en un estado de fatiga o sueño, el uso del celular mientras conducen, el no usar el cinturón de seguridad.[24]

El estudio se desarrolló en la avenida 25 de Junio junto al centro comercial “El Paseo Shopping”, del cantón Machala, en donde los vehículos van en dirección noroeste hacia el sureste y también se estimó que el ancho de carril es de 3,6 metros.[24]

3.1.7 Norma NEVI- 12 MTOP:

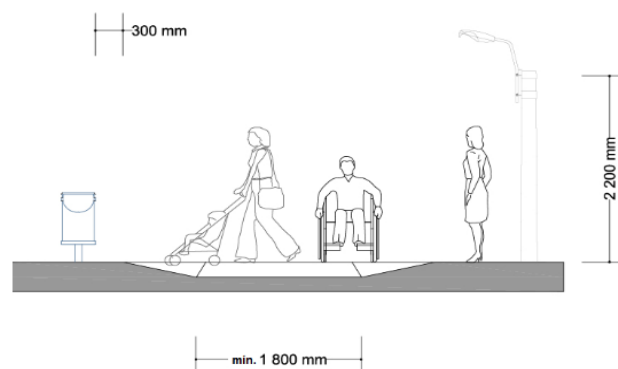
Ancho mínimo de autopista: El ancho efectivo de la sección transversal de los puentes de autopistas no debe variar, ya que debe ser igual al de la carretera.[25]

Altura libre en estructuras: La altura libre para estructuras de paso sobre una autopista debe de ser al menos de 6 metros sobre el ancho de la carretera, incluyendo carriles auxiliares y ancho usable de los espaldones.[25]

3.1.8 Normas NTE INEN:

Accesibilidad de las personas al medio físico. Cruces peatonales a nivel y desnivel: Los cruces peatonales deben tener un ancho mínimo, libre de obstáculos, de 1200 mm. Cuando se prevé la circulación simultánea, en distinto sentido, de dos sillas de ruedas, dos personas con andador, dos coches de bebés, dos coches livianos de transporte de objetos, el ancho mínimo debe ser de 1800 mm.[26]

Figura 4. Ancho mínimo cruce peatonal



Fuente: INEN 2246

Accesibilidad de las personas con discapacidad y movilidad reducida al medio físico. Vías de circulación peatonal.: Las vías de circulación peatonal deben estar libres de obstáculos en todo su ancho mínimo y desde el piso hasta un plano paralelo ubicado a una altura mínima de 2200 mm. Dentro de ese espacio no se pueden colocar elementos que lo invadan (por ejemplo: luminarias, rótulos, mobiliario, entre otros).[26]

Accesibilidad de las personas al medio físico. Circulaciones verticales. Escaleras.

Requisitos: El ancho mínimo libre de paso para escaleras debe ser de 1200 mm, comprendido entre pasamanos. La dimensión mínima de la huella debe ser de 280 mm y la dimensión máxima de la contrahuella debe ser de 180 mm en escaleras con acceso al público.[27]

Las escaleras con acceso al público deben tener tramos continuos sin descanso de hasta 10 escalones.[27]

Accesibilidad de las personas al medio físico. Circulaciones verticales. Ascensores.

Altura libre de la puerta: La altura mínima libre de paso de la puerta no debe ser inferior a 2000 mm.[28]

Ancho libre de puerta: El ancho libre de acceso del elevador debe ser mínimo de 800 mm.[28]

Cabina: El área útil mínima de la cabina accesible debe ser de 1,25 m² y ninguno de sus lados (ancho o profundidad) debe ser menor a 1 000 mm.[28]

3.1.9 INEN 004-1. Señalización vial. Parte 1. Señalización vertical.

Altura en zona urbana: En vías con aceras, para evitar obstrucciones a los peatones, la altura libre de la señal no debe ser menor a 2,00 m desde la superficie de la acera hasta el borde inferior de la señal.[29]

Orientación: Para evitar el deslumbramiento desde las superficies de las señales, estas deben ser orientadas con un ángulo de 5° y en dirección al tránsito que estas sirven.[29]

Cruce de peatones: Estas señales se utilizarán para indicar a peatones los lugares autorizados y seguros para cruzar una vía.[29]

Figura 5. Señalética cruce de peatones



Fuente: INEN 004-1

3.1.10 Norma NEC-SE-HM-Hormigón-Armado

Requisitos de resistencia: La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción.[14]

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

- $\phi P_n \geq P_u$
- $\phi M_n \geq M_u$
- $\phi V_n \geq V_u$ [14]

3.1.11 Norma NEC-SE-CG-Cargas no Sísmicas

Carga viva: Sobrecargas mínimas: Para patios y terrazas peatonales de 4,8 KN/m². [23]

3.1.12 Manual del proceso de expropiación de bienes inmuebles

Expropiación: Desposeimiento o privación de la propiedad, por causa de utilidad pública o interés social, a cambio de una indemnización previa.[30]

CAPITULO 4. RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN.

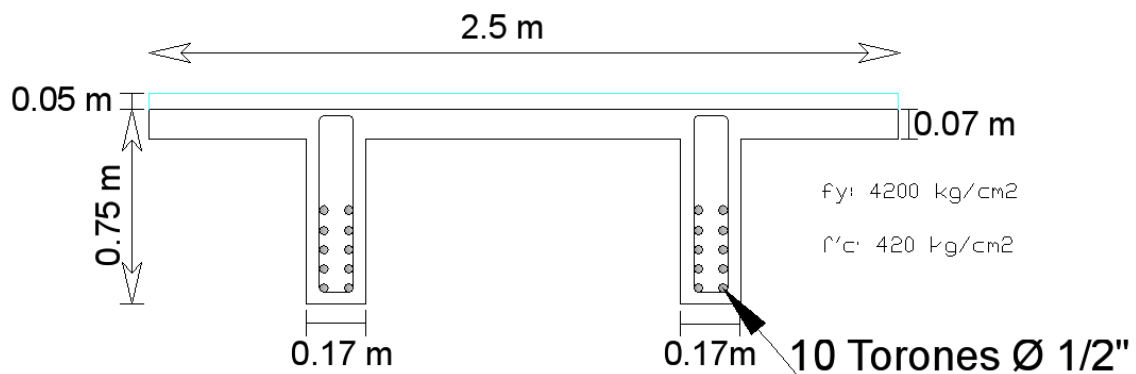
4.1 Descripción y argumentación teórica de resultados

4.1.1 Dimensiones Viga Doble T

A continuación se muestra la sección transversal de la viga diseñada por el autor.

La viga doble T diseñada es de 70 pies de luz máxima, ancho de tablero de 98,43 pulgadas, ancho de patín 2,5 pulgadas, ancho de alma de 7 pulgadas y altura de 29,53 pulgadas.

Figura 6. Dimensiones viga doble T



Fuente: Propia

Profundidad mínima

Para la altura mínima se utilizó la tabla 2.5.2 de la AASHTO, la cual para tramos continuos de vigas para estructuras peatonales se multiplica el valor de 0,030 por la luz de la viga. $0.03 * 21,175 m = 63,5cm$

Tabla 4. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2 (S+3)}{30}$	$\frac{(S+3)}{30} \geq 0.165m$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 0.165m$	$0,027 L \geq 0.165m$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: AASHTO

4.1.2 Evaluación de cargas

Todos los cálculos se realizaron para una sola viga doble T de 21,175 m (70 ft) de luz.

Se consideraron como sobrecarga los siguientes elementos:

Cubierta: La cubierta es de 21,175 m de longitud y 3 m de ancho que nos da un valor de 63,53 m² lo que se multiplica por el valor obtenido de peso por metro cuadrado del DIPAC de 2,4 kg/m² (Ver anexo E), obteniendo un peso de 152,46 Kg.

Cerchas: Se utilizaron 6 elementos donde se usaron 6 metros de tubo cuadrado de 100 mm para conformar cada elemento, que si se multiplica por el valor de peso lineal obtenido del DIPAC de 6,17 kg/m (Ver anexo E), obteniendo un peso de 222,12 Kg.

Columnas: Para los 12 elementos de 3 m de altura se usaron tubos cuadrados de 100 mm, que si se multiplica por el valor de peso obtenido del DIPAC de 6,17 kg/m (Ver anexo E), obteniendo un peso de 185,1 Kg.

Barandales: Para los 30 elementos de 1,3 m de altura se usaron tubos redondos de 2 pulgadas de diámetro, que si se multiplica por el valor de peso lineal obtenido del DIPAC de 1,82 kg/m (Ver anexo E), obteniendo un peso de 70,98 Kg.

Pasamanos: Para los 6 elementos de 21,175 m de longitud, se usaron tubos redondos de 2 pulgadas de diámetro, que si se multiplica por el valor de peso lineal obtenido del DIPAC de 1,82 kg/m (Ver anexo E), obteniendo un peso de 231,05 Kg.

Rieles: Para los 4 elementos que soportan la cubierta de 21,175 m de longitud, se usaron correas G de 100x50 mm, que si se multiplica por el valor de peso lineal obtenido del DIPAC de 3,38 kg/m (Ver anexo E), obteniendo un peso de 287,3 Kg.

Capa de rodadura: El espesor del mortero es de 5 cm con un ancho de tablero de 2,5, obteniendo un área de 0,125 m², que si se multiplica por el valor de peso específico del hormigón de 20 KN/m³, obteniendo un peso lineal de 2,5 KN/m.

Peso propio: El peso propio de la viga resulta de multiplicar su área de 0,403 m² por el peso específico del hormigón de 20 KN/m³, teniendo un peso lineal de 9,67 KN/m.

Sobrecarga: Sumando todos los valores de sobrecarga que se encuentran en Kg y transformando a KN para después dividir para la luz de la viga se obtiene un peso lineal de 0,53 KN/m. Lo que sumado al valor de la capa de rodadura de 2,5 KN/m nos da un total de 3,03 KN/m

Carga viva: Se multiplicó el valor tomado de la NEC de 4,8 KN/m² por el ancho del tablero de 2,5 m obteniendo un peso lineal 12 KN/m

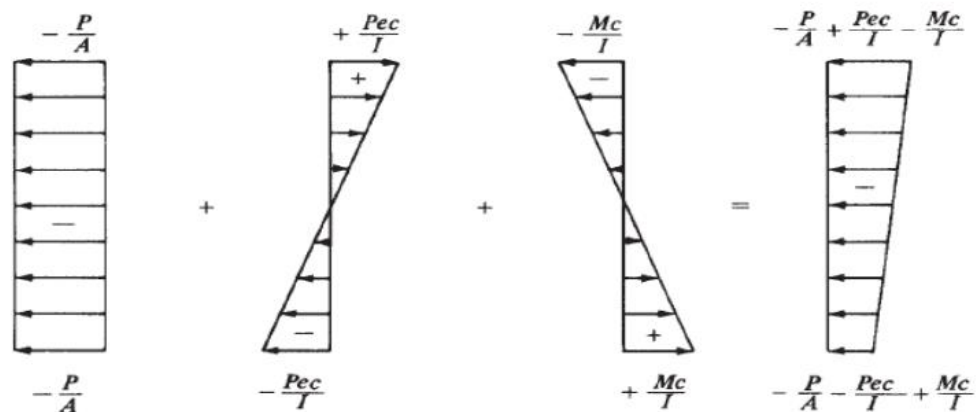
4.1.3 Cálculo del área

Para el cálculo del área e inercia se utilizó el teorema del eje paralelo, dando un resultado de 624,48 in², una inercia de 55696,52 in⁴ y una distancia al eje neutro desde la base de 19,33 in (ver anexo B).

4.1.4 Cálculo de esfuerzos

Para el respectivo cálculo de los esfuerzos sea en el centro y en los extremos se utilizaron las formulas de la hipótesis de diseño para hormigón preesforzado.

Figura 7. Fórmulas para cálculos de esfuerzos



Fuente: Archivos del Tutor facilitados en clase

Extremos

$$f_{top} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e * c}{I}$$

$$f_{bottom} = -\frac{P}{A} - \frac{P * e * c}{I}$$

Centro

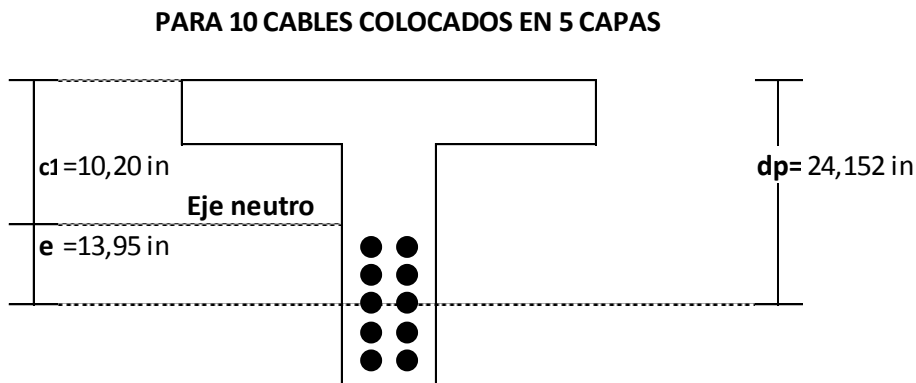
$$f_{top} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e * c}{I} - \frac{M * c}{I}$$

$$f_{bottom} = -\frac{P}{A} - \frac{P * e * c}{I} - \frac{M * c}{I}$$

4.1.5 Estimación de la excentricidad

Se colocaron 10 tendones de ½ in de diámetro con un área de 0,153 in² para una separación de 4,5 cm y 4,1 cm de recubrimiento (ver anexo C).

Figura 8. Estimación de la excentricidad



Fuente: Propia

4.1.6 Esfuerzos en planta y servicio sin pérdidas

Los esfuerzos en planta en los extremos en la fibra superior son de 0,299 KSI y en la fibra inferior -1,01KSI (Ver anexo C).

Los esfuerzos en planta en el centro en la fibra superior son de $-0,7$ KSI y en la fibra inferior 0,00003 KSI (Ver anexo C).

Los esfuerzos en servicio en los extremos en la fibra superior son de 0,299 KSI y en la fibra inferior -1,01 KSI (Ver anexo C).

Los esfuerzos en servicio en el centro en la fibra superior son de 0.2179 KSI y en la fibra inferior -1,98 KSI (Ver anexo C).

4.1.7 Calculo de pérdidas de pretensado

Tomando en consideración el reporte del ACI-ASCE estipulado en el PCI, se utilizó la siguiente fórmula:

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

El valor de la perdida calculado es del 14% (ver anexo C).

La humedad relativa de la ciudad es del 75% de acuerdo al Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la ciudad de Machala.[31]

4.1.8 Esfuerzos en planta y servicio con pérdidas

Los esfuerzos en planta en los extremos en la fibra superior son de 0,257 KSI y en la fibra inferior -0,875KSI (Ver anexo C).

Los esfuerzos en planta en el centro en la fibra superior son de $-0,748$ KSI y en la fibra inferior 0,165 KSI (Ver anexo C).

Los esfuerzos en servicio en los extremos en la fibra superior son de 0,257 KSI y en la fibra inferior -0,875 KSI (Ver anexo C).

Los esfuerzos en servicio en el centro en la fibra superior son de -1,68 KSI y en la fibra inferior 0,426 KSI (Ver anexo C).

4.1.9 Esfuerzos admisibles

Se verificó que los esfuerzos calculados no superen los esfuerzos admisibles estipulados en la Norma ACI-318.

En planta a compresión

Extremos: **no mayores a 0,7 F'ci**

Centro: **no mayores a 0,6 F'ci**

En planta a tracción

Extremos: **no mayores a $0,5\sqrt{F'ci}$**

Centro: **no mayores a $0,25\sqrt{F'ci}$**

En servicio a compresión

Extremos: **no mayores a 0,45 F'c**

Centro: **no mayores a 0,6 F'c**

En servicio a tracción

Extremos: **no mayores $0,62\sqrt{F'ci}$**

Centro: **no mayores a $0,62\sqrt{F'ci}$**

En el anexo C se encuentra detallado el proceso de cálculo.

4.1.10 Hormigón preesforzado

Los materiales a emplearse para el hormigón preesforzado son: hormigón con un peso unitario de 24 kN/m³, acero de refuerzo con fluencia mínima de 420 MPa.[25]

4.1.11 Escaleras

Las escaleras fueron diseñadas respetando los parámetros estipulados en la Norma INEN-2249, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: 17 y 30 cm para contrahuella y huella respectivamente, distribuidas en 4 tramos, cada tramo consta de 9 peldaños y un descanso de 1,9 metros que es igual al ancho libre de la escalera, todos los tramos suman un total de 40 peldaños que multiplicado por la altura de contrahuella nos entrega una altura de 6,8 metros que concuerda con la altura que existe desde la acera hasta la parte superior del tablero.

4.2 Conclusiones

- Se diseñó la superestructura con elementos preesforzados para el paso peatonal ubicado en la avenida 25 de junio a la altura del Centro Comercial la Piazza, basado en las normas vigentes (NEC, ACI, PCI, etc.), con lo que se mejora la movilidad y se da mayor seguridad a los peatones en general.
- Se diseñó y calculó la viga doble T para la superestructura del paso peatonal, sus dimensiones son: 21,175 metros de luz, 2,5 metros de ancho de tablero y 0,75 metros de altura. Para el acero de preesfuerzo se utilizaron 20 tendones de ½ pulgada de acero de baja relación. Se chequeó que los esfuerzos en planta y en servicio, se encuentren dentro de los máximos admisibles.
- Se elaboraron los planos arquitectónicos cumpliendo con las normas vigentes tanto para los elementos estructurales como para los de acceso al medio físico y señalización.
- Se ha beneficiado la seguridad de los peatones que frecuentan el Centro Comercial la Piazza con el diseño de un paso peatonal elevado debido a la inseguridad que existe al atravesar la avenida 25 Junio por pasos peatonales a nivel.

4.3 Recomendaciones

- Se debería realizar conteos vehiculares en la zona para obtener el dato exacto de flujo vehicular.
- Se debería fomentar el uso de elementos preesforzados debido a que estos reducen los tiempos de construcción, lo que es de importancia cuando se trata de vías de acceso principal.
- Se debería añadir dispositivos que reduzcan la velocidad de los vehículos antes de su llegada al paso peatonal.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] P. José, M. Tapia, G. Monserrath, S. Regalado, P. Xavier, and A. Webster, “Diseño de Paso Elevado Peatonal Basado en Elementos Prefabricados - Hormigón Pretensado,” Universidad del Azuay, 2012.
- [2] J. M. Rodríguez, F. Armino Camelo, and P. E. Chaparro, “Seguridad vial en Colombia en la década de la seguridad vial: resultados parciales 2010-2015,” *Rev. la Univ. Ind. Santander. Salud*, vol. 49, no. 2, pp. 280–289, 2017, doi: 10.18273/revsal.v49n2-2017001.
- [3] J. M. Rodríguez-Hernández and J. C. Campuzano-Rincón, “Medidas de prevención primaria para controlar lesiones y muertes en peatones y fomentar la seguridad vial,” *Rev. Salud Publica*, vol. 12, no. 3, pp. 497–509, 2010.
- [4] M. Mutto, O. C. Kobusingye, and R. R. Lett, “The effect of an overpass on pedestrian injuries on a major highway in Kampala - Uganda.,” *Afr. Health Sci.*, vol. 2, no. 3, pp. 89–93, Dec. 2002.
- [5] L. Márquez, “Análisis de la percepción de seguridad en puentes peatonales: una aproximación mediante modelación híbrida,” *Rev. Ing. Univ. Medellín*, vol. 14, no. 27, pp. 93–110, 2015, doi: 10.22395/rium.v14n27a6.
- [6] S. Hasan and E. Elwakil, “Stochastic regression deterioration models for superstructure of prestressed concrete bridges in California,” *J. Struct. Integr. Maint.*, vol. 4, no. 2, pp. 97–108, 2019, doi: 10.1080/24705314.2019.1603194.
- [7] Z. R. Borja Salazar, “Propuesta de adaptacion de los criterios para el diseño de la superestructura de puentes descritos en la norma AASHTO-LRFD 2014 a las condiciones específicas de Ecuador,” Escuela Politecnica Nacional, 2017.
- [8] S. Almeida Alarcon, “Diseños de vigas presforzadas aplicada a un paso peatonal y desarrollo de un software para su análisis y verificación,” Escuela Superior Politecnica del Litoral, 2012.
- [9] MSc.Ing. Arturo Rodriguez Serquen, “Puentes - AASHTO-LRFD 2014,” vol. 2014, no. 1, pp. 6–8, 2003.
- [10] U. Starossek, “Avoiding disproportionate collapse of major bridges,” *Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng.*, vol. 19, no. 3, pp. 289–297, 2009, doi: 10.2749/101686609788957838.

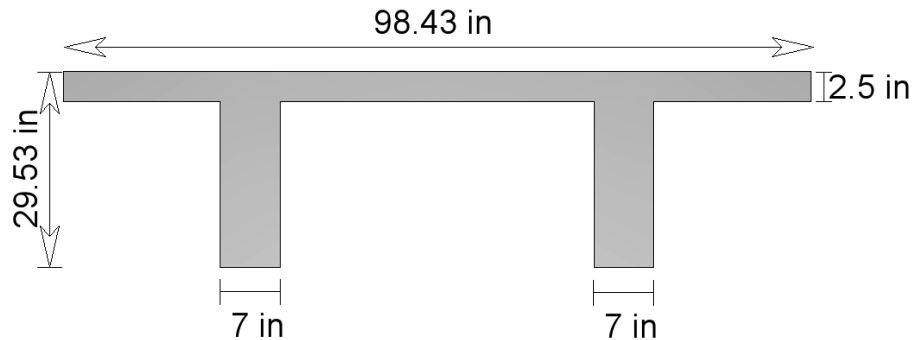
- [11] A. Pinto and R. Torres, "Incidencia de la norma AASHTO LRFD bridge design specifications en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto reforzado Impact of AASHTO LRFD bridge design specifications on analysis and design of reinforced concrete bridge decks," *Rev. Cienc. e Ing. Rev. Cienc. e Ing.*, vol. 36, no. 3, pp. 131–140, 2015.
- [12] W. S. Properzio, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)," *International Journal of Radiation Oncology, Biology, Physics*, vol. 10, no. SUPPL. 1. p. 169, 1984, doi: 10.1016/0360-3016(84)90476-0.
- [13] M. Susana and R. Alba, "Puente portátil peatonal desmontable para emergencias," *Rev. Legado Arquít. y Diseño*, no. 18, pp. 125–134, 2015.
- [14] N.-S.-H. Norma Ecuatoriana de Construcción, *NEC-SE-HM Estructuras de hormigón armado*. 2015.
- [15] Bach. Peralta Peralta Franklin Jhoel, "Diseño Estructural De Puentes Peatonales Sobre La Autopista Pimentel Chiclayo," 2018.
- [16] J. Tapias Salamanca and A. F. Pinzón Moreno, "Pre Diseño Para Un Modelo De Puente Peatonal En Intersecciones Viales Aplicadas a Calzadas De Alto Flujo Vehicular," Universidad Militar Nueva Granada, 2014.
- [17] I. Tegos, S. Tegou, and O. Markogiannaki, "Seismic design of precast I-beam bridges based on ductility," *Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng.*, vol. 23, no. 2, pp. 176–186, 2018, doi: 10.2749/101686613X13439149157434.
- [18] J. Barros Orozco, "Diseño de puentes con vigas postensadas tipo cajón, en la vía Santa Rosa-Huaquillas," Universidad Técnica de machala, 2017.
- [19] O. F. Hussien, T. H. K. Elafandy, A. A. Abdelrahman, S. A. Abdel Baky, and E. A. Nasr, "Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams," *HBRC J.*, vol. 8, no. 3, pp. 239–251, 2019, doi: 10.1016/j.hbrcj.2012.10.008.
- [20] M. Macho, P. Ryjáček, and J. Matos, "Fatigue Life Analysis of Steel Riveted Rail Bridges Affected by Corrosion," *Struct. Eng. Int.*, vol. 29, no. 4, pp. 551–562, 2019, doi: 10.1080/10168664.2019.1612315.
- [21] M. Yang, J. Gong, and X. Yang, "Refined calculation of time-dependent prestress losses in prestressed concrete girders," *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 16, no. 10, pp. 1430–1446, 2020, doi: 10.1080/15732479.2020.1712438.

- [22] R. F. Warner, "Simple Design Formulae for Evaluating Creep Effects in Prestressed Concrete Members," *Aust. J. Struct. Eng.*, vol. 16, no. 2, pp. 137–149, 2015, doi: 10.1080/13287982.2015.11465186.
- [23] N. Norma Ecuatoriana de Contruccion, "Cargas (No Sísmicas)," *Nec.* pp. 1689–1699, 2015.
- [24] R. Carpio jaramillo, "Análisis del Tráfico Vehicular en la Avenida 25 de Junio junto Al Paseo Shopping en la Ciudad de Machala," 2019.
- [25] Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, *Volumen No. 2 - Norma para estudios y diseños viales*, vol. Volumen 2A. 2012.
- [26] I. Instituto Ecuatoriano de Normalización, "NTE INEN 2246. Accesibilidad de las Personas al Medio Físico. Cruces Peatonales a Nivel y a Desnivel," *Inen.* p. 7, 2015.
- [27] I. Instituto Ecuatoriano de Normalización, "Acesibilidad de las personas al medio físico. Circulaciones verticales. Escaleras. Requisitos." p. 14, 2016.
- [28] I. Instituto Ecuatoriano de Normalizacion, "NTE INEN 3139 Accesibilidad de las personas al medio físico. Circulaciones verticales. Ascensores." 2016.
- [29] I. Instituto Ecuatoriano de Normalizacion, "INEN 004-1 Primera revisión - Señalización Vial. Parte 1," vol. 2, no. SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL. p. 103, 2011.
- [30] V. Arriaga Martínez and A. Córdova y Vázquez, "Manual del Proceso de Expropiación de Bienes Inmuebles," *Manual del Proceso de Ordenamiento Ecológico*, no. 1. p. 116, 2006.
- [31] Gobierno Autónomo Decentralizado de Machala, "Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Machala," *PDOT-Machala.* p. 522, 2018.

6. ANEXOS

Anexo A. Viga doble T

Figura 9. Dimensiones de viga

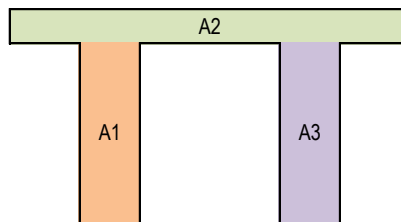


Fuente: Propia

Anexo B. Cuadro de áreas

Tabla 5. Cuadro de área e inercia

	(1) Áreas (in ²)	(2) y (in)	(3) (1)*(2)	(4) d (in)	(5) d ² (in ²)	(6) Inercias (in ⁴)	(7) (1)*(5)	(8) (6)+(7)
A1 =	189,21	13,515	2557,17315	5,82	33,8724	128,16	6408,9968	6537,16
A2 =	246,0625	28,28	6958,6475	8,95	80,1025	11520,07	19710,221	31230,29
A3 =	189,21	13,515	2557,17315	5,82	33,8724	11520,07	6408,9968	17929,07
Σ =	624,48 in ²		12072,9938					55696,52
Area=	0,403 m ²	Y=	19,333 in				Inercia=	55696,520 in ⁴



Fuente: Propia

El método del teorema del eje paralelo nos dice que para calcular el área de momento de inercia, debemos calcular el momento de inercia de segmentos más pequeños. Intentar dividir en secciones rectangulares simples. Se ha elegido dividir la sección en tres elementos rectangulares. Como lo hemos dividido en tres partes rectangulares, debemos calcular el momento de inercia de cada una de estas secciones. Es ampliamente conocido que el momento de inercia de la ecuación de un rectángulo sobre su eje centroidal es simplemente: $I = \frac{1}{12}bh^3$

Anexo C. Memoria de cálculos

Evaluación de cargas

Tabla 6. Evaluación de cargas

PESO PROPIO DE LA VIGA

AREA (m ²)	PESO ESP. (KN/m ³)	W _{Pp.Viga} (KN/m)
0,403	24	9,66938711

SOBRECARGA

LONGITUD (m)	W _{acumulada} (KN)	W _{acumulada} (KN/m)	W _{sobrecarga} (KN/m)
21,175	11,282	0,533	3,03277913

CARGA MUERTA

W _{Pp.Viga} (KN/m)	W _{sobrecarga} (KN/m)	W _{Dead} (KN/m)
9,66938711	3,033	12,702

CARGA VIVA

ANCHO (m)	CARGA Segun NEC (KN/m ²)	W _{Live} (KN/m)
2,5	4,800	12,000

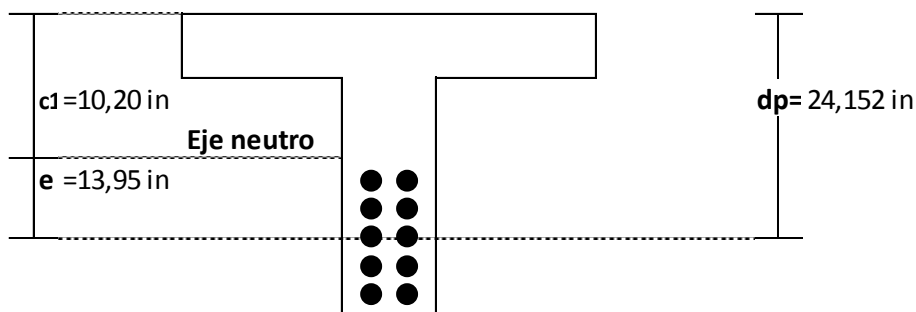
Fuente: Propia

Calculo de tendones

Se asumieron 10 tendones de ½ pulgada de diámetro con una separación de 4,5 cm y 4 cm de recubrimiento.

Estimación de la excentricidad

PARA 10 CABLES COLOCADOS EN 5 CAPAS



$$e = \text{distancia al eje neutro} - \text{recubrimiento} - (\text{separacion} \times 2) - (\text{diametro}/2) =$$

$$e = 19,33 \text{ in} - 1,6 \text{ in} - (2 * 1,8 \text{ in}) - (0,5/2 \text{ in}) = 13,95 \text{ in}$$

$$dp = c1 + e = 10,20 + 13,95 = 24,152 \text{ in}$$

Proceso para diseño de vigas preesforzadas

Para calcular del momento se utilizó para mayorar los factores de carga estipulados por la NEC, de 1,2 para carga muerta y 1,6 para carga viva.

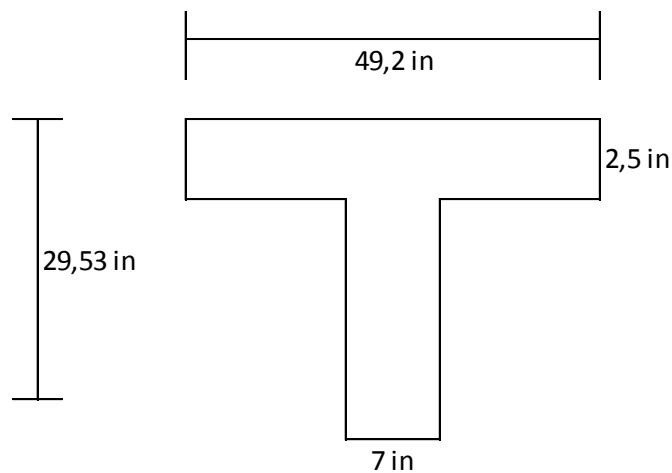
$$CM = 12.7 \text{ KN/m} = 0.861 \text{ Klb/ft}$$

$$CV = 12.0 \text{ KN/m} = 0.82 \text{ Klb/ft}$$

En el método utilizado se tomó solo la mitad de la viga doble T motivo por lo que las cargas se reducen a la mitad.

$$CM = 0.43 \text{ Klb/ft}$$

$$CV = 0.41 \text{ Klb/ft}$$



$$W = 1.2 LD + 1.6 LL$$

$$W = 1.2 (0,43) + 1.6(0,42) = 1,77 \frac{\text{Klb}}{\text{ft}}$$

$$Mu = \frac{W * l^2}{8} = \frac{1,77 * 70^2}{8}$$

$$Mu = 720,97 \text{ Klb} * \text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\gamma_p = 0.4$$

Peso específico del hormigón = 150 lb/ft³

$$F'c = 5 \text{ Ksi}$$

$$fpu = 270 \text{ Ksi}$$

$$fpe = 0.55 * fpu = 0,55 * 270 = 148.5 \text{ ksi}$$

Calcular Wp

$$Wp(1 - 0,59Wp) = \frac{Mu}{\phi * F'c * b * dp^2}$$

$$z = \frac{Mu}{\phi * b * f'c * dp^2} = 0,062$$

La ecuación fue desarrollada con la formula general para resolverla.

$$Wp = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * 0.59 * z}}{2 * 0.59} = 0.064$$

Wp max

$$\beta = 0.85 - 0.05(f'c - 4)$$

$$\beta = 0.85 - 0.05(5 - 4) = 0.8$$

$$Wmax = \frac{0.319 * \beta * bw}{b} + \frac{0.85 * (b - bw) * hf}{b * dp}$$

$$Wmax = 0.11$$

$$Wmax > Wp$$

$$0.11 > 0.064 \quad \text{cumple}$$

¿Viga T o Rectangular?

$$hf = 2,5 \text{ in}$$

Si c < hf Comportamiento de Viga rectangular

Si c > hf Comportamiento de Viga T

$$c = \frac{1.18 * Wp * dp}{\beta} = \frac{1.18 * 0.064 * 24,15}{0.8} = 2,35 \text{ in}$$

$c < hf$

2,35 in < 2,5 in cumple

$$Tnp = Wp * dp * b * f'c$$

$$Tnp = 0.064 * 24.15 * 49.21 * 5 = 413,66$$

No tendones adheridos

$$Aps = \frac{b * dp * F'c}{fpu} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\beta_1 * Tnp}{b * dp * F'c}}\right)$$

$$Aps = \frac{49,2 * 24,15 * 5}{270} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,4 * 413,66}{49,2 * 24,15 * 5}}\right)$$

$$Aps = 1,544 \text{ in}^2$$

$$Fps = \frac{Tnp}{Aps}$$

$$Fps = \frac{413,66}{1,54}$$

$$fps = 267,92 \text{ ksi}$$

$$fps \leq fpu$$

$$267,92 \leq 270 \text{ cumple}$$

$$A_{cable} = 0,153 \text{ in}^2$$

$$\# \text{ Tendones} = Aps/A_{cable} = 1,544/0.153 = 10,09 \text{ tendones}$$

Tendones finales = 10 de 1/2" en 5 capas.

Entonces se colocaran un total de 10 tendones de 1/2" distribuidos en 5 capas de dos elementos por capa

Esfuerzos sin pérdidas

Calculo de fuerza inicial de preesfuerzo

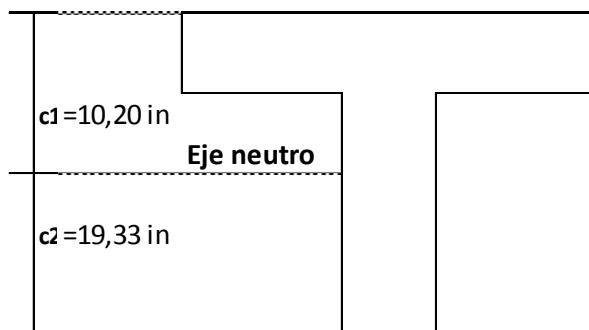
$$f_{pu} = 270 \text{ Ksi}$$

$$A_{cable} = 0,153 \text{ in}^2$$

$$P = 0,85 * f_{pu} * A_{cable} * \#tendones$$

$$P = 0,85 * 270 * 0,153 * 10$$

$$P = 313,95 \text{ Klb}$$



Luz viga= 70,0 ft

C_{top}= 10,2 in

C_{bottom}= 19,3 in

Area= 624,5 in²

Inercia= 55696,5 in⁴

e= 13,95 in

Mayoración de momentos

Para calcular del momento se utilizó los factores para mayorar cargas estipulados por la NEC, de 1,2 para carga muerta y 1,6 para carga viva

$$M = \frac{W * l^2}{8}$$

$$M_{PP} = 1.2 * \frac{0.661 * 70^2}{8} = 485,8 \text{ Klb} * ft$$

$$M_{CM} = 1.2 * \frac{0.104 * 70^2}{8} = 76,13 \text{ Klb} * ft$$

$$M_{CM} = 1.6 * \frac{0.82 * 70^2}{8} = 803,86 \text{ Klb} * ft$$

Tabla 7. Mayoración de momentos

PESO PROPIO (Klb*ft)	SOBRECARGA (Klb*ft)	CARGA VIVA (Klb*ft)
485,8030127	76,1382143	803,8615181

Fuente: Propia

Calculo de esfuerzos sin pérdidas

En planta

$$\boxed{-\frac{P}{A} \pm \frac{P * e * C}{I} \pm \frac{M * C}{I}}$$

En los extremos de la viga

Top

$$-\frac{313,95}{624,5} + \frac{313,95 * 13,95 * 10,2}{55696,5} = 0,299 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{313,95}{624,5} - \frac{313,95 * 13,95 * 19,3}{55696,5} = -1,01 \text{ Ksi}$$

En el centro de la viga

Top

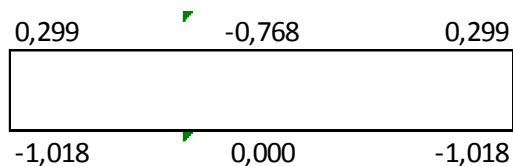
$$-\frac{313,95}{624,5} + \frac{313,95 * 13,95 * 10,2}{55696,5} + \frac{485,8 * 12 * 10,2}{55696,5} = -0,76 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{313,95}{624,5} - \frac{313,95 * 13,95 * 19,3}{55696,5} + \frac{485,8 * 12 * 19,3}{55696,5} = 0,000034,87 \text{ Ksi}$$

Tabla 8. Esfuerzos en planta sin pérdidas

	EXTREMOS	CENTRO
Ctop	0,299378802	-0,76794066
Cbottom	-1,01799614	3,4877E-05



Fuente: Propia

En servicio

$$\boxed{-\frac{P}{A} \pm \frac{P * e * C}{I} \pm \frac{M * C}{I}}$$

En los extremos de la viga

Top

$$-\frac{313,95}{624,5} + \frac{313,95 * 13,95 * 10,2}{55696,5} = 0,299 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{313,95}{624,5} - \frac{313,95 * 13,95 * 19,3}{55696,5} = -1,01 \text{ Ksi}$$

En el centro de la viga

Top

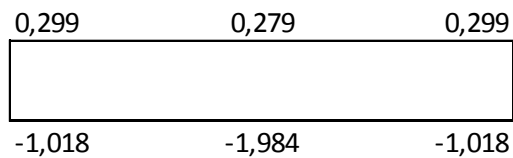
$$-\frac{313,95}{624,5} + \frac{313,95 * 13,95 * 10,2}{55696,5} + \frac{(485,8 + 76,13 + 803,86) * 12 * 10,2}{55696,5} = 0,279 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{313,95}{624,5} - \frac{313,95 * 13,95 * 19,3}{55696,5} + \frac{(485,8 + 76,13 + 803,86) * 12 * 19,3}{55696,5} = -1,98 \text{ Ksi}$$

Tabla 9. Esfuerzos en servicio sin pérdidas

	EXTREMOS	CENTRO
C_{top}	0,299378802	0,27854063
C_{bottom}	-1,01799614	-1,98398095



Fuente: Propia

Esfuerzos admisibles máximos sin pérdidas

Se utilizó las tablas de la norma ACI-318

$$F'c = 5 \text{ Ksi} = 5 * 6,894 = 34,47 \text{ MPa}$$

$$F'ci = 0,7 F'c$$

En planta a compresión

Extremos: **no mayores a 0,7 F'ci**

$$0,7 F'ci = 0,7 * (0,7 * 34,47) = 16,89 \text{ MPa}$$

$$1,018 \text{ Ksi} = 1,018 * 6,894 = 7,019 \text{ MPa}$$

Centro: **no mayores a 0,6 F'ci**

$$0,6 F'ci = 0,6 * (0,7 * 34,47) = 14,47 \text{ MPa}$$

$$0,768 \text{ Ksi} = 0,768 * 6,894 = 5,295 \text{ MPa}$$

Tabla 10. Esfuerzos admisibles a compresión en planta

	1,018 KSI	≤	0,7 F'ci	
Extremo	7,019 MPa	≤	16,892 MPa	Cumple
	0,768 KSI	≤	0,6 F'ci	
Centro	5,295 MPa	≤	14,479 MPa	Cumple

Fuente: Propia

En planta a tracción

Extremos: **no mayores a $0,5\sqrt{F'ci}$**

$$0,5\sqrt{F'ci} = 0,5 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 2,456 \text{ MPa}$$

$$0,299 \text{ Ksi} = 0,299 * 6,894 = 2,064 \text{ MPa}$$

Centro: **no mayores a $0,25\sqrt{F'ci}$**

$$0,25\sqrt{F'ci} = 0,25 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 1,228 \text{ MPa}$$

$$0 \text{ Ksi} = 0 * 6,894 = 0 \text{ MPa}$$

Tabla 11. Esfuerzos admisibles a tracción en planta

	0,299 KSI	\leq	$0,5\sqrt{F'ci}$	
Extremo	2,064 MPa	\leq	2,456 MPa	Cumple
	0,000 KSI	\leq	$0,25\sqrt{F'ci}$	
Centro	0,000 MPa	\leq	1,228 MPa	Cumple

Fuente: Propia

En servicio a compresión

Extremos: **no mayores a $0,45 F'c$**

$$0,6 F'ci = 0,45 * (34,47) = 15,5 \text{ MPa}$$

$$1,018 \text{ Ksi} = 1,018 * 6,894 = 7,019 \text{ MPa}$$

Centro: **no mayores a $0,6 F'c$**

$$0,6 F'ci = 0,6 * (34,47) = 20,6 \text{ MPa}$$

$$1,984 \text{ Ksi} = 1,984 * 6,894 = 13,67 \text{ MPa}$$

En servicio a tracción

Extremos: **no mayores $0,62\sqrt{F'ci}$**

$$0,62\sqrt{F'ci} = 0,62 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 3,046 \text{ MPa}$$

$$0,299 \text{ Ksi} = 0,299 * 6,894 = 2,064 \text{ MPa}$$

Centro: **no mayores a $0,62\sqrt{F'ci}$**

$$0,62\sqrt{F'ci} = 0,62 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 3,046 \text{ MPa}$$

$$0,279 \text{ Ksi} = 0,279 * 6,894 = 1,92 \text{ MPa}$$

Tabla 12. Esfuerzos admisibles a tracción en servicio

	0,299 KSI	\leq	$0,62\sqrt{F'ci}$	
Extremo	2,064 MPa	\leq	3,046 MPa	Cumple
	0,279 KSI	\leq	$0,62\sqrt{F'ci}$	
Centro	1,920 MPa	\leq	3,046 MPa	Cumple

Fuente: Propia

Se puede observar que los esfuerzos tanto en planta como en servicio no superan los límites máximos permitidos por lo tanto la viga no necesita acero normal corrugado de refuerzo.

Calculo de pérdidas de pretensado

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

TL= pérdidas totales

ES= perdidas por acortamiento elástico

CR= perdidas por deslizamiento del concreto

SH= perdidas debido al encogimiento del concreto

RE= perdidas debido a la relajación de los tendones

Acortamiento elástico

$$ES = \frac{K_{es} * E_p * f_{ci}}{E_{ci}}$$

$K_{es} = 1$ para elementos pretensados

$E_p =$ modulo de elasticidad de los tendones pretensados $28,5 \times 10^6$

$E_{ci} =$ modulo de elasticidad del concreto en Psi

$P_i = 0,75 * A_{ps} * f_{pu} = 0,75 * 1,54 * 270 = 311,85 \text{ Klb}$

$K_{ci} = 0,9$ para elementos pretensados

$M_g =$ momento flector debido al peso muerto del componente pretensado

$M_g = 0,12 + W_{CM} * L^2 = 0,12 * 0,33 * 70^2 = 194,04 \text{ Klb} * ft$

$$f_{ci} = K_{ci} \left(\frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e^2}{I} \right) - \frac{M_g * e}{I}$$

$$= 0,9 \left(\frac{311,85}{624,48} + \frac{311,85 * 13,95^2}{55696,5} \right) - \frac{194,04 * 12 * 13,95}{55696,5}$$

$f_{ci} = 0,8469 \text{ Ksi} = 846,9 \text{ Psi}$

$$ES = \frac{1 * 28,5 \times 10^6 * 846,9}{2,5 \times 10^6} = 9644,4 \text{ Psi}$$

Deslizamiento del concreto

$$CR = Kcr * \left(\frac{Eps}{Eci}\right) * fci - fcb$$

$Kcr = 1,6$ para concreto liviano

$Msd =$ momento flector producido por la carga de recubrimiento

$$Msd = 0,12 * 0,15 * 70^2 = 88,2 \text{ klb}$$

$$fci = \frac{Msd * e}{I} = \frac{88,2 * 12 * 13,95}{55696,5} = 0,265 \text{ Ksi} = 265,4 \text{ Psi}$$

$$CR = 1,6 * \left(\frac{28,5 \times 10^6}{3 \times 10^6}\right) * 846,9 - 265,4 = 8838,8 \text{ Psi}$$

Encogimiento del concreto

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} * Ksh * Eps \left(1 - 0,06 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

$Ksh = 1$ componentes pretensados

$RH =$ humedad relativa (Para Machala 75%)

$$\frac{V}{S} = \text{relacion area perimetro} = \frac{624,48}{323,97} = 1,92$$

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} * 1 * 28,5 \times 10^6 (1 - 0,06 * 1,92) * (100 - 75) = 5169,44 \text{ Psi}$$

Relajación de los tendones

$$RE = (Kre - J(ES + CR + SH)) * C$$

$Kre = 5000$

$J = 0,04$

$$fpi = \frac{Pi}{Aps} = \frac{311,85}{1,54} = 202,5 \text{ Ksi}$$

$$\frac{fpi}{fpu} = \frac{202,5}{270} = 0,75 \text{ entonces } C = 1$$

$$RE = (5000 - 0,04(9644,4 + 8838,38 + 5169,44)) * 1 = 4061,008 \text{ Psi}$$

Pérdidas totales

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

$$TL = 9644,4 + 8838,8 + 5169,44 + 4061,008 = 27514,6 \text{ psi} = 27,51 \text{ Ksi}$$

Fuerza de preesfuerzo final

$$Pe = Pi - TL(Aps) = 311,85 - 27,51(1,54) = 269,4 \text{ klb}$$

Porcentaje de pérdidas

$$\% = \frac{311,85 - 269,4}{311,85} = 13,610 = 14\%$$

El porcentaje de pérdidas de la fuerza de preesfuerzo es del 14%

Esfuerzos con pérdidas

Calculo de fuerza inicial de preesfuerzo

$$fpu = 270 \text{ Ksi}$$

$$A_{cable} = 0,153 \text{ in}^2$$

$$P = 0,85 * fpu * A_{cable} * \#tendones = 0,85 * 270 * 0,153 * 10$$

$$P = 313,95 \text{ Klb}$$

$$\text{porcentaje de perdidas} = \% 14$$

$$313,95 \text{ Klb} * 0,14 = 43,95 \text{ Klb}$$

$$P = 313,95 - 43,95 = 270 \text{ Klb}$$

Luz viga= 70,0 ft

Ctop= 10,2 in

Cbottom= 19,3 in

Area= 624,5 in²

Inercia= 55696,5 in⁴

e= 13,95 in

Mayoración de momentos

Para calcular del momento se utilizó los factores para mayorar cargas estipulados por la NEC, de 1,2 para carga muerta y 1,6 para carga viva.

$$M = \frac{W * l^2}{8}$$

$$M_{PP} = 1.2 * \frac{0.661 * 70^2}{8} = 485,8 \text{ Klb} * \text{ft}$$

$$M_{CM} = 1.2 * \frac{0.207 * 70^2}{8} = 76,13 \text{ Klb} * \text{ft}$$

$$M_{CM} = 1.6 * \frac{0.82 * 70^2}{8} = 803,86 \text{ Klb} * \text{ft}$$

Calculo de esfuerzos con pérdidas

En planta

$$\boxed{-\frac{P}{A} \pm \frac{P * e * C}{I} \pm \frac{M * C}{I}}$$

En los extremos de la viga

Top

$$-\frac{270}{624,5} + \frac{270 * 13,95 * 10,2}{55696,5} = 0,257 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{270}{624,5} - \frac{270 * 13,95 * 19,3}{55696,5} = -0,875 \text{ Ksi}$$

En el centro de la viga

Top

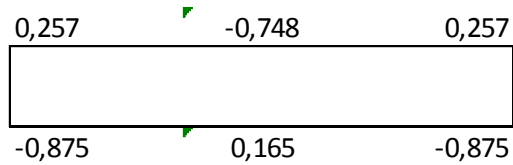
$$-\frac{270}{624,5} + \frac{270 * 13,95 * 10,2}{55696,5} + \frac{485,8 * 12 * 10,2}{55696,5} = -0,747 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{270}{624,5} - \frac{270 * 13,95 * 19,3}{55696,5} + \frac{485,8 * 12 * 19,3}{55696,5} = 0,165 \text{ Ksi}$$

Tabla 13. Esfuerzos en planta con pérdidas

	EXTREMOS	CENTRO
Ctop	0,25746577	-0,74759339
Cbottom	-0,87547668	0,16528435



Fuente: Propia

En servicio

$$-\frac{P}{A} \pm \frac{P * e * C}{I} \pm \frac{M * C}{I}$$

En los extremos de la viga

Top

$$-\frac{270}{624,5} + \frac{270 * 13,95 * 10,2}{55696,5} = 0,257 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{270}{624,5} - \frac{270 * 13,95 * 19,3}{55696,5} = -0,875 \text{ Ksi}$$

En el centro de la viga

Top

$$-\frac{270}{624,5} + \frac{270 * 13,95 * 10,2}{55696,5} + \frac{(485,8 + 76,13 + 803,86) * 12 * 10,2}{55696,5} = -1,682 \text{ Ksi}$$

Bottom

$$-\frac{270}{624,5} - \frac{270 * 13,95 * 19,3}{55696,5} + \frac{(485,8 + 76,13 + 803,86) * 12 * 19,3}{55696,5} = 0,426 \text{ Ksi}$$

Tabla 14. Esfuerzos en servicio con pérdidas

	EXTREMOS	CENTRO
C_{top}	0,25746577	-1,68299555
C_{bottom}	-0,87547668	0,42647796

0,257	-1,683	0,257
-0,875	0,426	-0,875

Fuente: Propia

Esfuerzos admisibles máximos con pérdidas

Se utilizó las tablas de la norma ACI-318

$$F'c = 5 \text{ Ksi} = 5 * 6,894 = 34,47 \text{ MPa}$$

$$F'ci = 0,7 F'c$$

En planta a compresión

Extremos: **no mayores a 0,7 F'ci**

$$0,7 F'ci = 0,7 * (0,7 * 34,47) = 16,89 \text{ MPa}$$

$$0,875 \text{ Ksi} = 0,875 * 6,894 = 6,036 \text{ MPa}$$

Centro: **no mayores a 0,6 F'ci**

$$0,6 F'ci = 0,6 * (0,7 * 34,47) = 14,47 \text{ MPa}$$

$$0,748 \text{ Ksi} = 0,748 * 6,894 = 5,154 \text{ MPa}$$

En planta a tracción

Extremos: **no mayores a $0,5\sqrt{F'ci}$**

$$0,5\sqrt{F'ci} = 0,5 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 2,456 \text{ MPa}$$

$$0,257 \text{ Ksi} = 0,299 * 6,894 = 1,775 \text{ MPa}$$

Centro: **no mayores a $0,25\sqrt{F'ci}$**

$$0,25\sqrt{F'ci} = 0,25 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 1,228 \text{ MPa}$$

$$0,165 \text{ Ksi} = 0,165 * 6,894 = 1,14 \text{ MPa}$$

En servicio a compresión

Extremos: **no mayores a 0,45 F'c**

$$0,6 F'ci = 0,45 * (34,47) = 15,5 MPa$$

$$0,875 Ksi = 0,875 * 6,894 = 6.036 MPa$$

Centro: **no mayores a 0,6 F'c**

$$0,6 F'ci = 0,6 * (34,47) = 20,6 MPa$$

$$1,683 Ksi = 1,683 * 6,894 = 11,604 MPa$$

En servicio a tracción

Extremos: **no mayores 0,62√F'ci**

$$0,62\sqrt{F'ci} = 0,62 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 3,046 MPa$$

$$0,257 Ksi = 0,257 * 6,894 = 1,775 MPa$$

Centro: **no mayores a 0,62√F'ci**

$$0,62\sqrt{F'ci} = 0,62 * \sqrt{(0,7 * 34,47)} = 3,046 MPa$$

$$0,426 Ksi = 0,426 * 6,894 = 2,940 MPa$$

Se puede observar que los esfuerzos tanto en planta como en servicio no superan los límites máximos permitidos por lo tanto la viga no necesita acero normal corrugado de refuerzo.

Diseño a corte

Cortante ultimo

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

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

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

$$Vu = \frac{12,7 \frac{KN}{m} * 21,175 m}{2} + \frac{12 \frac{KN}{m} * 21,175 m}{2}$$

$$Vu = 263,45 KN$$

Cortante limite que no requiere refuerzo transversal

$$Vu \leq \frac{1}{2} \phi V_c$$

V_c = cortante proporcionado por el hormigon

$$Vu = \frac{\sqrt{F'c}}{6} * b * d$$

$$F'c = 5 \text{ Ksi} = 5 * 6,894 = 34,47 \text{ MPa}$$

$$b = 7 \text{ in} = 0,18 \text{ m}$$

$$d = 24,15 \text{ in} = 0,61 \text{ m}$$

$$Vc = \frac{\sqrt{34,47 \text{ MPa}}}{6} * 0,18 \text{ m} * 0,61 \text{ m} = 0,10744 \text{ MN} = 107,44 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,75$$

$$263,45 \leq \frac{1}{2} * 0,75 * 107,44$$

$$263,45 \leq 40,29$$

Cortante límite para acero mínimo

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$263,45 \leq 0,75 * 107,44$$

$$263,45 \leq 80,58$$

Diseño acero mínimo

$$\text{Separacion maxima} = \frac{d}{2} = \frac{0,61 \text{ m}}{2} = 0,305 \text{ m} = 30,5 \text{ cm}$$

Asumo una separacion de 30 cm y un fy de 420 MPa

$$As = 0,62 * \sqrt{F'c} * \frac{b * s}{fy}$$

$$As = 0,62 * \sqrt{34,47} * \frac{0,18 * 0,3}{420} = 0,00004648 \text{ m}^2$$

$$As = 0,35 * \frac{b * s}{fy}$$

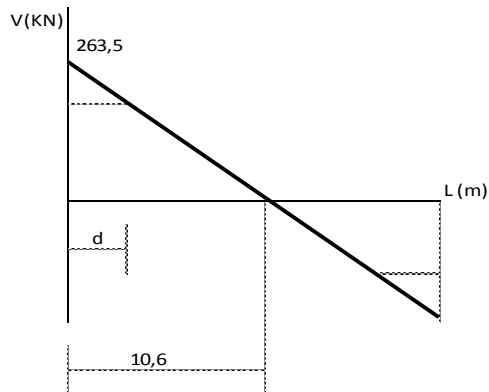
$$As = 0,35 * \frac{0,18 * 0,3}{420} = 0,000045 \text{ m}^2$$

Se debe tomar el valor mayor que en este caso es de 0,00004648 m²

Tomado una varilla de 10 mm de diametro que da un área de 0,000078 m², cubre el valor de área de acero calculado anteriormente. Entonces colocaremos estribos de 10mm cada 30 cm para acero mínimo.

Cortante Crítico

Figura 10. Gráfico cortante crítico



Fuente: Propia

Obtengo el valor del cortante crítico por relación de triángulos

$$\frac{Vu}{l/2} = \frac{Vcri}{d}$$

$$\frac{263,5KN}{10,6m} = \frac{Vcri}{0,61m}$$

$$Vcri = 248,14KN$$

Entonces

$$Vcri \leq \phi V_c + \phi V_s$$

V_s = cortante aportado por el acero

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 107,44 KN = 80,58 KN$$

$$\phi V_s = 0,75 \frac{As \cdot fyt \cdot d}{s}$$

Asumiendo

Varilla de 12 mm de diametro

Y una separacion de 20 cm

$$As = 1,13 \text{ cm}^2 = 0,000113 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ ramales} = 0,000226 \text{ m}^2$$

$$\phi V_s = 0,75 \frac{0,000226 \cdot 420 \cdot 0,61}{0,2} = 217,129 KN$$

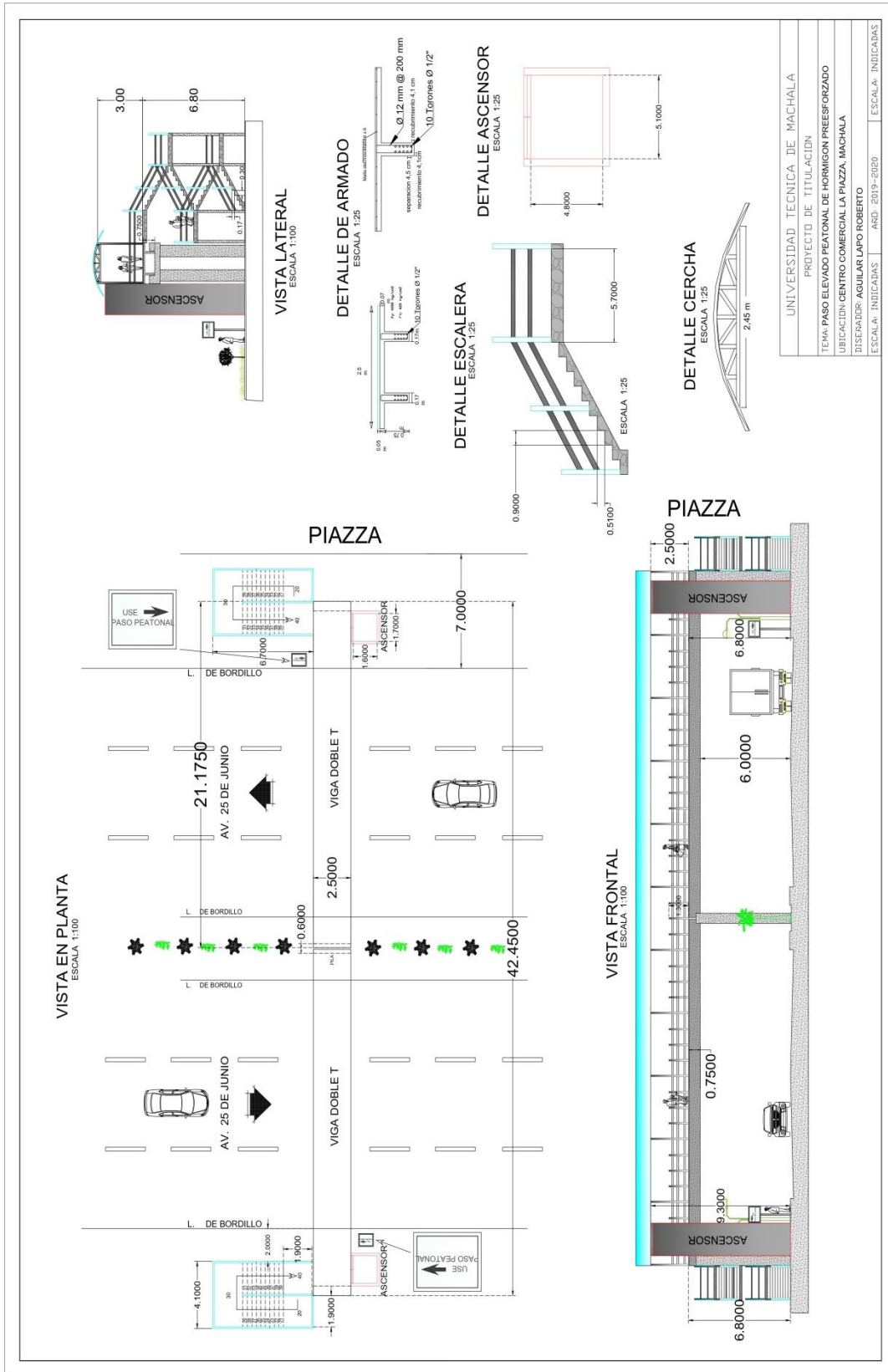
$$248,14 \leq 80,58 + 217,129$$

$$248,14 KN \leq 297,7 KN$$

El estribo a colocarse para cortante será de varilla de 12 mm de diametro cada 20 cm, el cual también se podrá colocar también en la zona de refuerzo mínimo.

Anexo D. Planos arquitectónicos, estructurales y de señalización

Figura 11. Detalle de planos



Fuente: Propia

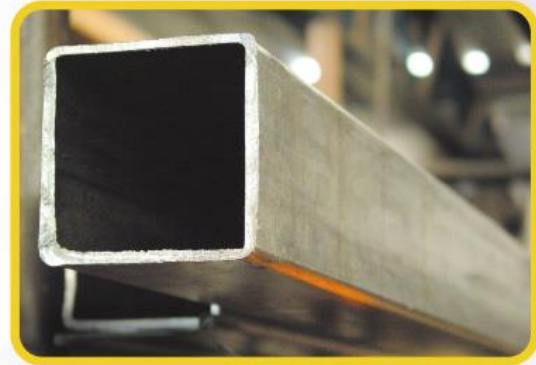
Anexo E. Catálogo DIPAC

Figura 12. Tubo estructural cuadrado

TUBO ESTRUCTURAL CUADRADO

Especificaciones Generales:

Norma:	NTE INEN 2415
Calidad:	SAE J 403 1008
Acabado:	Acero negro o Galvanizado
Largo Normal:	6.00m y medidas especiales
Dimensiones:	Desde 20mm a 100mm
Espesores:	Desde 1.20mm a 5.00mm



Dimensiones			Área	Ejes X-Xe Y-Y		
A mm	Espesor mm (e)	Peso Kg/m	Área cm ²	I cm ⁴	W cm ³	i cm ³
100	2.0	6.17	7.74	122.99	24.60	3.99
100	3.0	9.17	11.41	176.95	35.39	3.94
100	4.0	12.13	14.95	226.09	45.22	3.89
100	5.0	14.40	18.36	270.57	54.11	3.84

Fuente: DIPAC

Figura 13. Tubo estructural redondo

TUBO ESTRUCTURAL REDONDO

Especificaciones Generales:

Norma:	NTE INEN 2415
Calidad:	SAE J 403 1008
Acabado:	Acero negro o galvanizado
Largos:	6,00m y medidas especiales
Dimensiones:	Desde 7/8" a 3"
Espesores:	Desde 1,50mm a 3,00mm



(D) Diámetro	Espesor	Peso	Área	I	W	i
Pulgadas	mm	Kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³
7/8"	1.50	0.77	0.98	0.53	0.47	0.73
1"	1.50	0.88	1.13	0.81	0.64	0.85
1 1/4"	1.50	1.12	1.43	1.63	1.03	1.07
1 1/2"	1.50	1.35	1.72	2.89	1.52	1.30
1 3/4"	1.50	1.59	2.02	4.67	2.10	1.52
2"	1.50	1.82	2.32	7.06	2.78	1.74
2 1/2"	1.50	2.29	2.92	14.05	4.42	2.19
3"	1.50	2.76	3.52	24.56	6.45	2.64
1"	2.00	1.15	1.47	1.01	0.80	0.83
1 1/4"	2.00	1.47	1.87	2.08	1.31	1.05
1 1/2"	2.00	1.78	2.27	3.71	1.95	1.29
1 3/4"	2.00	2.09	2.67	6.02	2.71	1.50
2"	2.00	2.41	3.07	9.14	3.60	1.73
2 1/2"	2.00	3.03	3.86	18.29	5.76	2.18
3"	2.00	3.66	4.66	32.11	8.43	2.62
2"	3.00	3.54	4.51	12.92	5.09	1.69

Fuente: DIPAC

Figura 14. Correa G

PERFILES ESTRUCTURALES CORREAS "G"



Especificaciones Generales:

Norma:	NTE INEN 1623
Calidad:	ASTM A36 - SAE J 403 1008
Largo Normal:	6.00m y medidas especiales
Espesores:	Desde 2mm - 12mm
Acabado:	Acero negro y galvanizado

Designación	Dimensiones				Masa Kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	c	e				Ix	Iy	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
G 60x30x10x2	60	30	10	2	1,96	2,54	1,44	14,88	5,28	4,9	2,74	2,42	1,44
G 80x40x15x2	80	40	15	2	2,75	3,54	1,46	35,25	8,07	8,81	3,18	3,16	1,51
G 80x40x15x3	80	40	15	3	3,95	5,11	1,46	49,04	10,85	12,26	4,27	3,1	1,46
G 80x50x15x2	80	50	15	2	3,06	3,88	1,46	41,11	13,55	10,28	4,34	3,23	1,88
G100x50x15x2	100	50	15	2	3,38	4,34	1,73	69,24	14,98	13,85	4,57	4,00	1,86
G100x50x15x3	100	50	15	3	4,89	6,31	1,72	97,78	20,51	19,56	6,25	3,94	1,8
G100x50x15x4	100	50	15	4	6,29	8,15	1,71	122,5	24,85	24,49	7,55	3,88	1,75
G100x50x20x4	100	50	20	4	6,60	8,55	1,85	126,7	28,5	25,34	9,05	3,85	1,83
G100x50x25x5	100	50	25	5	8,35	10,86	1,98	152,51	36,52	30,5	12,09	3,75	1,83

Fuente: DIPAC

Figura 15. Cubierta metálica



Especificaciones Generales:

Ancho útil:	1000 mm
Largo::	Estándar y a medida
Espesores:	Desde 0,25 hasta 0,9mm
Acabados	Galvalume

Beneficios:

Duración:	Cubiertas resistentes
Seguridad:	Total hermeticidad
Frescura:	Fabricado en galvalume
Resistencia a la corrosión:	Muchos años de vida útil

		Distancia de Correas							
Espesores ml		0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50		
		1.00	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80		
		Pesos Dipanel							
Espesores Kg/m2		0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.5	1.90	2.00
		2.40	2.87	3.35	3.83	4.31	4.79		

Fuente: DIPAC

Anexo F. Diámetro de tendones

Figura 16. Catálogo dimensiones de tendones

Diámetro pulgadas (mm)	Grado Ksi	Peso Lbs/1,000ft (kg/1,000 mts)	Resist. Minima Pounds (kN)	Aproximado de pies lineales por bobina (mts)	Area Nominal pulgadas ² (mm ²)
Bajo brillante Relajación A-416					
3/8 (9.53)	270	289 (431)	23,000 (102.3)	22,000 (6706)	0.085 (54.84)
7/16 (11.11)	270	391 (582)	31,000 (137.9)	16,000 (4877)	0.115 (74.19)
1/2 (12.70)	270	512 (763)	41,300 (183.7)	12,000 (3658)	0.153 (98.71)
9/16 (14.29)	270	637 (949)	51,700 (230.0)	10,000 (3048)	0.192 (123.87)
.600 (15.24)	270	744 (1108)	58,600 (260.7)	8,500 (2591)	0.217 (140.0)
.618 (15.70)	270	796 (1185)	62,270 (277.1)	8,000 (2438)	0.230 (148.6)
Galvanizado Baja Relajación ASTM A-416					
3/8 (9.53)	240	299 (445)	21,200 (94.3)	12,000 (3650)	0.085 (54.84)
1/2 (12.70)	240	517 (796)	41,300 (183.7)	12,000 (3658)	0.153 (98.71)
.600 (15.24)	240	750 (1117)	54,500 (242.5)	7,700 (2347)	0.217 (140.0)
Extrudidos Baja Relajación ASTM A-416					
1/2 (12.70)	270	577 (860)	41,300 (183.7)	5,720 (1740)	0.153 (98.7)
.600 (15.24)	270	806 (1200)	58,600 (260.7)	4,100 (1250)	0.217 (140.0)

Fuente: Camesa

Anexo G. Catálogo ascensor

Figura 17. Especificaciones técnicas ascensor

Ascensor EASYLIFT

El ascensor **EASYLIFT** es un ascensor que combina la facilidad de montaje de un ascensor eléctrico tradicional con la aplicación de la máxima tecnología. La alta calidad y acabados de todos sus componentes hace que este equipo tenga una relación calidad-precio incomparable, garantizando un mínimo consumo energético y un máximo rendimiento.

Características generales

- Cabina en formica o melamina con bajo techo en acero inoxidable y suelo sintético.
- Puertas de cabina automáticas de acero inoxidable. Telescópica 2 hojas.
- Puertas de rellano Epoxi. Telescópica 2 hojas.
- Display de cabina LCD con logotipo personalizado.
- Botoneras de cabina modular en zamak y pulsadores antivandálicos con señalización led azul.
- Botoneras de rellano con llamada ("LL") y flechas modelo L6 (zamak).
- Máquina Gearless reducida.
- Bancada de máquina con apoyo de carga en las cuatro guías.
- Cables de tracción de 4 mm.
- Guía de cabina de T calibrada.
- Limitador de velocidad bajo cabina por correa dentada (no precisa polea tensora en foso).
- Cuadro de maniobra selectiva de bajada con sistema CAN BUS. Consola de programación incorporada en todas las maniobras para lectura de estado y averías.
- Sistema de rescate completo mediante SAI (opcional).
- Cuadro eléctrico de diferenciales y magnetotérmicos de fuerza y alumbrado con rosario de luces completo con lámparas estancas.
- Pesacargas electrónico de tacos bajo cabina.

Características técnicas

CAPACIDAD	PERSONAS	4	6	8	10
Q CARGA ÚTIL	KG.	300/320	450/480	600/630	750/800
SUSPENSIÓN		2:1			
VELOCIDAD	M/SEC.	1,0			
POTENCIA	KW(CV)	2,3 (3,1)	3 (4,1)	4,3 (5,8)	5,8 (7,8)
Ø POLEA TRACTORA	MM.	160			
PL PASO LIBRE	MM.	700	800	900	
HC ALTURA ÚTIL CABINA	MM.	2170			
FOSO	MM.	1200			
HUIDA	MM.	3800			
Nº CABLES Y DIÁMETRO	MM.	6X4	8X4	8X4	12X4
DISTANCIA MÁX. ENTRE SOPORTES	MM.	2000			
GUÍAS DE CABINA		T-70/65/9		T-62/68/9	
GUÍAS DE CONTRAPESO		T-45/45/5			
PUFFER (AMORTIGUADOR FOSO)	CANTIDAD (MED.)	1 CABINA + 1 CONTRAPESO (125X80MM)			



Fuente: Liftechnik