



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO DE CONCRETO  
ARMADO Y DISEÑO COMBINADO PARA OPTIMIZAR LA  
SUPERESTRUCTURA DEL PASO A DESNIVEL, VÍA DE  
EVITAMIENTO Y LA PROLONGACIÓN BOLOGNESI,  
CHICLAYO – PERÚ**

**PRESENTADA POR  
JOSELYN GARCÍA ALBURUQUEQUE**

**ASESOR**

**WISTON ENRIQUE SEGURA SAAVEDRA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**LIMA – PERÚ**

**2018**



**CC BY-NC**

**Reconocimiento – No comercial**

El autor permite transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, y aunque en las nuevas creaciones deban reconocerse la autoría y no puedan ser utilizadas de manera comercial, no tienen que estar bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>



**USMP**  
UNIVERSIDAD DE  
SAN MARTÍN DE PORRES

FACULTAD DE  
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO DE CONCRETO  
ARMADO Y DISEÑO COMBINADO PARA OPTIMIZAR LA  
SUPERESTRUCTURA DEL PASO A DESNIVEL, VÍA DE  
EVITAMIENTO Y LA PROLONGACIÓN BOLOGNESI,  
CHICLAYO – PERÚ**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL**

**PRESENTADA POR**

**GARCÍA ALBURUQUEQUE, JOSELYN**

**LIMA - PERÚ**

**2018**

## **DEDICATORIA**

Primero, a mi hijo Santiago, mi compañero eterno, mi fortaleza y alegría, quien me inspira a luchar para ser cada día mejor.

Segundo, a mi novio, mi mejor amigo, mi apoyo incondicional, quien no solo representa para mí el amor de pareja sino el tesón en momentos de decline y cansancio.

Tercero, a mi Padre, quien me brinda su amor incondicional, aquel que me enseñó a levantarme, a ser persona y a ser profesional.



## **AGRADECIMIENTO**

En primer lugar, a mi madre, quien, con su emprendimiento y lucha por lograr sus objetivos, ha logrado inspirarme, dándome un ejemplo a seguir.

En segundo lugar, a mi docente y mentor, Ing. Winston Segura, quien me apoyo en todo momento, llenándome de conocimiento y absolviendo mis dudas.

En tercer lugar, a mis tíos Coco y Angelina que me acogieron varios años, brindándome su apoyo incondicional.

Por último, a mis suegros, quienes son mi nueva familia.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>XII</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>xiv</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>xv</b>
<b>CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	<b>1</b>
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Formulación del problema	2
1.3 Objetivos	3
1.4 Justificación	4
1.5 Limitaciones de la investigación	4
1.6 Viabilidad de la investigación	5
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO</b>	<b>6</b>
2.1 Antecedentes de la investigación	6
2.2 Bases teóricas	10
2.3 Definición de términos básicos	23
<b>CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO</b>	<b>29</b>
3.1 Tipo y diseño de la investigación	29

3.2 Población y muestra	29
3.3 Variables e hipótesis	30
3.4 Matriz de consistencia	31
3.5 Metodología de la investigación	33
<b>CAPÍTULO IV. DESARROLLO</b>	<b>37</b>
4.1 Diseño vial	37
4.2 Diseño de la superestructura	43
4.3 Costo de ejecución	91
4.4 Tiempo de ejecución	93
4.5 Costo de mantenimiento	94
<b>CAPITULO V. RESULTADOS</b>	<b>96</b>
<b>CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN</b>	<b>102</b>
6.1 Análisis comparativo	102
6.2 Selección de alternativas	106
6.3 Contrastación de hipótesis	107
<b>CONCLUSIÓN</b>	<b>108</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>109</b>
<b>FUENTES DE INFORMACIÓN</b>	<b>110</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>114</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de vehículos	17
Tabla 2. Velocidad de diseño	18
Tabla 3. Tipo de intersecciones a desnivel	19
Tabla 4. Criterios para diseño	22
Tabla 5. Pendiente máxima	23
Tabla 6. Operacionalización de variables:	30
Tabla 7. Matriz de consistencia	32
Tabla 8. Velocidad máxima de diseño	39
Tabla 9. Visibilidad de parada	40
Tabla 10. Anchos de bermas según velocidad de diseño	41
Tabla 11. Bombeo en superficie de rodadura	41
Tabla 12. Resumen del diseño vial	96
Tabla 13. Resumen geométrico de la superestructura	97
Tabla 14. Características de diseño	97
Tabla 15 Resumen del diseño de la losa	97
Tabla 16. Resumen del diseño de concreto armado	98
Tabla 17. Diseño de sección combinada	99
Tabla 18. Resumen de diseño de la Barrera New Jersey	100
Tabla 19. Resumen del diseño de los apoyos	100
Tabla 20. Cuadro comparativo	101
Tabla 21. Cantidad de concreto para diseño de concreto armado	103

Tabla 22. Cantidad de concreto para el diseño de sección combinada	103
Tabla 23. Cantidad de acero corrugado, diseño de concreto armado	103
Tabla 24. Cantidad de acero corrugado, diseño combinado	103
Tabla 25. Cantidad de madera para diseño de concreto armado	104
Tabla 26. Cantidad de madera para diseño de sección combinada	104
Tabla 27. Acero para estructura metálica del diseño combinado	104
Tabla 28. Comparativo entre software y Excel para la viga exterior	106
Tabla 29. Comparativo entre software y Excel para la viga interior	106

## RESUMEN

La presente tesis promueve el desarrollo de la infraestructura de la ciudad de Chiclayo, realizando un análisis comparativo de un diseño de concreto armado y un diseño combinado para optimizar la superestructura del paso a desnivel, Vía de Evitamiento y Prolongación Bolognesi, con el fin de obtener el resultado más favorable para la zona de estudio.

La metodología empleada tuvo un enfoque descriptivo dedicado a la recolección de datos e identificación entre la relación de dos o más variables, también, se aprecia una investigación transversal, los datos recolectados son analizados y comparados; por último, se aprecia una orientación aplicativa, ya que busca generar conocimiento aplicado a los problemas de la sociedad.

Se analizaron dos diseños de la superestructura de un paso a desnivel, en el diseño de concreto armado se logró apreciar la cantidad de masa de concreto que se requiere para la ejecución del proyecto, así como, la madera para encofrado, mano de obra y el tiempo de ejecución que este conlleva, sin embargo, se recalca que el costo de mantenimiento es menor y cada 1 año, a diferencia del diseño combinado (6 meses).

Finalmente, el diseño combinado presenta un menor costo y tiempo de ejecución frente a un diseño de concreto armado, no obstante, el costo de mantenimiento de la sección combinada es mayor. Se concluye entonces que el diseño más óptimo es el de sección combinada, visto que tiene menor costo y tiempo de ejecución, a pesar que el costo de mantenimiento es mayor. Ambos están proyectados para una vida útil de 50 años.

**Palabras clave:** Superestructura, optimización, comparación.

## **ABSTRACT**

This thesis promotes the development of Chiclayo's infrastructure, making a comparative analysis of a design of reinforced concrete versus a combination for the optimization of the superstructure of a bypass between the Vias de Evitamiento and Prolongación Bolognesi, In order to obtain the most favorable result for the study area.

The present research had a descriptive approach dedicated to the data collection and identification between the relationship of two or more variables, also, a transversal research, that collected data and analyzed and compared it; Finally, an applicative orientation is appreciated, looking for generate knowledge applied to the problems of society.

Two designs of the bypass superstructure were analyze, in the design of reinforced concrete it was possible to appreciate the amount of concrete mass that it required, as well as the timber for formwork, workforce and timework; however, the maintenance cost is lower and every 1 years, unlike the combined design (6 months).

Finally, the combined design presents a lower cost and execution time compared to a concrete reinforced design; however, the maintenance cost of the combined section is greater. It concluded that the combined design is most optimal design since it has lower cost and execution time, in spite of the maintenance cost is higher. Both designs are projected for 50 years of useful life

**Keywords:** Superstructure, balance, optimize.



## INTRODUCCIÓN

El Ing Arturo Rodriguez argumenta “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”.

A lo largo de los años, los puentes han tenido una evolución de acuerdo a los nuevos materiales y métodos constructivos; hasta el siglo XX se usaban masas de concreto armado, a partir de entonces se utilizó una conexión entre concreto armado y acero que permitían una mejor resistencia, menor costo de ejecución y de mantenimiento.

Las características del puente influyen mucho en el tipo de puente a escoger, concreto armado o combinado. Al realizar un estudio para cada tipo de ellos se encuentra la solución más óptima, considerando costos, tiempo y mantenimiento. El diseño se efectuó haciendo uso del Manual de Puentes y la Norma AASHTO LRFD, considerando 50 años de vida útil para ambos diseños.

La problemática de esta tesis plantea buscar la solución más óptima entre los dos diseños más usados en puentes de estas características, considerando “El Reglamento Vial Urbano de la Metrópoli de Chiclayo”, en donde resalta que la vía de Evitamiento es una vía expresa, la cual debe tener fluidez vehicular y las intersecciones se deben dar a desnivel. Por lo tanto, el objetivo general es realizar un análisis comparativo de un diseño de concreto armado frente a un diseño combinado, considerando, tiempo de ejecución, costo de ejecución y costo de mantenimiento.

En lo referente a la hipótesis el diseño combinado es el más óptimo para la intersección de la Vía de Evitamiento y Prolongación Bolognesi.

Para finalizar, la presente tesis muestra en el capítulo I el planteamiento del problema; la descripción y formulación del problema, el objetivo de la investigación, así como, la justificación, viabilidad y limitaciones; en los capítulos II y III se plasma el marco teórico y la metodología de la investigación; y en los

capítulos IV y V, se presentan los resultados de la investigación, haciendo uso de los capítulos nombrados anteriormente.

## **CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1 Descripción del problema**

Existen claros ejemplos de pasos a desnivel en Lima Metropolitana, aliviando el tránsito vehicular y reduciendo accidentes. El congestionamiento vehicular que se genera en la ciudad no solo se da en las horas punta, ahora encontramos grandes embotellamientos vehiculares en cualquier momento del día y de la noche.

Por este motivo, se debe escoger una óptima solución, según las características del puente a diseñar.

Por otro lado, un paso a desnivel en intersecciones de alto volumen de tráfico previene accidentes, evitando pérdidas humanas y materiales.

Siendo este un país en vías de desarrollo, cuyos proyectos se encuentran estancados, debido a la falta de presupuesto a lo largo de todo el Perú, gran parte de estos proyectos son proyectos viales, carencia de pavimentación de calles, calles pavimentadas en mal estado, escases de señalización, escasos pasos a desnivel en intersecciones muy transitadas, déficit de transporte subterráneo, y otros, generando como consecuencia estrés en los conductores y peatones, contaminación sonora, mayor uso de combustible, pérdida de tiempo y, ocasionalmente, accidentes vehiculares.

A nivel local, la Vía de Evitamiento también llamada Panamericana Norte, se encuentra clasificada como Vía Expresa Nacional, según el “Reglamento para el sistema Vial Urbano de la Metrópoli de Chiclayo 2011-2016”.

Las vías expresas son aquellas que soportan importantes volúmenes de vehículos con circulación de alta velocidad, en condiciones de flujo libre. Unen zonas de importante generación de tránsito concentraciones comerciales e industriales y extensas zonas de viviendas, asimismo integran la ciudad con el resto del país.

En estas vías el flujo es ininterrumpido; no existen cruces al mismo nivel con otras vías, sino es a diferentes niveles o con intercambios especialmente diseñados (Municipalidad de Chiclayo, 2012).

Estas condiciones dadas por el “Reglamento para el Sistema Vial Urbano de la Metrópoli de Chiclayo 2011 – 2016” no se están cumpliendo para la zona, por lo cual están trabajando para dar una solución a la problemática local y nacional.

## **1.2 Formulación del problema**

A continuación, se presenta el problema general y los problemas específicos, con lo cual se formulará la hipótesis.

### b) Problema general

¿Cuál de los diseños, de concreto armado y combinado, es el más adecuado para optimizar la superestructura del paso a desnivel, Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú?

### c) Problemas específicos

¿De qué manera incide el diseño de concreto armado para realizar el análisis comparativo de la superestructura del paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú?

¿De qué manera incide el diseño combinado para realizar el análisis comparativo de la superestructura del paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú?

¿Cuál de los dos diseños tendrá menor costo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi - Chiclayo - Perú?

¿Cuál de los dos diseños tendrá menor tiempo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi - Chiclayo - Perú?

¿Cuál de los dos diseños tendrá menor costo de mantenimiento para la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi - Chiclayo - Perú?

### **1.3 Objetivos**

Realizar el análisis comparativo de diseño de concreto armado y diseño combinado para optimizar la superestructura del paso a desnivel, Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo – Perú:

- a) Objetivo Específico 01: Elaborar el diseño de concreto armado de la superestructura del paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú.
- b) Objetivo específico 02: Elaborar el diseño combinado para la superestructura del paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento y La Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú.
- c) Objetivo específico 03: Efectuar el análisis del costo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú.
- d) Objetivo específico 04: Hacer el análisis del tiempo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú.
- e) Objetivo específico 05: Realizar el análisis del costo de mantenimiento, considerando una vida útil de 50 años para la superestructura del paso a

desnivel entre la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú.

#### **1.4 Justificación**

La siguiente investigación logra optimizar el mejor diseño de la superestructura de un paso a desnivel planteando la definición de transitabilidad en la intersección de la Vía de Evitamiento con Prolongación Bolognesi. Considerando el “Reglamento para el sistema Vial Urbano de la Metrópoli de Chiclayo 2011 – 2016” es necesario construir un paso a desnivel con el propósito de aliviar el tránsito vehicular en la zona de estudio, así como, disminuir los accidentes de tránsito y permitir el desarrollo socio –económico del departamento de Lambayeque.

Así mismo, el estudio comparativo entre un diseño de concreto armado y combinado logra favorecer a las autoridades regionales y a la población, ya que, contando con este proyecto, las autoridades ahorrarán parte del financiamiento, en el cual se podrá invertir en otros proyectos de desarrollo a la población.

Además, teniendo en cuenta que la vía de Evitamiento soporta tanto vehículos livianos como pesados y cuyo tráfico se produce en ambas direcciones, expone peligro para los vehículos menores (combis, taxis, autos, motos), así como para los peatones. Se pretende encontrar la propuesta más óptima para el diseño de la superestructura de un paso a desnivel.

#### **1.5 Limitaciones de la investigación**

En el departamento de Lambayeque y en el norte del Perú, nos encontramos con escasos ejemplos de pase a desnivel. El único pase a desnivel con el que podemos contar como referencia en la provincia de Chiclayo es el que se encuentra en la Vía de Evitamiento, en la carretera a Pimentel, siendo este un ejemplo no adecuado, ya que se trata de un trébol.

Otro punto es que no se cuentan con los planos de instalaciones eléctricas, sanitarias y telefónicas, por lo que nuestro proyecto se reduce a la superestructura.

En el Perú no existe un reglamento nacional de puentes, por lo cual se debe trabajar con el Manual de Carreteras y Puentes.

## **1.6 Viabilidad de la investigación**

Esta se relaciona con que el desarrollo de la investigación que pueda concretarse en la vida real, en el caso de que no se considere viable, esta investigación deberá estar descartada.

- a) Viabilidad técnica: la existencia de tecnología nueva y avanzada (autocad, sap 2000, bridge mode, Excel, Word) y las actualizaciones de las nuevas normas, reglamentos e investigaciones, aportan en la elaboración de esta tesis, haciéndola viable.
- b) Viabilidad económica: no tiene fines de lucro, por tanto, no produce beneficio económico alguno. La elaboración de este proyecto de investigación será financiada únicamente por el autor.
- c) Viabilidad social: el estudio comparativo de un diseño de concreto armado y combinado para optimizar la superestructura de un paso a desnivel entre la Vía de Evitamiento con Prolongación Bolognesi favorece el tránsito pesado, liviano y peatones de la población, que transita por esta vía, evitando accidentes de tránsito, pérdida de dinero y estrés. Las autoridades, que en algún momento, se encuentren a cargo de la construcción del proyecto se beneficiarán con la presente investigación, obteniendo la óptima solución entre un diseño de concreto armado y otro de estructura combinada.

## **CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Antecedentes de la investigación**

Los antecedentes buscan juzgar, entender y analizar, a través de investigaciones pasadas.

#### **a) Antecedentes internacionales**

Según Cruz Arcos, Javier (2016), quien presentó la tesis de pregrado “Comparación entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles AASHTO ASD y LRFD, aplicado al puente sobre el río Mira” donde se realizó un análisis comparativo entre dos métodos de diseño dentro de la Norma AASHTO, el método plástico (ASD) donde se estiman las cargas que la estructura debe soportar, para luego diseñar los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles y el método elástico (LRFD) en el cual las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por factores de carga o de sobrecarga y los elementos estructurales se diseñan en base en su resistencia al colapso.

Se relaciona con la investigación, ya que propone el diseño de la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, en el cual se compara el método ASD y LRFD, obteniendo como menor uso de acero y una aproximación más cercana en los pesos al método LRFD.

A continuación, el trabajo de Njaka (2017) “Urbanisme de coalition : articulation entre infrastructure routière et plus-value foncière dans la fabrique urbaine” (planificación urbana de la coalición: articulación entre



infraestructura valoración de la carretera y la tierra en la fábrica urbana). Esta tesis de pregrado trata sobre urbanismo y desarrollo, explica el vínculo entre la infraestructura vial y el valor agregado de bienes raíces en la fábrica urbana. La cual cuestiona el efecto de la valoración de la infraestructura, a través del caso de nuevas articulaciones y pasos a desnivel en la ciudad de Tananarive (Madagascar) construidas entre 2005 y 2012.

Las articulaciones viales y pasos a desnivel proporcionan un poder político y económico en la producción urbana, es decir que hacen que una ciudad se desarrolle políticamente y económicamente.

Se relaciona con la investigación, puesto que proponen articulaciones y pasos a desnivel como objeto de desarrollo urbanístico, así mismo, promueve el desarrollo económico y político de las ciudades.

Así pues, la investigación de Barker & Puckett (2007) “Design of Highway Bridges” es un libro que aporta al diseño de puentes, explica el efecto que los puentes tienen hacia las personas, dado que estas lo usan y los ingenieros lo diseñan para más tarde construirlos y mantenerlos. Barker & Puckett dicen “Los puentes no aparecen solos estos deben planearse y diseñarse antes de construirse”. Esta investigación se enfoca en la selección del tipo de puente a construir, del análisis de cargas, resistencia a lo largo de la sección y especificaciones de cada puente, también es muy importante el factor de cargar de las personas.

Así mismo, el expuesto por Pavani (2014) “Comparación técnica económica de puente de losa versus puente de vigas”, Es un estudio basado en el caso del Puente Lazo en Costanera Norte, en el proyecto se modificó el diseño inicial (estructura tipo viga) por una estructura de losa aligerada. Se presentó una nueva solución, la cual consistió en una estructura tipo viga que cumple con la curvatura exigida. Se estudiaron los costos de la obra realizada y de una nueva solución, llegando a la conclusión de que, por ser un puente de longitud pequeña, se considera el puente viga como más económica y se logra concluir que para longitudes cortas es más factible usar el puente losa,

de mismo modo, para longitudes y anchos largos los puentes tipo viga son más factibles.

Esta tesis es un aporte a la investigación, puesto que brinda la tipología más factible a aplicar al paso a desnivel.

Por último, Restrepo (2016) “Análisis comparativo del diseño de edificaciones mediante el método de los esfuerzos de trabajo (Allowable Stress Design Method), y el método de los estados límites (Limit State Design Method). De acuerdo a lo establecido en el reglamento colombiano de construcción sísmo resistente nsr-10”, Esta tesis de postgrado plantea una comparación entre el método ASD y LRFD en edificios. Concluyendo que para edificios menores a cinco pisos (14.00 m), la metodología LRFD (factores de carga y de resistencia), obtiene menores cantidades de acero y de concreto; así mismo, el autor logra concluir “las nuevas estructuras al encontrarse más cercanas al periodo de vibración del suelo solicitan una mayor rigidez ante la presencia de cargas sísmicas, ocasionando un sobre costo de la edificación”

El trabajo de investigación aporta a la presente tesis que para alturas menos a 14.00 m, el método LRFD es el óptimo, visto que reduce costos.

## **b) Antecedentes nacionales**

En cuanto a antecedentes nacionales esta Mamani y Chura (2016) quienes presentaron la tesis de pregrado “Diseño del intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera Panamericana Sur y la Av. El Estudiante de la ciudad de Puno” tiene la intención de aliviar el problema de transitabilidad en la zona, por lo cual se realiza un diseño de paso a desnivel tipo trompeta, considerando el Manual de Carreteras.

Así mismo, Cubas y Llatas (2014) “Diseño del intercambio vial a desnivel en la intersección de la Av. Felipe Santiago Salaverry y la Av. José Leonardo Ortiz, de la ciudad de Chiclayo – Lambayeque” plantea la problemática del congestionamiento vehicular existente entre las mencionadas avenidas en la ciudad de Chiclayo, para lo cual se propone la construcción de un

intercambio a desnivel; constituido por dos rampas y un puente postensado, a través de una rotonda con su adecuada señalización vial, con la finalidad de descongestionar el tráfico vehicular y mejorar la transitabilidad en la zona. Así mismo, Michán (2018) “Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzo admisibles (ASD), factores de carga (LFD) y factores de carga y resistencia (LRFD), en el diseño de la superestructura de un puente simplemente apoyado de concreto armado”, en la siguiente investigación se revisó tres tipos de diseño, por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) y Factores de Carga y Resistencia (LRFD), así pues, se diseñó un puente viga de 20 metros de luz y dos carriles de circulación para casos normales de circulación para cada uno de los diseños, respetando las consideraciones que presenta cada una. En lo que se refiere a las dimensiones finales; el espesor de losa, se obtuvo 28 cm para ASD, 30 cm para LFD y 26 cm para LRFD. El peralte final de viga, se obtuvo 2.44 m en ASD, 1.86 m en LFD y 1.70 m en LRFD, donde la diferencia máxima se encuentra en ASD con respecto a LRFD en el orden del 44%. En lo que respecta a momentos positivos, para losa se calculó 2.52 T.m-m en ASD, 4.912 T.m-m en LFD y 4.603 T.m-m en LRFD. En viga se obtuvo 556.73 Tn-m en ASD, 889.12 Tn.m en LFD y 711.7 Tn-m en LRFD. El acero positivo requerido en flexión para losa se calculó 7.20 cm<sup>2</sup>/m en ASD, 5.09 cm<sup>2</sup>/m en LFD y 5.66 cm<sup>2</sup>/m en LRFD; mientras que para las vigas se obtuvieron 159.30 cm<sup>2</sup> en ASD, 152.12 cm<sup>2</sup> en LFD, 133.13 cm<sup>2</sup> en LRFD. Finalmente, el método por factores de carga y resistencia (LRFD) es el que mejor se ajusta a nuestro país.

La tesis es un gran aporte, ya que recalca que el método LRFD es el más óptimo para el análisis comparativo del paso a desnivel.

Además el libro del Ingeniero Arturo Rodríguez (2012) “Puentes LRFD”, en el cuál el autor detalla los pasos a seguir para el cálculo de todos los elementos estructurales de un puente, siguiendo la normativa de ASSHTO LRFD. Este libro resultó muy útil para el presente trabajo de investigación,

dado que, resume las normativas y manuales y las plasma en el diseño y verificaciones de un Puente.

Para concluir, Acero Martínez (Lima-2010) “Comparación de las normas sísmicas más utilizadas para puentes continuos en el Perú y sus métodos de análisis” El autor revisa las normas sísmicas más comunes para el diseño de puentes, en pocas palabras el argumenta lo siguiente “Se toma como principal referencia la norma AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS y la Norma Sísmica para Puentes de Japón. También, como forma referencial se toman las normas sísmicas de puentes de Chile, Venezuela y Canadá. Se discute la propuesta de norma para puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú y se revisa la NTE E.030”

El trabajo se orientó a proponer una Norma de Diseño Sísmico de Puentes en el Perú y discutir la propuesta hecha por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. En conclusión, se logró el objetivo de crear una nueva norma sísmica para puentes en Perú.

## **2.2 Bases teóricas**

De acuerdo a (Fidias G, 2012) son “Un conjunto de conceptos y proposiciones que constituyen a un enfoque determinado, dirigido a explicar el problema planteado”

### **2.2.1 Clasificación de las carreteras**

Conforme al Manual de Carreteras Dg-2018 “En nuestro país las carreteras se diseñan en base a dos criterios: Según la demanda, autopistas de primera y segunda clase; carreteras de primera, segunda y tercera clase; y trochas carrózales y según la orografía; tipo 01, terreno plano; tipo 02, terreno ondulado; tipo 03, terreno accidentado y tipo 04, terreno escarpado”.

### a) Según la demanda

- Autopistas de primera clase: también llamadas Vía Expresa, según el Manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 “son carreteras con IMDA (Índice Medio Diario Anual) mayor a 6000 veh/día, debe tener calzadas divididas por un separador mínimo de 6.00 m, las cuales deben tener dos carriles como mínimo de 3,60 m cada carril. El flujo de autos debe ser continuo, sin cruces o pasos a nivel y con puentes peatonales en zonas urbanas. La superficie de rodadura debe ser pavimentada”. Permiten conectar varias zonas urbanas, ya sea entre ciudades o regiones, por lo cual presenta calzadas diseñadas para altas velocidades y con una movilidad optima en todo el trayecto.
- Autopistas de segunda clase o vías arteriales: según el Manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 “son carreteras con IMDA (Índice Medio Diario Anual) entre 6.000 y 4.001 veh/día, cuyas calzadas deben ser divididas por un separador central de 1.00 a 6.00 m (de no ser efectuada la calzada se proporcionará un sistema de contención vehicular), las calzadas deben contar con carriles de 3.60 m a más y debe tener de dos carriles a más, con ingresos y salidas que proporcionen flujos vehiculares libres y continuos, puede tener pasos a nivel y puentes peatonales en zonas urbanas. La superficie de rodadura debe ser pavimentada”.
- Carretera de primera clase o vía colectora: para el Manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 “son aquellas con un IMDA entre 4.000 y 2.001 veh/día, con una calzada de dos carriles como mínimo (al menos 3.60 m de ancho). Conectan un sector urbano hacia otras vías, ya sea una arterial y/o expresa. Puede tener pasos vehiculares a nivel, pero en zonas urbanas es preferible contar con puentes peatonales. La superficie de rodadura debe ser pavimentada”.
- Carretera de segunda clase: el Manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 indica que “Conectan un sector urbano hacia otras vías, ya sea una arterial y/o expresa. Puede tener pasos

vehiculares a nivel, pero en zonas urbanas es preferible contar con puentes peatonales. La superficie de rodadura debe ser pavimentada”.

- Carretera de tercera clase: para el Manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 “Son carreteras con un IMDA menores a 400 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3.00 m de ancho como mínimo, de manera excepcional estas carreteras podrán tener carriles de hasta 2.50 m contando con el sustento técnico correspondiente”.
- Son carreteras básicas, es decir se puede usar la aplicación de estabilizadores de suelos, emulsiones asfálticas y/o micro pavimentos.
- Trochas carrozables: De acuerdo con el manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 (MTC, 2018) “Son vías que no alcanzan las características geométricas de una carretera, que por lo general tienen un IMDA menor a 200 veh/día. Sus calzadas deben tener un ancho mínimo de 4,00 m, en cuyo caso se construirá ensanches denominados plazoletas de cruce, por lo menos cada 500 m. La superficie de rodadura puede ser afirmada o sin afirmar”

#### **b) Según las condiciones orográficas**

- Terreno Plano: Conforme al Manual de Carreteras en Vías Urbanas (ICG, 2005) “Tiene pendientes transversales al eje de la vía menores al 10% y las longitudinales menores al 3%. Apropio de topografías en valles donde las ciudades inician su desarrollo”. Pendientes muy suaves sin cambios de cotas.
- Terreno ondulado: El Manual de Carreteras en Vías Urbanas (ICG, 2005) dice que “tiene pendientes transversales al eje de la vía menores entre 11% a 50%, y las longitudinales están entre 3% a 6%. Se presentan cambios en las cotas del terreno lo cual inicia ascensos y descensos moderados independientemente de la longitud”.
- Terreno accidentado: De acuerdo al Manual de Carreteras en Vías Urbanas (ICG, 2005) “tiene pendientes transversales al eje de la vía entre 51% a 100%, y las longitudinales entre el 6% y 8%. Pendientes

de gran magnitud las cuales obligan a realizar cortes y rellenos de volúmenes grandes”.

- Terreno escarpado: El Manual de Carreteras en Vías Urbanas (ICG, 2005) indica que “tiene pendientes transversales al eje de la vía superiores al 100%, y las longitudinales mayores al 8%. Obligan a tener grandes volúmenes de movimiento de tierra”.

### **2.2.2 Clasificación de puente**

Conforme a la investigación del Ingeniero Arturo Rodriguez (Puentes LRFD, pag 2 y 3) “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 instalaciones eléctricas y sanitarias” Los puentes se clasifican de diversas maneras:

#### **a) Según la naturaleza de la vía soportada**

Para el Manual de Puentes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016, pag, 73) “Se distinguen puentes para carretera, ferrocarril, trenes eléctricos de pasajeros, acueductos, peatones y aviones; también existen puentes de uso múltiple”.

#### **b) Según el material**

De acuerdo al Manual de Puentes (MTC, pág. 73) “existen puentes de piedras, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto pre esforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales”.

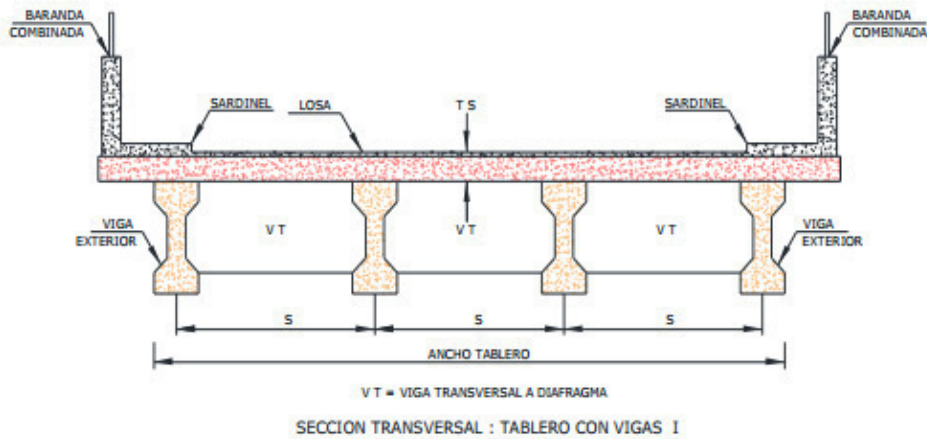
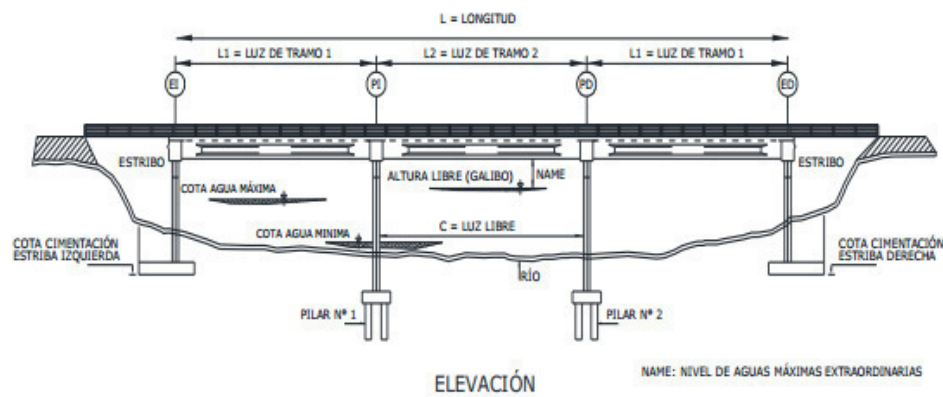
#### **c) Según el sistema estructural principal**

Existen tres grandes categorías: los puentes tipo viga, los puentes tipo arco, y los puentes suspendidos:

- Los puentes tipo viga: Conforme al Manual de Puentes (MTC, pág. 73) “En los puentes tipo viga, el elemento portante principal está sometido

fundamentalmente a esfuerzos de flexión y cortante. Los puentes tipo losa se clasifican dentro de los puentes tipo viga, a pesar que el comportamiento de una losa es diferente al de una viga o conjunto de vigas”, como se puede apreciar en la figura 1.

- Los puentes en arco: El Manual de Puentes (MTC, pág. 73) indica que “Estos puentes tienen como principal componente estructural el arco, el número de arcos va a depender del peso y fuerzas que deben soportar. Pueden ser de muy diversas formas, de tablero superior, intermedio e inferior; de tímpano ligero, relleno o tipo bóveda”, ver figura 2.
- Los puentes suspendidos: estos pueden ser atirantados, colgantes o una combinación de estos, ver figura 3.





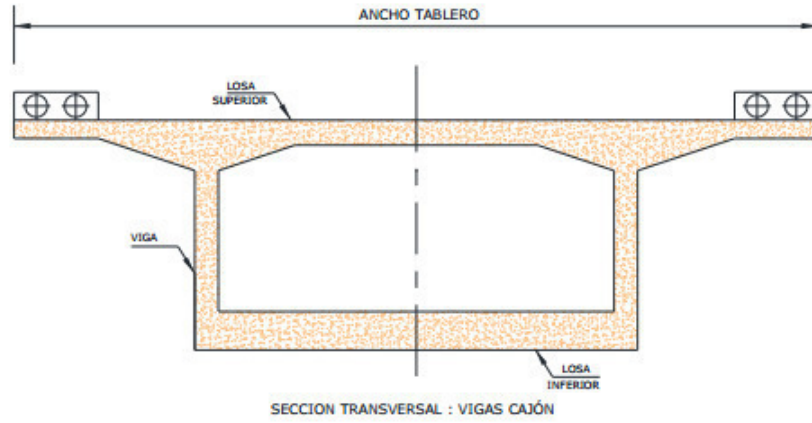


Figura 1. Puentes tipo viga

Fuente: Manual de Puentes (MTC, 2016, pág. 76)

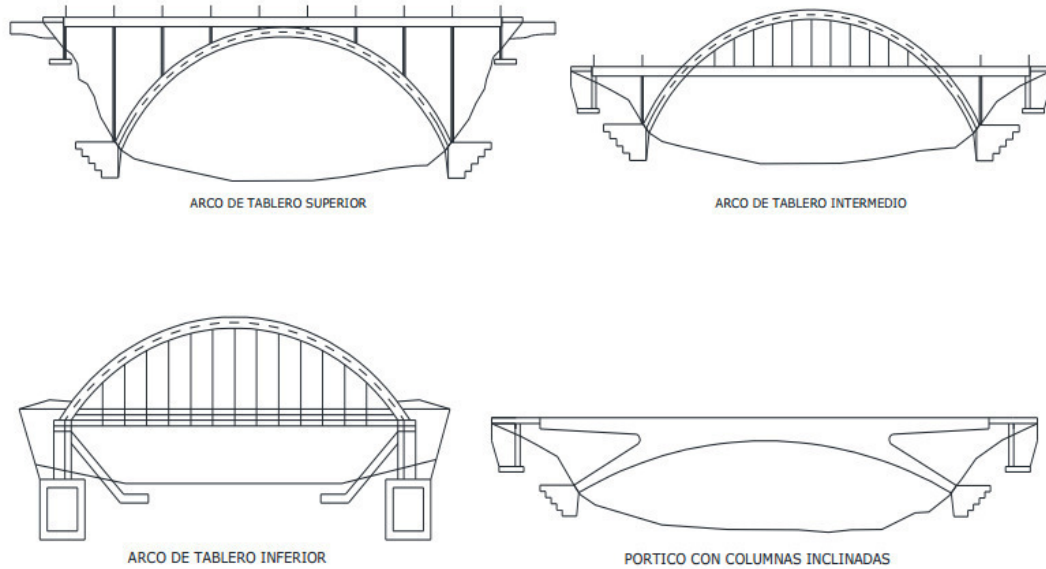


Figura 2. Puentes tipo arco

Fuente: Manual de Puentes (MTC, 2016, pág. 77)

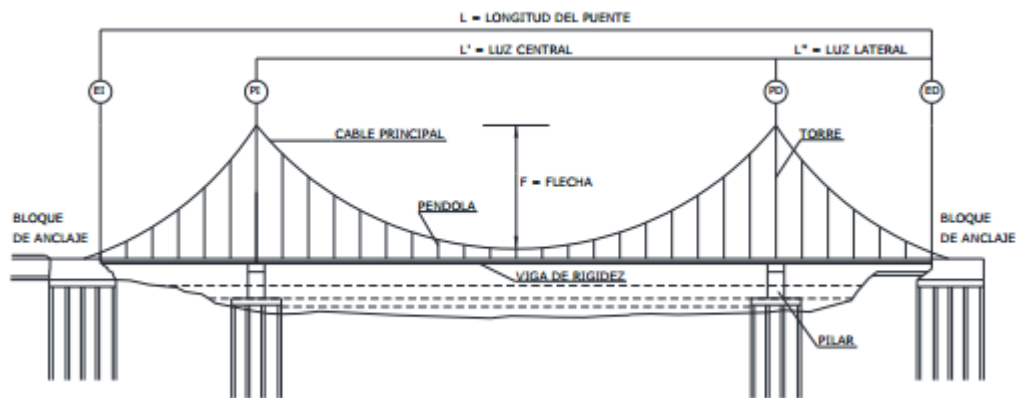


Figura 3. Puentes suspendidos

Fuente: Manual de Puentes (MTC, 2016, pág. 78)

**d) Según la demanda de tránsito y clase de la carretera**

Correspondiente a la clasificación de carreteras que nos brinda el Manual de Carreteras: Diseño geométrico, los puentes en el Perú se clasifican:

- Puentes para autopistas de primera clase.
- Puentes para autopistas de segunda clase.
- Puentes para carreteras de 1ra clase.
- Puentes para carreteras de 2da clase.
- Puentes para carreteras de 3ra clase.
- Puentes para trochas carrozables.

**e) Clasificación de acuerdo a la importancia operativa**

Conforme al manual de Puentes (MTC, 2016, pag, 74) “Para el diseño del puente, se deberá asignar la importancia operativa del puente, de acuerdo a puentes importantes, típicos y relativamente menos importantes, en base a esta clasificación se asignará el factor  $\eta$ ”.

**2.2.3 Tipos de vehículos**

Los vehículos y sus características son esenciales en el diseño de un paso a desnivel o cualquier otro proyecto vial, es fundamental

conocer todas las características que tiene un vehículo, para efectuar el diseño de un proyecto vial.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Vehículos, estos se clasifican en ligeros y pesados.

Tabla 1 Clasificación de vehículos

Vehículos ligeros		Vehículos pesados	
L	Vehículos motorizados que contienen como mínimo 4 ruedas	M	Vehículos motorizados que contienen 4 ruedas diseñado para transportar pasajeros, excepto la M1
M1	vehículos motorizados de 4 ruedas diseñado para transportar como máximo 8 pasajeros (8 asientos), sin contar el asiento del conductor	N	vehículos motorizados que contienen como mínimo 4 ruedas, diseñados y contruidos para transportar mercancías
		O	Remolques y semiremolques
		S	Combinados especiales de los M,N y O

Fuente: Manual de carreteras - dg (MTC, 2018)

## 2.2.4 Velocidad de diseño

Es la velocidad máxima con la que se tendrá comodidad y seguridad sobre una sección determinada, aquella escogida para el diseño. Se debe otorgar la máxima prioridad a la seguridad vial de la población. De tal manera, que los conductores no sean sorprendidos por cambios bruscos. Por tanto, se debe atender conforme al manual de Carreteras Diseño Geométrico Dg-2018 (MTC, 2018): a) La longitud mínima de un tramo de carretera, con una velocidad de diseño entre veinte y cincuenta kilómetros por hora (20 y 50 km/h), debe ser de tres (3.0) kilómetros, y de cuatro (4.0) kilómetros para velocidades entre sesenta y ciento veinte kilómetros por hora (60 y 120 km/h) b) La diferencia de la Velocidad de Diseño entre tramos adyacentes, no debe ser mayor a veinte kilómetros por hora (20 km/h).

La velocidad de diseño está definida por la clasificación por demanda u orografía, lo cual está indicado en la tabla 2.

Tabla 2. Velocidad de diseño

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

Fuente: Manual de carreteras (MTC, 2018)

## 2.2.5 Tipos de Intersecciones a desnivel

Una intersección a desnivel depende de factores asociados principalmente a la topografía, la geometría de las vías que se cruzan y su capacidad, y de las características del flujo vehicular. Debido a que existen muchas soluciones, estas se deben evaluar para poder seleccionar aquella más adecuada.

Las clases y tipos de intersecciones a desnivel tenemos:

- Intercambios de tres ramas: tipo Trompeta "T", direccionales en "T" y direccionales en "Y".
- Intercambios de cuatro ramas con condición de parada: Tipo Diamante – Clásico, Tipo Diamante – Partido y Tipo Trébol Parcial (2 cuadrantes).
- Intercambios de Cuatro Ramas de Libre Circulación: Tipo Trébol Completo (4 cuadrantes), Rotatorios, Omnidireccionales, de Tipo Turbina y de más de Cuatro Ramas. (MTC, 2018)

Tabla 3. Tipo de intersecciones a desnivel

De cuatro ramas				De tres ramas	
De libre circulación		De condición de parada		Direccionales	Trompetas
Otros	Treból completo	Diamantes	Trébol parcial		

Fuente: Manual de carreteras – dg (MTC, 2018)

En la figura 4. se presenta ejemplos de intercambios de cuatro ramas tipo trébol, el rotatorio es el usado en la actual tesis.

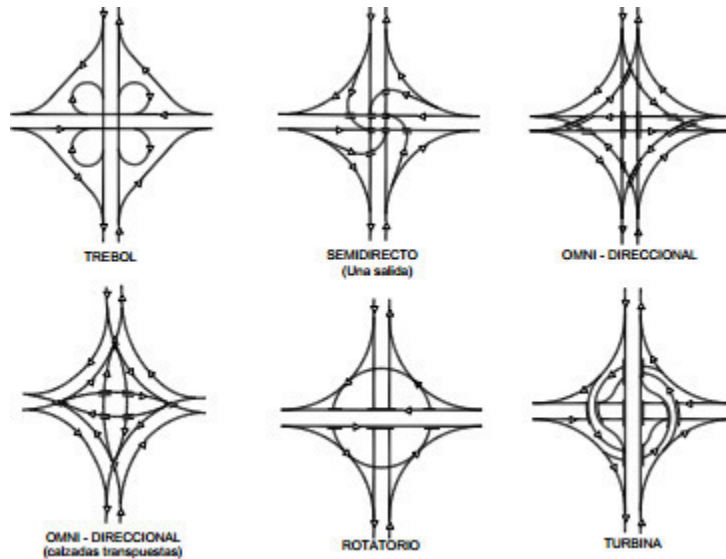


Figura 4. Tipos de intercambios de cuatro ramas

Fuente: Manual de carreteras – dg (MTC, 2018)

## 2.2.6 Criterios de diseño geométrico en intersecciones a desnivel

El diseño geométrico en un paso a desnivel es un procedimiento que consiste en llevar el mejor trazo geométrico espacial de la carretera o calle sobre un determinado terreno.

Por lo cual se debe partir de los resultados de estudio de tráfico correspondiente.

### a) Relación del trazado en planta y elevación

El trazo en planta como en elevación de una intersección a desnivel se vinculan mucho más a diferencia de un paso a nivel.

Esta interdependencia entre estos trazos, está básicamente en la elección de que ramal o ramales irán por la parte inferior o superior, en fin, tales decisiones responderán básicamente a factores importantes como: funcionalidad de la vía, costos de construcción y/o topografía.

**b) Distancia de visibilidad**

Para esta se considerarán los mismo que son adoptados para una intersección a nivel y estas a vez dependen de la distancia de parada mínima.

La distancia de visibilidad estará condicionada por la presencia de estribos, pilares y/o barandas que pueden existir en el paso a desnivel, por lo que se deberá tener cuidado en este parámetro de diseño.

**c) Diseño geométrico en planta**

Es aquel alineamiento horizontal o diseño geométrico horizontal en planta que se entiende a la proyección del eje sobre un plano y/o superficie horizontal.

Dicho eje vial, debe garantizar una transición suave en el paso de los vehículos en todo su recorrido.

**d) Balance de carriles**

Para el diseño de pasos a desnivel es necesario realizar un balance de carriles, para ello tendremos las siguientes consideraciones, tomadas del Manual de Carreteras Diseño Geométrico (MTC, 2014):

La longitud mínima entre salidas consecutivas deberá ser la misma longitud para un cambio de velocidad adecuada.

La longitud entre salidas consecutivas debe garantizar la realización de maniobras vehiculares y la colocación de señalización

Una longitud mínima de 180 metros, entre entradas y salidas consecutivas.

Formar en lo posible un ángulo de 4 a 5 grados entre la calzada de la vía principal con la vía secundario o de enlace.

Una longitud mínima de 45 metros para las narices de salidas y entradas en la vía.

Si la vía principal reduce su ancho después de la existencia de una salida, dicha reducción deberá hacerse con una diagonal no menos a 90 metros, tomando como origen la nariz de dicha salida.

e) Carriles de cambio de velocidad

Los carriles que sirven para cambio de velocidad (aceleración y/o desaceleración) en estas intersecciones tienen los mismos parámetros para intersecciones a nivel. Pero, vale resaltar:

Deben estar en tramos de tangencia y donde el trazo de eje longitudinal y los parámetros de visibilidad tengan estándares altos, y dichos tramos no deben estar ubicados en parte curva del alineamiento de la vía principal, Manual de Carreteras Diseño Geométrico, (MTC 2018).

f) Vías de enlace

En la siguiente tabla 2.2.03 se encuentran los criterios que se tomará para la velocidad de diseño, ancho de calzada, sobreebanco y pendiente en vías de enlace para el paso a desnivel:

Tabla 4. Criterios para diseño

DESCRIPCIÓN	CRITERIO
<b>Velocidad de diseño</b>	Esta debe ser adecuada a la demanda por tránsito y así lograr una capacidad suficiente, por homogeneidad, se tratará que esta sea superior a la mitad de la velocidad correspondiente a la vía de la que procede.
<b>Ancho de calzada</b>	En un enlace la velocidad mínima será 25 km/h. y tendrá 4 m de calzada como mínimo.
<b>Sobreebanco</b>	En el caso que una vía de enlace amerite tener dos carriles, entonces el ancho de calzada será de 7.20 m Los correspondientes a las vías principales y con radios menores de 30 m, el ancho de calzada será de 4,50 m.
<b>Pendiente</b>	Normal < 5% 8% transito liviano. Máxima. 5% mayor porcentaje de tránsito pesado.

Fuente: Manual de Carreteras (MTC, 2018)



### g) Diseño geométrico en perfil

Según el Manual de Carreteras diseño geométrico (MTC, 2018), se cómo diseño geométrico en perfil a la proyección de un eje de la vía sobre una superficie vertical, dicha proyección relaciona cotas y distancias en todo su trayecto.

### h) Diseño geométrico de la sección transversal

Para el Manual de Carreteras diseño geométrico (MTC, 2018), el diseño geométrico transversal es la representación gráfica del corte normal o perpendicular a un alineamiento horizontal, el cual deberá permitir identificar con claridad dimensiones y otros atributos de dicha sección tomada.

En la tabla 5 se muestra los valores de diferencia algebraica máximas que no deben sobrepasar entre la inclinación transversal del carril de paso con el peralte existente del ramal de giro:

Tabla 5. Pendiente máxima

Velocidad de diseño en ramal (km/h)	Diferencia Algebraica ( $P_{\text{carretera}} - P_{\text{ramal}}$ ) %
25 – 30	5 – 8
40 – 50	5 – 6
> 60	4 – 5

Fuente: Manual de Carreteras (MTC, 2018)

## 2.3 Definición de términos básicos

La terminología empleada, está basada en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) Norma G.040 (Definiciones) y en el Manual de Diseño Geométrico.

- **Altura libre:** de acuerdo al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 12) “Es la luz libre entre la cota de superficie de rodadura y la cota inferior del puente (Vigas del Puente)”.
- **Ancho del puente:** con respecto al Manual de Puentes (MTC, pág. 52) “Carretera de calzadas separadas, con un mínimo de dos carriles por

sentido, con limitación o control total de accesos a las propiedades colindantes”.

- **Autopista:** conforme al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 12) “Carretera de calzadas separadas, con un mínimo de dos carriles por sentido, con limitación o control total de accesos a las propiedades colindantes”.
- **Berma:** para el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 12) “Franja longitudinal, pavimentada o no, comprendida entre el borde exterior de la calzada y la cuneta o talud”.
- **Calzada:** parte de la superficie del tablero, su ancho se mide de manera perpendicular al eje longitudinal del puente.
- **Camión de diseño:** vehículo con dos o más ejes, Con el cuál se calcularán las cargas máximas.
- **Carril:** el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 13) indica que es la “Franja longitudinal en que está dividida la calzada, delimitada o no por marcas viales longitudinales, y con ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos”.
- **Curva vertical:** por lo establecido en el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 14) “Curva en elevación que enlaza dos rasantes con diferente pendiente”.
- **Longitud de la curva vertical:** aquella longitud horizontal de la curva vertical.
- **Distancia de parada:** conforme al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 15) “Distancia total recorrida por un vehículo obligado a detenerse tan rápidamente como le sea posible, medida desde su situación en el momento de aparecer el objeto u obstáculo que motiva la detención. Comprende la distancia recorrida durante los tiempos de percepción, reacción y frenado”.
- **Eje:** De acuerdo al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 15) “Línea que define el trazado en planta o perfil de una carretera, y que se refiere a un punto determinado de su sección transversal”.

- **Estudios básicos de ingeniería de puentes:** conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los proyectos del puente.
- **Estudio de velocidad:** para medir la velocidad de la avenida obteniendo los tiempos de recorrido y demoras.
- **Índice Medio Diario Anual (IMDA):** el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) dice que “El volumen de tránsito promedio ocurrido en un período de 24 horas promedio del año”.
- **Intersección a desnivel:** para el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) “Zona en la que dos o más carreteras se cruzan a distinto nivel, y en la que se incluyen los ramales que pueden utilizar los vehículos para el desarrollo de los movimientos de cambio de una carretera a otra”.
- **Intercambio vial:** conforme al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) “Se entiende por intercambio a vial a la zona en la que dos o más carreteras se cruzan a distinto nivel para el desarrollo de todos los movimientos posibles de cambio de dirección de una carretera a otra sin interrupciones del tráfico vehicular”.
- **Intersección a nivel:** de acuerdo al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) “Zona común a dos o varias carreteras que se encuentran o se cortan al mismo nivel, y en la que se incluyen los ramales que puedan utilizar los vehículos para el paso de una a otra carretera”.
- **Junta de expansión:** el Manual de Puentes (MTC, pág. 52) indica que “Elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, sismos y otras acciones”.
- **Longitud del tablero:** el Manual de Puentes (MTC, pág. 52) dice que “Es la longitud medida, en el eje del tablero, entre los bordes extremos de la losa”.
- **Luz del cálculo:** para el Manual de Puentes (MTC, pág. 52) “Es la longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y se mide, generalmente, entre centros de apoyo del elemento estructural”.

- **Luz del tramo del puente:** conforme al Manual de Puentes (MTC, pág. 52) “Distancia longitudinal entre los ejes de apoyo de cada tramo que constituye la superestructura de un puente”.
- **Obras de arte especiales:** por lo establecido en el Manual de Puentes (MTC, pág. 52 y 53) “Conjuntos estructurales tales como puentes, viaductos, pasarelas, túneles, muros de gran tamaño y otras obras de magnitud, tal que, por sus proporciones y características, requieren proyectos específicos desarrollados por ingenieros calificados, construidos bajo la responsabilidad de profesionales de experiencia y con la supervisión constante y adecuada en todas las fases de la construcción”.
- **Obras de arte menores:** de acuerdo al Manual de Puentes (MTC, pág. 53) “Son aquellas obras cuya luz libre es menor a 6 m”.
- **Pendiente:** porcentaje de Inclinación de una rasante
- **Puente:** para el Ingeniero Arturo Rodríguez (Puentes LRFD, pág. 53) Obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial, por el cual no es posible el tránsito en dirección de su eje.
- **Ramal:** conforme al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) “Vía que une las calzadas que confluyen en una intersección para solucionar los distintos movimientos de los vehículos”.
- **Rotonda:** de acuerdo al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) “Intersección de forma circular al que se acceden, o del que parten, tramos de carreteras siendo único el sentido de circulación en el anillo”.
- **Sección Transversal:** corte transversal de la carretera, con un eje perpendicular al corte longitudinal.
- **Separador Central:** el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 16) dice que “La franja longitudinal situada entre dos plataformas separadas, no destinada a la circulación”.
- **Tramo:** el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 17) indica que “Con carácter genérico, cualquier porción de una carretera, comprendida entre dos secciones transversales cualesquiera”.

- **Tránsito:** para el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) “Todo tipo de vehículos y sus respectivas cargas, considerados aisladamente o en conjunto, mientras utilizan cualquier camino para transporte o para viaje”.
- **Vehículo:** de acuerdo al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) “Cualquier componente del tránsito cuyas ruedas no están confinadas dentro de rieles”.
- **Vehículo comercial:** ómnibus y camiones
- **Vehículo ligero:** conforme al Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) “Vehículo autopropulsado diseñado para el transporte de personas, limitando a no más de 9 pasajeros sentados incluye taxis, camionetas y automóviles privados”.
- **Vía:** espacio destinado al tránsito.
- **Vía urbana:** por lo establecido en el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) “Cualquiera de las que componen la red interior de comunicaciones de una población, siempre que no formen parte de una red arterial”.
- **Visibilidad de adelantamiento:** el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) indica que “La distancia que existe a lo largo del carril por lo que se realiza el mismo entre el vehículo que efectúa la maniobra de adelantamiento y la posición del vehículo que circula en sentido opuesto, en el momento en que puede divisarlo, sin que luego desaparezca de su vista finalizar el adelantamiento”.
- **Visibilidad de cruce:** el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) dice que “La distancia que precisa un vehículo para poder cruzar otra vía que intercepta su trayectoria. Está determinada por la condición de que el conductor del vehículo que espera para cruzar pueda ver si se acerca otro vehículo y, en este caso, juzgar si este se halla a distancia suficiente para poder finalizar la maniobra de cruce antes de que llegue a su posición el segundo vehículo”.
- **Visibilidad de parada:** para el Manual de Carreteras DG-2001 (MTC, pág. 18) “Distancia a lo largo de un carril que existe entre un obstáculo situado

sobre la calzada y la posición de un vehículo que circula hacia dicho obstáculo, en ausencia de vehículos intermedios, en el momento en que pueda divisarlo, sin que luego desaparezca de su vista hasta llegar al mismo”.

## **CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO**

### **3.1 Tipo y diseño de la investigación**

La presente investigación tiene una orientación aplicada, ya que busca generar conocimiento aplicado a los problemas de la sociedad, con un enfoque descriptivo y con un diseño transversal, porque los datos son analizados, recolectados y procesados.

#### **a) Tipo de investigación**

Tiene una orientación aplicada, dado que busca generar conocimiento aplicado a los problemas de la sociedad con un enfoque descriptivo, el cual recolecta datos e identifica la relación entre dos o más variables.

#### **b) Diseño de la investigación**

El diseño de la investigación está centrado en la optimización de la superestructura de un paso a desnivel cumpliendo el objetivo general y por ende, generando la solución del problema.

### **3.2 Población y muestra**

La población serán todos los vehículos que hacen uso de la Vía Evitamiento y Prolongación Bolognesi.

La muestra estará determinada por cualquier vehículo que pase por esta intersección.

### 3.3 Variables e hipótesis

En la tesis se muestran las características que pueden sufrir alteraciones, por lo cual, es objeto de análisis.

- a) Variable independiente: estudio comparativo entre el diseño de concreto armado y combinado
- b) Variable dependiente: optimización de la superestructura de un paso a desnivel en la vía de Evitamiento y Prolongación Bolognesi – Chiclayo.
- c) Hipótesis: a superestructura de un paso a desnivel de concreto combinado resulta la solución más óptima
- d) Definición operacional

Tabla 6. Operacionalización de variables:

VARIABLES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN (SUB VARIABLES)	INDICADORES
Diseño de concreto armado	Metodología para el diseño de la superestructura del paso a desnivel.	-Diseño por el método AASTO LRFD.	- Diseño vial. - Diseño de la superestructura de concreto armado y sección combinada.
Diseño combinado		-Modelamiento estructural.	-Sap Bridge v.14
óptimizar la superestructura del paso a desnivel	Puente de primera clase, con tránsito pesado y liviano.	-Costo de ejecución. -Tiempo de ejecución. -Costo de mantenimiento.	-Análisis de costos unitarios (presupuesto). -Cronograma. -Costo de mantenimiento.

Fuente. Elaborado por la autora



### **3.4 Matriz de consistencia**

Según los apuntes en clases brindado por el Ingeniero Samohod (2018) “Es la tabla que elabora un investigador, que expresa sintéticamente la consistencia y concordancia entre las partes que conforman un proyecto. Demuestra la calidad y el fundamento lógico de la propuesta del proyecto”. En la tabla 7 se gráfica la matriz que permite construir con rigor científico los problemas, objetivos e hipótesis en función a una o más variables.

Tabla 7. Matriz de consistencia

Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variables			Método
			Independientes	Dependientes	Indicadores	
General	general	General				
¿Cuál de los diseños, de concreto armado y combinado, es el más adecuado para optimizar la superestructura del paso a desnivel, Vía de evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú?	Realizar el análisis comparativo de diseño de concreto armado y diseño combinado para optimizar la superestructura del paso a desnivel, Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo – Perú	Al realizar el análisis comparativo el diseño combinado es el más óptimo para la superestructura del paso desnivel, Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi	Diseño de concreto armado y diseño combinado	Análisis comparativo de la superestructura del paso a desnivel	Diseño por el método LRFD Modelamiento estructural Presupuesto	
Específicos	Específicos	Secundarias			Indicadores	
¿De qué manera incide el diseño de concreto armado para realizar el análisis comparativo de la superestructura del paso a desnivel, Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú?	Elaborar el diseño de concreto armado de la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y La Prolongación Bolognesi	El diseño de concreto armado es necesario para realizar el análisis comparativo para la superestructura del paso desnivel en la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi	Diseño de concreto armado	Análisis comparativo		Esta investigación tiene una orientación aplicada ya que busca generar conocimiento o aplicado a los problemas de la sociedad  Tiene un enfoque descriptivo ya que recolecta datos e identifica la relación entre dos o más variables  Tiene un diseño de investigación transversal por que los datos son recolectados, analizados y comparados
¿De qué manera incide el diseño combinado para realizar el análisis comparativo de la superestructura del paso a desnivel, Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi, Chiclayo-Perú?	Elaborar el diseño combinado para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y La Prolongación Bolognesi	El diseño combinado es necesario para realizar el análisis comparativo para la superestructura del paso desnivel en la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi	Diseño combinado			
¿Cuál de los dos diseños tendrá menor costo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi - Chiclayo - Perú?	Efectuar el análisis del costo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi-Chiclayo-Perú	Empleando el diseño combinado se logra obtener menor costo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y La Prolongación Bolognesi	Análisis de costo de ejecución	Superestructura del paso a desnivel	Costo de ejecución Tiempo de ejecución Costo de Mantenimiento	
¿Cuál de los dos diseños tendrá menor tiempo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi - Chiclayo - Perú?	Hacer el análisis del tiempo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi-Chiclayo-Perú	Empleando el diseño combinado se logra obtener menor tiempo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y La Prolongación Bolognesi	Análisis de tiempo de ejecución			
¿Cuál de los dos diseños tendrá menor costo de mantenimiento para la superestructura del paso a desnivel en la intersección de la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi - Chiclayo - Perú?	Realizar el análisis del tiempo de ejecución para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y la Prolongación Bolognesi-Chiclayo-Perú	Empleando el diseño de concreto armado se logra obtener menor costo de mantenimiento para la superestructura del paso a desnivel en la Vía de Evitamiento y La Prolongación Bolognesi	Análisis de costo de mantenimiento			

Fuente: Elaborado por la autora

### **3.5 Metodología de la investigación**

Las técnicas e instrumentos seleccionados y descritos a continuación nos permitirán conocer en amplitud el problema en cuestión y por ende la propuesta de solución.

#### **a) Técnicas de recolección de datos**

Dentro de las técnicas a emplearse serán:

- Observación: esta técnica nos permitirá recolectar datos sobre el tema en cuestión, como por ejemplo datos referentes a la topografía que presenta la zona donde se planteó el proyecto.
- Análisis documental: Nos permitirá recolectar datos del tema de diseño de un bypass o intercambio vial a desnivel a partir de documentos físicos o digitales como, por ejemplo: revisión de Manuales Nacionales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Normativas Nacionales como el Reglamento Nacional de Edificaciones, normativas extranjeras como la AASHTO, entre otros documentos que ayudarán a cumplir la finalidad de la investigación.

#### **b) Instrumentos de recolección de datos**

Acto seguido, se presentan guías e instrumentos que se usarán para la recolección de datos:

- Guías de observación: registro de puntos, BMs y estaciones de levantamiento topográfico.
- Guía de análisis documental: Manuales MTC, se aplicó una guía de análisis documental de diferentes manuales para realizar el diseño de cada uno de los elementos de un intercambio vial (Diseño Geométrico de Carreteras DG – 2018, Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras – 2016, Manual de Carreteras dg-2001, Manual de Puentes -2016)

#### **c) Procesamientos para la recolección de datos**

Para la recolección de datos, recurriremos tanto a fuentes primarias como secundarias, el quipo recogerá informa de forma directa del campo como

también información procesada con el método, técnica e instrumentos, ya mencionados con anterioridad.

Todas las técnicas e instrumentos de recolección de datos tendrán rigor científico para cual se asegurará su confiabilidad, validez y objetividad en todo el procedimiento.

- Plan de análisis estadístico de datos: para el análisis de datos se empleará las funciones estadísticas de Excel, empleando la estadística descriptiva y sus parámetros de medias, promedios, frecuencias, porcentajes. Esta información será relevante para determinar y validar ensayos y estudio de tráfico vehicular.
- Estadígrafos de tendencia central: un estadígrafo de tendencia central es una medida (valor) en donde los datos tienden a condensarse y/o distribuirse alrededor de dicho valor.

Media aritmética o promedio: resulta de sumar cada valor de la población o muestra y dividirlo entre la cantidad total de datos sumados.

Para encontrar la media aritmética se usará:

Para datos no tabulados

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Para datos tabulados

$$\bar{X} = \frac{x_1 f_1 + x_2 f_2 + \dots + x_n f_n}{N} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i f_i}{N}$$

- Mediana: es el valor que se encuentra en el centro y/o divide a un conjunto finito de datos en dos partes iguales. Dichos datos deben estar inicialmente ordenados.

Para encontrar la mediana:

Para datos no tabulados

Con n par

$$Me = \frac{X_{(n/2)} + X_{(n/2)+1}}{2}$$

Con n impar

$$Me = X_{(n/2)}$$

Para datos tabulados

$$Me = l_i + c \left( \frac{\frac{N}{2} - F_{i-1}}{F_i - F_{i-1}} \right)$$

- Estadígrafos de dispersión o variabilidad: un estadígrafo de dispersión es una medida que indica la forma y/o grado como se distribuyen los datos recolectados.
- Varianza: la varianza es una medida que indica la proximidad de la media con cada uno de los valores en cuestión, en otros términos, es la forma como se distribuyen los datos obtenidos alrededor de la media. Esta variabilidad queda expresada en unidades cuadradas.

Para encontrar la varianza:

Para datos no tabulados

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n} - \bar{X}^2$$

Para datos tabulados

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 f_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i^2 f_i}{N} - \bar{X}^2$$

- Desviación estándar o típica  
Se puede definir como una raíz cuadrada real de la varianza y nos indica la variabilidad de los datos en forma absoluta.

Para datos no tabulados

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n} - \bar{X}^2}$$

Para datos tabulados

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 f_i}{N}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n X_i^2 f_i}{N} - \bar{X}^2}$$

- Coeficiente de variación: se entiende como coeficiente de variación a la división de típica y la media aritmética, es un número adimensional y se expresa en porcentaje, sirve para tener una idea de la variabilidad de varias variables. Si por ejemplo la altura tiene un CV= 20% y el peso un CV=5%, esto significa que en los sujetos en análisis tienen una mayor dispersión de altura que en peso.

$$C.V. = \frac{S}{\bar{X}}$$

## CAPÍTULO IV. DESARROLLO

### 4.1 Diseño vial

En el siguiente sub capítulo se presentará el diseño vial de la superestructura del paso a desnivel entre la Vía Evitamiento y la Prolongación Bolognesi.

a) Descripción del área del proyecto: la intersección en cuestión se ubica en la Vía de Evitamiento de la Panamericana Norte y la Prolongación Bolognesi, Distrito Chiclayo, Provincia de Chiclayo y Departamento de Lambayeque.

b) Ubicación:

Lugar	:	Vía Evitamiento – Panamericana Norte
Localidad	:	Chiclayo
Distrito	:	Chiclayo
Provincia	:	Chiclayo
Departamento	:	Lambayeque
Coordenadas	:	9249662.10 S 625075.42 E

c) Vías de acceso: el acceso a la zona de trabajo se realiza siguiendo la Vía Evitamiento de la Panamericana Norte (Tramo II) o también por la avenida Prolongación Bolognesi. La ruta en mención se encuentra asfaltada en toda su longitud tanto para la Panamericana Norte como para la Prolongación Bolognesi.

d) Clima: el clima es subtropical, las temperaturas varían entre 16° a 24°C. predominan los fuertes vientos llamados “Ciclones”, los cuales logran bajar la temperatura ambiental a un clima moderado durante casi todo el año.

Cada 7 años se presentan temperaturas elevadas que pueden pasar los 35° debido al Fenómeno del Niño, con lluvias regulares y aumento extremado del agua de los ríos (Wikipedia, s.f.).

- e) Altitud del área del proyecto: el área del proyecto está ubicada entre la cota 22 y 27 m.s.n.m.
- f) Diseño geométrico: para el diseño geométrico de los accesos al intercambio vial se ha tomado como referencia el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG - 2018) del MTC. La definición de los alineamientos, perfiles longitudinales y transversales son tomados del diseño geométrico brindado por el Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas. Se considera que ambas vías presentan 2 calzadas de 2 carriles cada una de 3.30 m de ancho con una berma exterior de 1.20m. La Vía de Evitamiento cuenta con un separador de 6.00 m y la Prolongación Bolognesi con un separador de 10.00 m.
- g) Clasificación de la Vía: según el “Reglamento para el sistema Vial Urbano de la Metrópoli de Chiclayo 2011 – 2016”
  - Clasificación por demanda: la Vía de Evitamiento es tomada como Autopista de Primera Clase o Vía Expresa. Según el Manual de Carreteras Dg-2018 (MTC) “Presenta un Índice Medio Diario Anual (IMDA) superior a 6 000.00 vehículos por día y que el flujo debe ser ininterrumpido en todo su trayecto y permite la circulación de vehículos pesados y livianos, mas no; la circulación de vehículos menores o de peatones. (Ministerios de Transportes y Comunicaciones, 2018). El control en sus accesos debe ser total, los cruces para vehículos y/o peatones se realizan mediante pases a desnivel. Sus calzadas están divididas a través de un separador de 6.00 metros como mínimo y cada calzada presenta como mínimo dos carriles de no menos de 3.60 metros de ancho. Para el servicio a propietarios adyacentes se realiza mediante vías auxiliares laterales.
  - Clasificación según condiciones orográficas: conforme a los resultados del levantamiento topográfico de la zona, se encontraron pendientes



longitudinales de entre 3% a 6% y transversales de no más del 10%, considerándose terreno plano (tipo 1).

- h) Elección de la velocidad de diseño: para el Manual de Carreteras Dg-2018 (MTC) “La Velocidad de Diseño es aquella máxima que se podrá mantener con seguridad sobre una sección determinada de la carretera”. Por lo tanto, del siguiente cuadro, extraído del Manual de diseño geométrico de Carreteras DG - 2018, concluimos que para los accesos al Intercambio Vial se adoptará una velocidad directriz de 130 Km/h, sin embargo, por la presencia de curvas verticales esta velocidad de diseño máxima se reducirá a 50 Km/h.

Tabla 8. Velocidad máxima de diseño

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

Fuente: Tomado del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico (MTC 2018)

- i) Distancia de visibilidad de parada: de acuerdo al Manual de Carreteras Dg-2018 (MTC) “Es la distancia que recorre un vehículo desde el momento que visualiza una situación del riesgo hasta que el conductor logra detener el

vehículo”. En la tabla 6. se presenta la distancia de visibilidad de parada considerando la velocidad de diseño 50 km/hr, la visibilidad de parada para la investigación es de 63 m.

Tabla 9. Visibilidad de parada

Velocidad De Diseño (km/h)	DISTANCIA (m)
30	30
40	45
50	63
60	85
70	111
80	140
90	469
100	205
110	247
120	286

Fuente: Manual de Diseño Geométrico en Vías Urbanas (ICG, 2005)

- j) Sección transversal: conforme al Manual de Carreteras Dg-2018 (MTC) “Los elementos que integran y definen la sección transversal son ancho de zona o derecho de vía, calzada o superficie de rodadura, bermas, carriles, cunetas, taludes y elementos complementarios. Actualmente, la vía existente es de asfalto de dos calzadas con 2 carriles cada una. Las calzadas están separadas por un separador variable que va de 2.65 m a 7.80 en las secciones de estudio. Las calzadas de una sola dirección tienen 2 carriles de 3.30m de ancho, lo que hacen una calzada de 6.60m de ancho. Presenta una berma exterior de 1.20m. Ajustado de acuerdo al Manual de Carreteras, para el diseño actual se estima un ancho de carril de 3.30. La dimensión adoptada para la sección transversal se adopta la misma, ya que la autopista ya está construida.
- k) Bermas: para el Manual de Carreteras Dg-2018 (MTC) “Una berma es aquella franja paralela a la superficie de rodadura, cumpliendo una doble función, una como confinamiento de la calzada y otra como un espacio de seguridad en el caso de paradas de algún vehículo”, conforme a la tabla 10 tomado le corresponde un ancho de berma de 3.00 metros para la parte

lateral derecha y 1.80 m para la parte lateral izquierda. Por motivos de que la vía ya está diseñada, se determina 0.8 m de berma a la parte lateral derecha e izquierda.

Tabla 10. Anchos de bermas según velocidad de diseño

Clasificación	Autopista				Carretera				Carretera				Carretera							
	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Características	Primera clase				Segunda clase				Primera clase				Segunda clase				Tercera Clase			
Tipo de orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Velocidad de diseño: 30 km/h																				
40 km/h																				
50 km/h											2.60	2.60			1.20	1.20	1.20	1.20	0.90	0.90
60 km/h					3.00	3.00	2.60	2.60	3.00	3.00	2.60	2.60	2.00	2.00	1.20	1.20	1.20	1.20		
70 km/h			3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00	2.00	1.20		1.20	1.20		
80 km/h	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00	2.00			1.20	1.20		
90 km/h	3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00	3.00			2.00				1.20	1.20		
100 km/h	3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00				2.00							
110 km/h	3.00	3.00			3.00															
120 km/h	3.00	3.00			3.00															
130 km/h	3.00																			

Fuente: Tomado del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico dg – 2018.

- l) Bombeo: el Manual de Carreteras Dg-2018 (MTC) indica que “El bombeo es una inclinación de la sección transversal, con el objetivo de evacuar las aguas que pueda existir superficialmente en ella”. La tabla 11 da valores recomendados y mínimos que garantizan la adecuada evacuación. Tomando en cuenta, dichos valores se ha adoptado una Bombeo de 2.5% con el fin de mantener la misma altura en el centro de los dos carriles.

Tabla 11. Bombeo en superficie de rodadura

Tipo de Superficie	Bombeo (%)	
	Precipitación <500 mm/año	Precipitación >500 mm/año
Pavimento asfáltico y/o concreto Portland	2.0	2.5
Tratamiento superficial	2.5	2.5-3.0
Afirmado	3.0-3.5	3.0-4.0

Fuente: Tomado del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico dg – 2018.

m) Curvas verticales: el Manual de Diseño Geométrico (ICG, 2005) dice que “La forma de unir dos tramos en tangente con pendientes diferentes es a través de curvas verticales, estas curvas son del tipo parabólica y se adoptan así por la suavidad de transición en el cambio de pendientes y su facilidad de cálculo”.

- Curvas verticales convexas: para el manual de diseño geométrico (ICG, 2005) “Aquellas que en sentido al tráfico se pasan de una pendiente a otra menor. Las expresiones a usarse para el cálculo de la longitud mínima de la curva vertical” son:

L= Longitud horizontal de la curva vertical (m)

Dp= Distancia de visibilidad de parada (m)

A= Valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes en porcentaje

h1= Altura del OJO del Observador = 1.08 m

h2= Altura del objeto observado = 0.15 m

Para el caso  $L < D_p$

$$L = \frac{A \cdot D_p^2}{100 (\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

Para el caso de  $D_p < L$

$$L = 2 D_p - \frac{200 (\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}{A}$$

En donde la longitud de curva mínima (L) viene a ser 15 m, en donde se está considerando 25 m por precaución.

- Curvas verticales concavas: aquellas que en sentido al tráfico se pasan de una pendiente a otra mayor. Las expresiones a usarse para el cálculo de la longitud mínima de la curva vertical son las mismas que las curvas verticales convexas.

Para el caso  $L < D_p$

$$L = \frac{A \cdot D_p^2}{120 + 3.5 D_p}$$

Para el caso  $L < D_p$

$$L = 2D_p - \frac{120 + 3.5D_p}{A}$$

A continuación, se presenta un ábaco (figura), con el cual se definirá la longitud horizontal de la curva vertical, considerando velocidad de diseño y diferencia de pendientes.

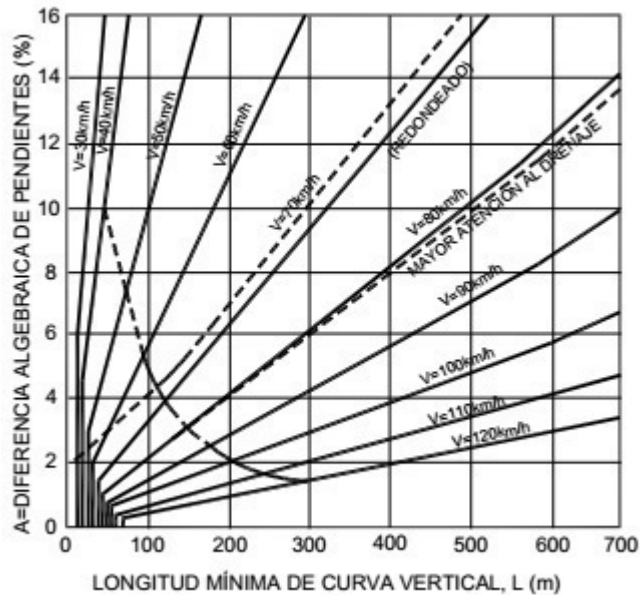


Figura 5 Abaco para longitud vertical

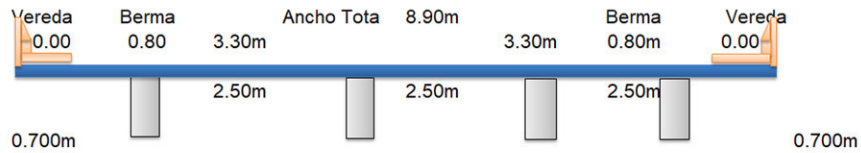
Fuente: Manual de Carreteras (MTC, 2018)

La velocidad de diseño escogida para la presente tesis es de 50 Km/hr y la diferencia entre pendientes es 6%, por lo tanto, la longitud horizontal sería 50 m.

## 4.2 Diseño de la superestructura

La metodología usada para el diseño estructural es la del ASSHTO LRFD, en el cual se estima diseñar los elementos de manera elástica.

a) Diseño de concreto armado



**GEOMETRÍA**

Luz =	20.00 m
Ancho calzada izq=	3.30 m
Ancho calzada der=	3.30 m
N° Vías=	2.00
esfalto=	0.05 m
Barrera=	Si
Baranda=	No
Ancho=	8.90 m
Berma derecha=	0.80 m
Berma izquierda=	0.80 m
Vereda derecha=	0.00 m
Vereda izquierda=	0.00 m
es vereda=	0.00 cm
N° Vigas=	4.00 und
Sep. vigas (S)=	2.50 m
N° Vigas diafragma=	5.00 und
es losa =	20.00 cm

**MATERIALES**

f <sub>c</sub>	=	280.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Y concreto	=	2400.00 Kg/m <sup>3</sup>
Y asfalto	=	2250.00 Kg/m <sup>3</sup>
Y acero	=	7.85 Tn/m <sup>3</sup>
f <sub>y</sub> Perfil Acero	=	3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> As corrugado	=	4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Elasticidad Acero	=	2040000 Kg/cm <sup>2</sup>
Elasticidad Concreto	=	250998 Kg/cm <sup>2</sup>
rec. Inferior losa	=	2.50 cm
rec. Superior losa	=	5.00 cm
φ <sub>bar. Long</sub>	=	1/2" cm
diametro efectivo.	=	16.86 cm

**DIMENSIONAMIENTO DE VIGA**

Peralte de Viga 0.070L -----> 1.40 cm Tanteo usar: = 1.40

Ancho de la viga

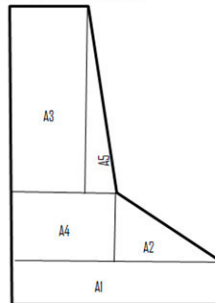
$$b = 0.0157 * \text{raiz}(S) * L = 0.50 \text{ m} \text{ ---> } 0.60 \text{ m}$$

VIGA= 60 X 1.40

Separación libre S' = 2.50m Peralte de Viga = 1.40m

**I.- DIMENSIONES DE BARRERA PARA TRÁFICO VEHICULAR**

A3 Ancho superior	0.100 m
A1 Ancho inferior	0.350 m
A4,A5 Ancho intermedio	0.150 m
A2 Ancho derecho	0.100 m
Altura total	0.850 m
A1 Altura inferior	0.130 m
A2,A4 Altura media	0.250 m
A5 Altura superior	0.470 m
f <sub>c</sub> =	280.000 Kg/cm <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =	4200.000 Kg/cm <sup>2</sup>
Y conocr =	2400.000 Kg/m <sup>3</sup>



**II.- DISEÑO DE LA LOSA**

a) Predimensionamiento  $t_{min} = (S+3000)/30$   $t_{min} = 275.00 \text{ mm}$   $t_{min} = 20.00 \text{ cm}$   
 $t_{min} = 27.50 \text{ cm}$

S: separación entre vigas (mm)

Nota. la barrera es una carga muerta, por tanto, sus dimensiones se usan para hallar el momento último para vigas y losa.

c) Cargas

Carga muerta DC: $W_{losa} = e_{losa} \times Yc^o \times 1ml$	----->	480.00	Kg-m
Carga DW: $Wasfalto = e_{asfalto} \times Yasf \times 1ml$	----->	112.50	Kg-m
$M_{DC} = (WL2)/8$	----->	0.375	Tn-m/m
$M_{DW} = (WL2)/8$	----->	0.088	Tn-m/m
Carga viva (LL) Tabla A4-1 AASHTO Para separación entre vigas:	L=	2.50	m
M(+)-II+i 26310 N-mm/mm	----->	$\frac{26310}{9.81}$	= 2681.96 Kg-m/m -----> 2.68 Tn-m/m
M(-)-II+ii 29720 N-mm/mm	----->	$\frac{29720}{9.81}$	= 3029.56 Kg-m/m -----> 3.03 Tn-m/m
Cálculo de ancho de faja E			
$E = \frac{2100 + 0.12 \sqrt{(L1W1)}}{\sqrt{N1}} \leq \frac{W}{N1}$	=	3701.00	≤ 4450.00
Siendo:			
L1= 20000mm	E=	3.7	m
W1= 8900mm			
NL= 2mm			
W= 8900mm			

d) Cálculo de acero para Momento Negativo

d-1.- Criterios LRFD aplicables

Resistencia I  $U = 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM)$  (L 3.4.1-1; 3.4.1-2 AASHTO/Tablas 2.4.5.3.1-1; 2.4.5.3.1-2 Manual Puentes)  
 Servicio I  $U = 1.00 DC + 1.00 DW + 1.00 (LL + IM)$  (L 3.4.1-1; 3.4.1-2 AASHTO/Tablas 2.4.5.3.1-1; 2.4.5.3.1-2 Manual Puentes)

d-1.1.- Diseño por Estado límite de Resistencia I

Acero perpendicular al tráfico  $Mu = 1*(1.25DC+1.50 DW+1.75(LL+IM))$

$\eta_D$	$\eta_R$	$\eta_I$	$\eta_{II}$	$M_{DC}$	$M_{DW}$	$M_{(LL+IM)}$	Mu (Tn-m)
1.00	1.00	1.00	1.00	0.38	0.09	3.03	5.90

$\phi_{bar}$ Lon	=	5/8" plg	a	=	2.09 cm
recub. Su	=	5.00 cm	As	=	11.87 cm <sup>2</sup> As>As min
d	=	14.21 cm	As min	=	3.96 cm <sup>2</sup> OK
b	=	100.00 cm	$\rho$	=	0.00835 Falla Dúctil
f'c	=	280.00 Kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_{balancead}$	=	0.02833
fy	=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_{máxima}$	=	0.02125
$\theta$	=	0.90	As máx	=	30.19 cm <sup>2</sup>
$\beta$	=	0.85			

Usando $\phi_{bar}$ Long	5/8" plg	separación	=	16.68 cm
		Separación	=	25.00 cm

+ As mínimo La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de Mcr y 1.33 Mu

$Mcr = 1.1 Fr \cdot S$	1 Mpa =	10.197 kg/cm <sup>2</sup>	$Mcr =$	2.47 Tn-m
$Fr = 0.63 \cdot (f'c)^{0.5}$	Fr =	33.66 Kg/cm <sup>2</sup>	1.33 Mu =	7.85 Tn-m
$S = (b \cdot h^2)/6$	S =	6667 cm <sup>2</sup>		

Nota: para hallar el momento último por el camión de diseño HL-93, se ha escogido el método de la tabla encontrada en el apéndice IIB (Rodríguez, Puentes, pág. 23), otros métodos son método analítico y momentos corregidos.

La cantidad de acero 3.96 cm<sup>2</sup> Resiste -----> 5.90 > 2.47 Tn-m

Donde:

$$Fr = 0.63Vf'c \text{ Mpa}$$

$$S = bh^2/6$$

Usar 1 φ 5/8" @ 25cm

+ As temperatura =  $(0.18 \cdot b \cdot h) / (2 \cdot (b+h)) \text{ cm}^2/r$  AASHTO 5.10.8.2-2

b = 890.00 cm As temp. = 1.76 cm<sup>2</sup>/m (total en cada dirección, en cada cara)  
 h = 20.00 cm Además 1.76 cm<sup>2</sup>/m ≤ As ≤ 12.70 cm<sup>2</sup>/m

Usaremos As = 1.76 cm<sup>2</sup>/m

Usando φ 3/8" plg Smáx = 3\*l = 60.00 cm  
 separaciór = 40.33 cm

Separació 25.00 cm Usar 1 φ 3/8" @ 25cm

e) Cálculo de acero para Momento Positivo

e-1.- Criterios LRFD aplicables

Resistenc U= 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (L 3.4.1-1; 3.4.1-2 AASHTO/Tablas 2.4.5.3.1-1; 2.4.5.3.1-2 Manual Puentes)  
 Servicio I U= 1.00 DC + 1.00 DW + 1.00 (L 3.4.1-1; 3.4.1-2 AASHTO/Tablas 2.4.5.3.1-1; 2.4.5.3.1-2 Manual Puentes)

e-1.1.- Diseño por Estado límite de Resistencia I

Acero perpendicular al tráfico Mu = 1\*(1.25DC+1.50 DW+1.75(LL+IM))

ηD	ηR	ηI	ηi	M <sub>DC</sub>	M <sub>DW</sub>	M <sub>(LL+IM)</sub>	Mu (Tn-m)
1.00	1.00	1.00	1.00	0.375	0.088	2.68	5.29

φbar. Lon = 1" plg a = 1.60 cm As>As min  
 recub. Inf = 2.50 cm As = 9.08 cm<sup>2</sup> OK  
 d = 16.23 cm As min = 4.53 cm<sup>2</sup>  
 b = 100.00 cm ρ = 0.00559 Falla Dúctil  
 f'c = 280.00 Kg/cm<sup>2</sup> pbalancead = 0.02833  
 fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> pmáxima = 0.02125  
 θ = 0.90 As máx = 34.49 cm<sup>2</sup>  
 β = 0.85

Usando φbar. Long 5/8" plg separaciór = 43.74 cm  
 Separaciói = 25.00 cm

+ As mínim La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de Mcr y 1.33 Mu

Mcr = 1.1 Fr\*S 1 Mpa = 10.197 kg/cm<sup>2</sup> S = (b\*h<sup>2</sup>)/6 1.33 Mu = 7.04 Tn-m  
 Fr = 0.63\*(f'c)<sup>0.5</sup> Fr = 33.66 Kg/cm<sup>2</sup>

La cantidad de acero 4.53 cm<sup>2</sup> Resiste -----> 5.29 > 2.24 Tn-m

Usar 1 φ 5/8" @ 25cm

+ As de distribución % = 1750/(S)<sup>0.5</sup> <= 50% -----> 24.75 %

Usando φ 1/2" plg As rep.= 1.12 cm<sup>2</sup>  
 separaciór= 115.16 cm  
 Separaciór= 25.00 cm  
 Usar 1 φ 1/2" @ 25cm

As temp Usar 1 φ 3/8" @ 25cm Usar 1 φ 5/8" @ 25cm



As dist Usar 1 φ 1/2" @ 25cm Usar 1 φ 5/8" @ 25cm



g) Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

$$F_{As} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 F_y$$

Para el acero principal:

$$d_c = 4.00$$

$$b = 100.00$$

$$N^{\circ} \text{ var} = 1$$

$$A = \frac{24 \times b}{N^{\circ} \text{ var}} = 799 \text{ cm}^2 \quad \text{Art. 5.7.3.4}$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm (exposición moderada)} \quad \text{Art. 5.7.3.4}$$

$$Z = 30,591 \text{ kg/cm}$$

$$F_{As} = \frac{30591}{(4 \times 159.8)^{1/3}} = 2077.65 \leq 2520$$

h) Esfuerzo del acero por cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el diseño por Estado Limite de Servicio I, con n=1:

$$M_s = n(f_1 . OM_{DC} + I . OM_{DW} + I . OM_{LL+HL}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 3.14 \text{ tn-m}$$

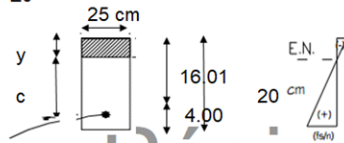
Para un ancho trit 25.00 cm

$$M_s = 3.14 \times 0.25 = 0.79 \text{ tn-m}$$

$$E_s = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15344 \sqrt{f'c} = 256754.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.94 \text{ kg/cm}^2$$



Usar 1  $\phi$  5/8" @ 25cm

$$A_{st} = \text{Area de acero transformada} = \text{Relación modular "n" x area de ace } 15.8 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar Y:

$$25 Y (y/2) = 15.81 X (16.01 - Y)$$

$$Y = 6.40$$

$$c = 9.61$$

Inercia respecto al eje neutro de la sección transformada

$$I = A_{st} c^2 + \frac{b y^3}{3} = 3642.785 \text{ cm}^4$$

$$\text{Luego: } F_s = 1647 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$F_s =$  Esfuerzo del acero

#### V.- DISEÑO DEL VOLADO DE LA LOSA

Ancho de la franja paea bordes longitudinales de losa

Según el Art. 4.6.2.1.4b AASHTO LRFD, el Eborde se toma como la suma entre la distancia, el borde del tablero y la carra interna de la barrera más 0.30m, más la mitad del ancho de la faja E borde no deberá ser mayor a 1.80m.

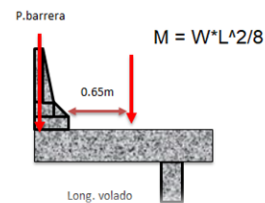
$$E = 3.7 \text{ m}$$

$$\text{Eborde: } 0.35 \text{ m} + 0.00 \text{ m} + \frac{3.70 \text{ m}}{4} \leq 1.8$$

$$\text{Eborde: } 1.28 \quad \text{OK}$$

Carga Muerta (DC)

por	1.00	m de ancho de losa	S entre diafrac	=	5.00	m	
W losa	=	480.00	Kg/m	M losa	=	1500.00	Kg-m
W Vere	=	0.00	Kg/m	M vereda	=	0.00	Kg-m
W barre	=	474.60	Kg/m	M barrera	=	1483.13	Kg-m
W baral	=		Kg/m	M baranda	=	0.00	Kg-m
DC	=	954.60		Mu DC	=	2983.13	Kg-m



Carga Superficie de Rodadura (DW) Wasfalto = 112.50 Kg/m Masfalto = 1216.3 Kg-m

e-1.- Criterios LRFD aplicables

Resistencia I U= 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (L 3.4.1-1; 3.4.1-2 AASHTO/Tablas 2.4.5.3.1-1;2.4.5.3.1-2 Manual Puentes)  
 Evento Extremo II U= 1.00 DC + 1.00 DW + 1.00 (C 3.4.1-1; 3.4.1-2 AASHTO/Tablas 2.4.5.3.1-1;2.4.5.3.1-2 Manual Puentes)

e-1.1.- Diseño por Estado límite de Resistencia I Mu = 1\*(1.25DC+1.5DW+1.75(LL+IM))

$\eta_D$	$\eta_R$	$\eta_I$	$\eta_i$	$M_{DC}$	$M_{DW}$	$M_{(LL+IM)}$	Mu (Tn-m)
1.00	1.00	1.00	1.00	2.98	1.22	3.03	10.86

**Acero principal paralelo al tráfico**

El momento último de diseño s Mu = 10.86 Tn-m  
 Elegimos 1  $\phi$  5/8" @ 0.15 m

recub. li = 2.50 cm As = 17.51 cm<sup>2</sup>/m  
 d = 16.71 cm a = 2.33 cm  
 b = 100 cm As min = 4.66 cm<sup>2</sup>  
 f'c = 280 Kg/cm<sup>2</sup>  
 fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\theta = 0.95$   
 $\beta = 0.85$   
 $\phi Mn = \phi As * fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$   
 $\phi Mn = 8.18$  Tn-m

**USAR As 1  $\phi$  5/8" @ 0.15m**

As mínim La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de Mcr y 1.33 Mu

Mcr = 1.1 Fr\*S 1 Mpa = 10.197 kg/cm<sup>2</sup> S = (b\*h<sup>2</sup>)/6 Mcr = 2.47 Tn-m  
 Fr = 0.63\*(f'c)<sup>0.5</sup> Fr = 33.66 Kg/cm<sup>2</sup> S = 6667 cm<sup>2</sup> 1.33 Mu = 14.44 Tn-m

La cantidad de ac 13.20 cm<sup>2</sup> Resiste -----> 10.86 > 2.47 Tn-m

As de distribución % = 1750/(S)<sup>0.5</sup> <= 50% -----> 24.75 % As rep. = 3.27 cm<sup>2</sup>

Usando  $\phi$  1/2" plg separación = 39.49 cm  
 Separación = 25.00 cm  
**Usar 1  $\phi$  1/2" @ 25cm**

As temp Usar 1  $\phi$  3/8" @ 25cm USAR As 1  $\phi$  5/8" @ 0.15m



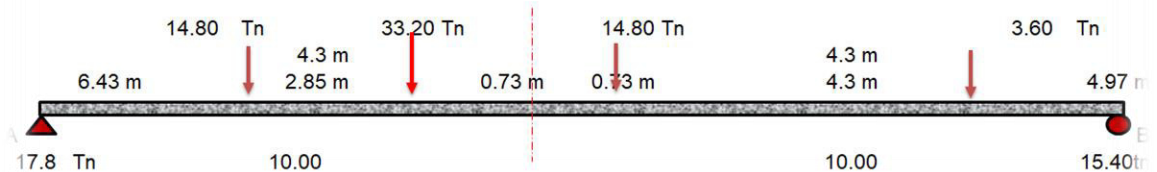
As dist Usar 1  $\phi$  1/2" @ 25cm USAR As 1  $\phi$  5/8" @ 0.15m

**V.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES INTERIORES Y EXTERIORES**

**V.1.- CÁLCULO DE CARGAS, MOMENTOS Y CORTANTES**

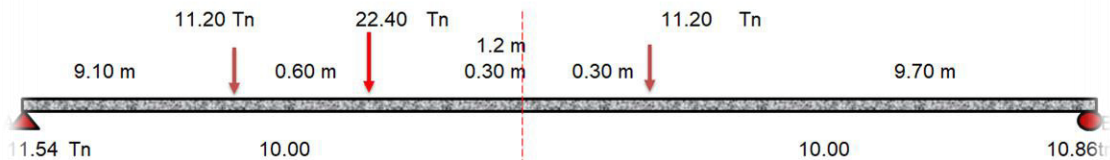
**V.1.1.- CARGA VIVA HL-93**

a) Camión



Posición de result	x =	2.85 m	M máx =	127.31 Tn-m			
Reacción Apoyo /	Ra =	17.80 Tn-m	10.73	x 17.80	- 4.30	x 14.80	=127.3 Tn-m
Reacción Apoyo /	Rb =	15.40 Tn-m	17.80	x 6.43			=114.4 Tn-m
			15.40	x 4.97			=76.59 Tn-m

b) Tándem de diseño



Posición de resultante R	x =	0.60 m	M máx =	105.38 Tn-m			
Reacción Apoyo A	Ra =	11.54 Tn-m	9.70	x 10.86			=105.4 Tn-m
Reacción Apoyo B	Rb =	10.86 Tn-m	9.10	x 11.54			=105.0 Tn-m

c) Carga de carril



Momento máximo  $M_{max} = WL^2/8$   $M_{max} = 48.00$  Tn-m

Resumen de Carga Viva por Camión diseño HL-93

	Mom (Tn-m)	Máx a y b (Tn-m)	M. imp (MI) (Tn-m)	M. máx (LL+IM) (Tn-m)
a Camión	127.31	127.31	42.01	217.33
b Tándem	105.38			
c Carril	48.00			

Factores de distribución

VIGAS EXTERIORES

$$g = 0.060 + (S/4300)^{0.4} \times (S/L)^{0.3} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1} = 0.82$$

$$g = 0.075 + (S/2900)^{0.6} \times (S/L)^{0.2} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1} =$$

$$M. \text{ máx} = 217.33 \text{ tn-m} \times 0.82 = 178.208 \text{ tn-m}$$

VIGAS INTERIORES

$$g = 0.060 + (S/4300)^{0.4} \times (S/L)^{0.3} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1} = 0.557$$

$$g = 0.075 + (S/2900)^{0.6} \times (S/L)^{0.2} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1} =$$

$$M. \text{ máx} = 217.33 \text{ tn-m} \times 0.557 = 121.051 \text{ tn-m}$$

g: factor de distribución

S: separación entre vigas (mm);  $1100 \leq S \leq 4900$

L: longitud del tramo (mm);  $6000 \leq L \leq 73000$

ts: espesor de losa de concreto (mm);  $110 \leq ts \leq 3000$

Kg: parámetro de rigidez longitudinal ( $mm^4$ )  $4 \cdot 10^9 \leq Kg = n \times (I + A \times eg^2) \leq 3 \cdot 10^{12}$

n: relación modular  $n = EB / ED$

EB: Mód. Elasticidad material de la Viga

ED: Mód. Elasticidad material de la losa

I: momento de inercia de la viga de acero ( $mm^4$ )

A: área de viga de acero

eg: distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y la losa (mm)

- a) Un carril cargado  $g = 0.060 + (S/4300)^{0.4} \times (S/L)^{0.3} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1}$   
 b) Dos carriles cargados  $g = 0.075 + (S/2900)^{0.6} \times (S/L)^{0.2} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1}$

Viga interior

Carga muerta DC:	CARGAS		M DC = $WL^2/8$
	Wlosa	= 1.200 Tn/m	70.06 Tn-m
	Wviga	= 0.201 Tn/m	

Cargas puntuales      Wdiafragm: = 0.36 tn      Lvd= 2.48 m  
 Separación = 5.00 m

Cálculo de momento por carga puntual

			Distancia	Dist. Acum	Ra	Rb	Momento
VD1	1	0.360	0.000	0.000	0.360	0.000	0.000
VD2	2	0.360	5.000	5.000	0.270	0.090	2.700
VD3	3	0.360	5.000	10.000	0.180	0.180	5.400
VD4	4	0.36	5.000	15.00	0.09	0.27	8.100
VD5	5	0.36	5.000	20.00	0	0.36	10.800
					0.900	0.900	10.800

M dc = 70.06 + 10.800 = 80.86 Tn-m

Carga por superficie de rodadura DW

Wasfalto = 0.281 Tn/m       $M_{DW} = WL^2/\xi$        $M_{DW} = 14.06$  Tn-m

Viga Exterior

Carga muerta DC:	CARGAS		M DC = $WL^2/8$
	Wlosa	= 0.936 Tn/m	80.59 Tn-m
	Wviga	= 0.201 Tn/m	
	Wbaranda	= 0.000 Tn/m	
	Wbarrera	= 0.475 Tn/m	
	Wvereda	= 0.000 Tn/m	
		1.612 Tn/m	

Cargas puntuales      Wdiafragm: = 0.06 Tn/m      Mdiafrac.= 10.80 Tn-m

Carga por superficie de rodadura DW      b efectivo = 1.60 m

Wasfalto = 0.180 Tn-m       $M_{DW} = WL^2/\xi$        $M_{DW} = 9.00$  Tn-m

Carga viva peatonal      Wpl = 0.00 Tn/m      Mpl= 0.00 Tn-m

2.-RESUMEN MOMENTOS EN VIGAS INTERIORES Y EXTERIORES

Esfuerzo	VIGAS EXTERIORES		
	QCONBRIDGE	Excel	
	N-M	T-M	T-M
Mdc=	1977000	201.59	80.59
Mdw=	118858	12.12	9.00
Mll-im=	2337000	238.30	178.208
Resist I=	4272000	435.62	426.1009
Mfatiga=	717000	73.11	356.9015

Esfuerzo	VIGAS INTERIORES		
	QCONBRIDGE	Excel	
	N-M	T-M	T-M
Mdc=	1735000	176.92	70.06
Mdw=	118858	12.12	14.06
Mll-im=	1337000	136.33	121.05
Resist I= N	3615000	368.62	320.51
Mfatiga=	414714	42.29	265.7

3. Cálculo de acero viga interior

Acero principal

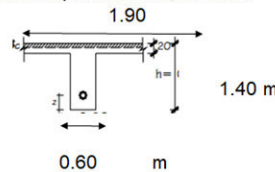
Para el estado limite de Resistencia I, con n=1

Mu= 320.51 tn-m

Según el procedimiento de diseño para vigas T señalado en el Apéndice III-B, se tiene:

Ancho efectivo de viga T (Art. 4.6.2.6), el menor valor de:

$L/4 = 5$   
 $1.25 + t_w = 2.7$   
 $S = 2.50$



Entonces b= 1.90 m  
 Suponiendo c=t= 20.00 cm

a = 0.85c= 17 cm      Utilizando A=18Ø1" con la distribución mostrada, estribos Ø 1/2" y recubrimiento r= 5 cm

Calculo de "Z":

Momentos en la base de la vida, siendo  $5.1 \text{ cm}^2$   
 Donde  $z = 12.91 \text{ cm}$   
 $d = 127.09 \text{ cm}$   
 As > As min  
 OK  
 Falla Dúctil

Diseño de la parte rectangular

$\phi_{bar}$ Lon	=	1" plg	a	=	2.09 cm
recub. Su	=	5.00 cm	a nuevo	=	6.86
d	=	127.09 cm	As	=	68.57 cm <sup>2</sup>
b	=	60.00 cm	As (16Ø1")	=	81.6 cm <sup>2</sup>
f'c	=	280.00 Kg/cm <sup>2</sup>	As min	=	21.27 cm <sup>2</sup>
fy	=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	$\rho$	=	0.00899
$\theta$	=	0.90	pbalancea	=	0.02833
$\beta$	=	0.85	p máxima	=	0.02125
			As máx	=	162.04 cm <sup>2</sup>
Usando $\phi_{bar}$ Long	1" plg		Varillas	=	16.00

+ As mínimo La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.2 Mcr y 1.33 Mu

$Mcr = 1.1 Fr \cdot S$   $1 \text{ Mpa} = 10.197 \text{ kg/cm}^2$   $S = (b \cdot h^2)/6$   $Mcr = 72.58 \text{ Tn-m}$   
 $Fr = 0.63 \cdot (f'c)^{0.5}$   $Fr = 33.66 \text{ Kg/cm}^2$   $1.33 Mu = 426.28 \text{ Tn-m}$   
 $S = 196000.00 \text{ cm}^2$

La cantidad de acero  $21.27 \text{ cm}^2$  Resiste  $\text{-----> } 320.51 > 72.58 \text{ Tn-m}$   
 Donde:

$$Fr = 0.63 \sqrt{f'c} \text{ Mpa}$$

$$S = bh^2/6$$

Usar 16  $\phi$  1"

+ As temperatura =  $(0.0018 Ag) \text{ cm}^2/\text{m}$  AASHTO 5.10.8.2-2

b = 60.00 cm As temp. = 3.78 cm<sup>2</sup>/m (total en cada cara)  
 h = 140.00 cm Además 3.78 cm<sup>2</sup>/m  $\leq As \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Usaremos As = 3.78 cm<sup>2</sup>/m una cara

Usando 3  $\phi$  1/2" plg Usar 3  $\phi$  1/2"

\* Revisión de fisuración por distrinución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

$$F_{As} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 F_y$$

Para el acero principal:

$d_c = 24.11$   
 $b = 60.00$

Nº var = 18

$A = \frac{2d_c \cdot x \cdot b}{N \cdot var} = 160.73 \text{ cm}^2$  Art. 5.7.3.4

$Z = 30000 \text{ N/mm}$  (exposición moderada) Art. 5.7.3.4

$Z = 30,591 \text{ kg/cm}$

$$F_{As} = \frac{30591}{(24.11 \times 84.39)^{1/3}} = 1947.57 \leq 2940$$

\* Esfuerzo del acero por cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I}$$

Para el diseño por Estado Limite de Servicio I, con n=1:

$$M_s = n(I \cdot OM_{DC} + I \cdot OM_{DW} + I \cdot OM_{LL+RL}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

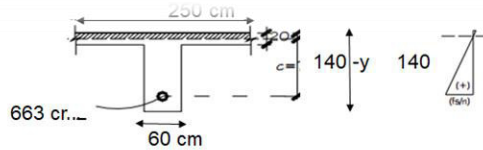
$M_s = 325.37 \text{ tn-m}$

$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 15344 \sqrt{f'c} = 250998 \text{ kg/cm}^2$

$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.13 \text{ kg/cm}^2$





Área de acero transformada

Ast= Área de acero transfo Relación modular "n" x área de  $\epsilon$  663 cm<sup>2</sup>

Momentos respecto del eje neutro para determinar Y:

$$250 Y (y/2) = 663.21 X (140 - Y)$$

$$Y = 30.04 \text{ cm}$$

$$c = 109.96 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de la sección transformada

$$I = A_{st} c^2 + \frac{by^3}{3} = 10277999 \text{ cm}^4$$

Luego:  $F_s = 2829 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{sa} = \text{#####} \text{ OK}$

\* Fátiga

Carga de fatiga 2173707

Considerando fac Mfat= 42.29 tn-m

\* Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas mas de 1.5 veces la carga de fátiga, da por resultado una tensión de tracción mayor que  $0.25\sqrt{f_c}$  Art. 5.5.3

Mfat= 265.70 tn-m

Ffr= 13.39 kg/cm<sup>2</sup>

$$f_{fr} = \frac{M_{fat}}{S} = 105.49 \geq 13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se usará sección agrietada}$$

Página 9

#### 4. Cálculo de acero viga exterior

Acero principal

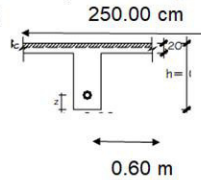
Para el estado limite de Resistencia I, con n=1

Mu= 435.62 tn-m

Según el procedimiento de diseño para vigas T señalado en el Apéndice III-B, se tiene:

Ancho efectivo de viga T (Art. 4.6.2.6), el menor valor de:

$$\begin{aligned} L/4 &= 5 \\ 1/2(t_f + t_w) &= 2.7 \\ S &= 2.50 \end{aligned}$$



Entonces 2.50 m

Suponiendo 20.00 cm

a= 0.85c= 17 cm

Utilizando A=18Ø1" con la distribución mostrada, estribos Ø 1/2" y recubrimiento r= 5 cm

Cálculo de "z":

Momentos en la base de la viga 5.1 cm<sup>2</sup>

Donde z 12.91 cm

d= 127.09 cm

φbar. Lc	=	1"	plg	a	=	2.09 cm	
recub. ε	=	5.00	cm	a nuevo	=	7.87	As>As m OK
d	=	127.09	cm	As	=	93.57 cm <sup>2</sup>	
b	=	60.00	cm	As (18Ø1")	=	93.6 cm <sup>2</sup>	Falla Dúctil
f'c	=	280.00	Kg/cm <sup>2</sup>	As min	=	21.27 cm <sup>2</sup>	
fy	=	4200.00	Kg/cm <sup>2</sup>	ρ	=	0.01227	
θ	=	0.90		pbalancead	=	0.02833	
β	=	0.85		pmáxima	=	0.02125	
				As máx	=	162.04 cm <sup>2</sup>	

Usando  $\phi$  bar. Long 1" plg

Usando 18  $\phi$  1" plg Usar 18  $\phi$  1"

+ As mínim La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de Mcr y 1.33 Mu

$$Mcr = 1.1 Fr \cdot S \quad 1 \text{ Mpa} = 10.197 \text{ kg/cm}^2 \quad S = (b \cdot h^2) / 6 \quad Mcr = 72.58 \text{ Tn-m}$$

$$Fr = 0.63 \cdot (f'c)^{0.5} \quad Fr = 33.66 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1.33 Mu = 579.37 \text{ Tn-m}$$

$$S = 196000.00 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero 21.27 cm<sup>2</sup> Resiste -----> 435.62 > 72.58 Tn-m

Donde:

$$Fr = 0.63 \sqrt{f'c} \text{ Mpa}$$

$$S = bh^2 / 6$$

+ As temperatura = (0.0018 Ag) cm<sup>2</sup>/m AASHTO 5.10.8.2-2

$$b = 60.00 \text{ cm} \quad As \text{ temp.} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{total en cada cara})$$

$$h = 140.00 \text{ cm} \quad \text{Además } 3.78 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \leq As \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usaremos As = 3.78 cm<sup>2</sup>/m una cara

Usando 3  $\phi$  1/2" plg Usar 3  $\phi$  1/2" @ 30cm

\* Revisión de fisuración por distrinución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

$$F_{As} = \frac{Z}{(d_e A)^{1/3}} \leq 0.6 F_y$$

Para el acero principal:

$$d_e = 24.11$$

$$b = 60.00$$

$$N^{\circ} \text{ var} = 18$$

$$A = \frac{2d_e \cdot b}{N^{\circ} \text{ var}} =$$

Página 10

$$160.73 \text{ cm}^2$$

Art. 5.7.3.4

$$Z = 30000 \text{ N/mm (exposición moderada) Art. 5.7.3.4}$$

$$Z = 30,591 \text{ kg/cm}$$

$$F_{As} = \frac{30591}{(24.11 \times 84.39)^{1/3}} = 1947.57 \leq 2940$$

\* Esfuerzo del acero por cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I}$$

Para el diseño por Estado Limite de Servicio I, con n=1:

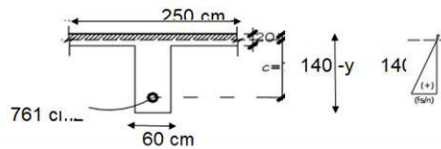
$$M_s = n (I \cdot OM_{DC} + I \cdot OM_{DW} + I \cdot OM_{LL+HL}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 435.62 \text{ tn-m}$$

$$E_s = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 250998 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.13 \text{ kg/cm}^2 \quad Ast =$$



Area de acero transformada

Ast= Area de acero transfo Relación modular "n" x area de  $\epsilon 761 \text{ cm}^2$

Momentos respecto del eje neutro para determinar Y:

$$250 Y (y/2) = 760.52 X (140 - Y)$$

$$Y = 32.39 \text{ cm}$$

$$c = 107.62 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de la sección transformada

$$I = A_{st} c^2 + \frac{by^3}{3} = 13053145 \text{ cm}^4$$

Luego:  $F_s = \text{#####} \leq F_{sa} = \text{#####}$  OK

\* Fátiga

Carga de fatiga

Considerando  $f_{at}$  Mfat= 73.11 tn-m

\* Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas mas de 1.5 veces la carga de fátiga, da por resultado una tensión de tracción mayor que  $0.25\sqrt{f_c}$  Art. 5.5.3

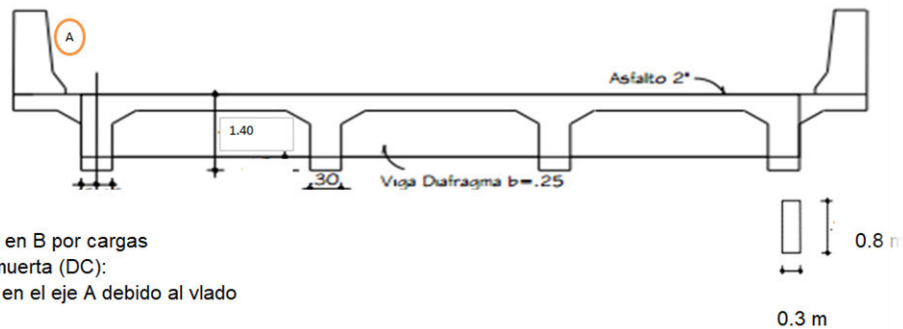
Mfat= 356.90 tn-m

Ffr= 13.39 kg/cm<sup>2</sup>

$$f_{fat} = \frac{M_{fat}}{S} = 78.81 \geq 13.39 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se usará sección agrietada}$$

## V.- DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

### V.1- CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL NEGATIVO



Momento flexión en B por cargas

Carga muerta (DC):

Cargas en el eje A debido al vlado

$$P_{barrera} = 487 \text{ kg/m} \times 0.30 \text{ m} = 146 \text{ kg}$$

$$P_{losa} = 0.20 \text{ m} \times 0.700 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 101 \text{ kg}$$

$$P_{cartela} = 1/2 \times 0.150 \text{ m} \times 0.23 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 10 \text{ kg}$$

$$P_{total} = 146 \text{ kg} + 101 \text{ kg} + 10 \text{ kg} = 257 \text{ kg}$$

Momentos en el eje A debido al vlado

$$M_{barrera} = 146 \text{ kg} \times (0.7 - 0.13) \text{ m} = 83 \text{ kg-m}$$

$$M_{losa} = 101 \text{ kg} \times (0.7 - 0.34) \text{ m} = 37 \text{ kg-m}$$

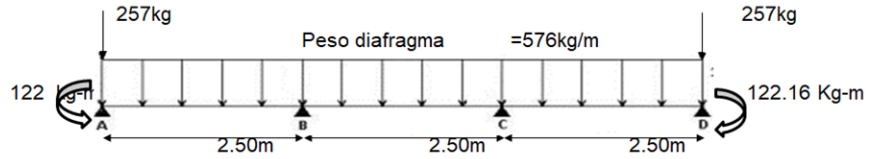
$$M_{cartela} = 10 \text{ kg} \times (0.23/3 + 0.15) \text{ m} = 2 \text{ kg-m}$$

$$M_{total} = 83 \text{ kg-m} + 37 \text{ kg-m} + 2 \text{ kg-m} = 122 \text{ Kg-m}$$

Cargas distribuida por peso propio del diafragma

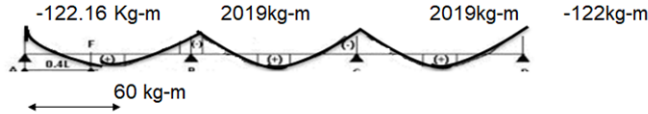
$$W_{pp} = 0.30 \text{ m} \times 0.800 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 576 \text{ kg/m}$$





$$R_a = 520.17 \text{ kg (sap2000)}$$

$$R_b = 829.23 \text{ kg (sap2000)}$$



0.46 m

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se despreciará por ser muy pequeña

Carga viva y efecto de la carga dinámica (LL+IM)

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa y la consideración de factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga eb B.

$$M_{ll+im} = -3.03 Tn-m \times 1.20 \times 1.33 = -4.84 Tn-m$$

Combinación crítica

Para el Estado Límite de Resistencia I, con  $n = n_d = n_r = n_i = 1$ , cara derecha de la viga en B:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25 \times (-3.03) + 1.75 \times (-4.84) = -8.93 Tn-m$$

Cálculo del acero negativo

Utilizando acero princ  $2\text{Ø}5/8" + 1\text{Ø}1/2"$  ( $A_s = 4.0 \text{ cm}^2$ ) colocado debajo del acero de la losa ( $\text{Ø}1/2"$ ), estribos  $\text{Ø}3/8"$  y recubrimiento  $r = 5.0 \text{ cm}$  (Tabla 5.12.3-1)  $z = \text{rec} + \text{Ø}_{\text{losa}} + \text{Ø}_{\text{est}} + \text{Ø}/2 = 5 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm} + 0.953 \text{ cm} + 1.587/2 \text{ cm} = 8.02 \text{ cm}$

$$d = 80 \text{ cm} - 8.02 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = 3.10 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 f_y (d - \frac{a}{2}) A_s = 14.03 Tn-m > 8.93 Tn-m \quad \text{OK}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$

$$M_{cr} = 1.2 F_r S \quad 1 \text{ Mpa} = 10.197 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

$$\text{Donde: } M_{cr} = 11.85 Tn-m$$

$$F_r = 0.63 (f_c')^{0.5} \quad (M = 33.66 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$1.33 M_u = 11.88 Tn-m$$

$$S = bh^2/6 = 32000 \text{ cm}^3$$

El menor valor es  $11.8 Tn-m$  y la cantidad de acero calculada ( $5.27 \text{ cm}^2$ ) resiste

$$M_u = 14 Tn-m > 11.8 Tn-m \text{ -----> RESISTE}$$

**USAR  $2\text{Ø}5/8" + 1\text{Ø}1/2"$**

## V.2- Acero por momento positivo

Se hará sobre la base del máximo momentos positivo que ocurre en los tramos AB de un apoyo exterior:

Carga muerta (DC)

Del diagrama de momentos en diafragma por peso propio, en F:

$$M_{dc} = 60 \text{ kg-m} = 0.60 \text{ tn-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se despreciará por ser muy pequeña

**Carga viva y efecto de la carga dinámica (LL+IM)**

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa y la consideración de factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga eb B.

$$M_{ll+im} = 3.03 \text{ Tn-m} \times 1.20 \times 1.33 = 4.84 \text{ Tn-m}$$

**Combinación crítica**

Para el Estado Límite de Resistencia I, con  $n = n_d n_r n_i = 1$ , cara derecha de la viga en B:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.75 M_{LL+IM}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25 \times 0.60 + 1.75 \times 4.84 = 9.21 \text{ Tn-m}$$

**A) Cálculo del acero negativo**

Utilizando acero principal de 2Ø5/8"+1Ø1/2" ( $A_s=4.0\text{cm}^2$ ) colocado debajo del acero de la losa (Ø1/2"), estribos Ø3/8" y recubrimiento  $r=5.0\text{cm}$  (Tabla 5.12.3-1)  $z = rec + \varnothing_{losa} + \varnothing_{est} + \varnothing/2 = 5\text{cm} + 1.27\text{cm} + 0.953\text{cm} + 1.587/2\text{cm} = 8.02 \text{ cm}$   
 $d = 80\text{cm} - 8.02 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.10 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 f_y (d - \frac{a}{2}) A_s = 14.03 \text{ Tn-m} > 9.2 \text{ Tn-m} \quad \text{OK}$$

**As mínimo**

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$

$$M_{cr} = 1.1 F_r S \quad 1 \text{ Mpa} = 10.197 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

$$F_r = 0.63 (f'_c)^{0.5} (M = 33.66 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$S = bh^2/6 = 32000 \text{ cm}^3$$

Donde:  $M_{cr} = 11.85 \text{ Tn-m}$

$1.33 M_u = 12.25 \text{ Tn-m}$

El menor valor es  $11.8 \text{ Tn-m}$  y la cantidad de acero calculada ( $5.27 \text{ cm}^2$ ) resiste

$$M_u = 14 \text{ Tn-m} > 11.8 \text{ Tn-m} \text{ -----> RESISTE}$$

**USAR 2Ø5/8"+1Ø1/2"**

**V.3- Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art, 5.10.8)**

En el alma de la diga diafragma

$$A_{s,min} = 0.0018 A_g \quad [\text{MKS, con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2]$$

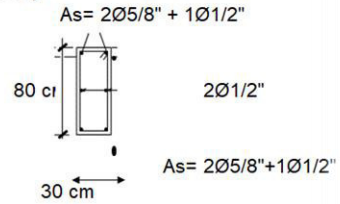
$$A_{s,min} = 0.0018 \times (30 (80 - 20))$$

$$A_{s,min} = 4.32 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$

Se considera  $80\text{cm} - 4\text{cm} - 1.99\text{cm} - 2.5 - 1.99 - z = 65 \text{ cm}$

$$\text{Entonces} = 4.32 \times 0.65 = 2.79 \text{ cm por car}$$

Se toma 2 Ø1/2" por cara



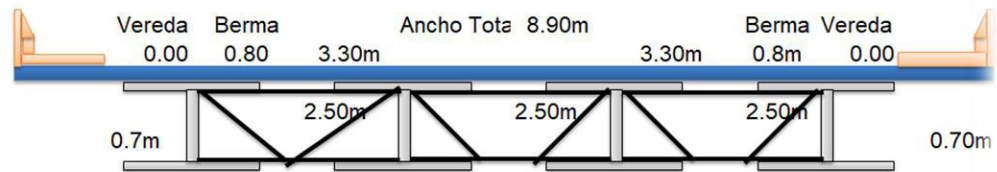
Nota1: no se trabajó con cuantías mínimas, ya que estas son muy bajas como se puede apreciar el diseño, no obstante, se ha trabajado con aceros mínimos para las verificaciones.

Nota 2: se está realizando la verificación por fisuramiento, con lo cual se está verificando que la deflexión es mínima, por lo que a más fisuramiento mayor es la deflexión.

Nota 3: la normativa AASHTO ha eliminado la verificación por acero máximo, en la cual se consideraba  $A_s \text{ Max} = c/d \leq 0.42$ .

## b) Diseño de la superestructura combinada

### GEOMETRIA



Luz =	20.00 m	<b>MATERIALES</b>	=	
Ancho calzada izquierda=	3.30 m	f <sub>c</sub> Losa	=	280.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho calzada derecha=	3.30 m	Y concreto	=	2400.00 Kg/m <sup>3</sup>
N° Vías=	2.00	Y asfalto	=	2250.00 Kg/m <sup>3</sup>
e asfalto=	0.05 m	Y acero	=	7.85 Tn/m <sup>3</sup>
Barrera=	Si	f <sub>y</sub> Perfil Acero	=	3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Baranda=	No	f <sub>y</sub> As corrugado	=	4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho=	8.90 m	Elasticidad Acero	=	2040000 Kg/cm <sup>2</sup>
Berma derecha=	0.80 m	Elasticidad Concreto	=	250998.01 Kg/cm <sup>2</sup>
Berma izquierda=	0.80 m	rec. Inferior losa	=	2.50 cm
Vereda derecha=	0.00 m	rec. Superior losa	=	5.00 cm
Vereda izquierda=	0.00 m	φbar. Long	=	1/2" cm
e vereda=	0.05 cm	d efect.	=	26.86 cm
N° Vigas=	4.00 und			
Sep. vigas (S)=	2.50 m			
N° Vigas diafragma=	5.00 und			
e losa =	30.00 cm			
Ancho Barrera=	35.00 cm			

Página 1

### CARGAS

W Barrera	=	465.90 Kg/m	s/c peatonal	=	367.00 kg/m <sup>2</sup>
-----------	---	-------------	--------------	---	--------------------------

### 1.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGA METÁLICA

Peralte de inicio de alma de Viga Metálica L/30 -----> 66.67 cm

Tanteo usar: halm\* = 70.00 cm talm\* = 1.00 cm

Espesor de Ala o Patín

$tps = (d * (0.0078 * fy)^{1/2}) / 727$  0.48 cm ---> 0.50 cm

Superior	Inferior	Verif.
or	(cm)	Pandeo
1.80	1.80	70.00 Ok

Ancho del Ala o Patín

$bps = (tf * 103) / (0.0078 * fy)^{1/2}$  9.84 cm ---> 10.00 cm

Superior	Inferior	Verif. Compr.	bps/tps <
or	(cm)	1600/(fy <sup>0.5</sup> )	
30.00	30.00	16.67	26.99 Ok

**SECCIÓN PROPUESTA**

**Dimensiones de secciones de viga metálica W36x230**

VIGA METÁLICA		
halm =	77.00 cm	3.15 41.00
talm =	1.90 cm	1.90
bps =	41.00 cm	
bpi =	41.00 cm	
tps =	3.15 cm	3.15
tpi =	3.15 cm	41.00

\*halm= Altura alma de la viga  
\*talm= Espesor alma de la viga

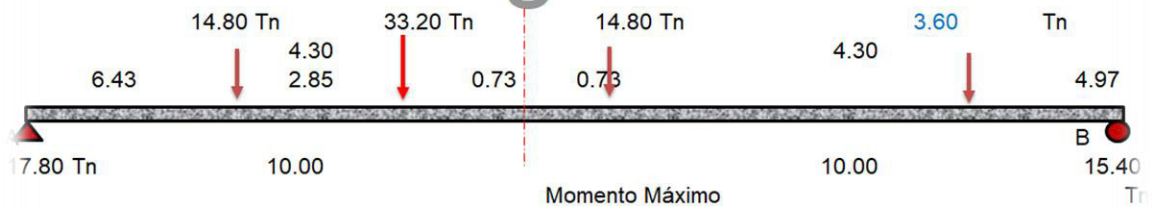
**V.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES INTERIORES Y EXTERIORES**

**V.1.- CÁLCULO DE CARGAS, MOMENTOS Y CORTANTES**

**V.1.1.- CARGA VIVA HL-93**

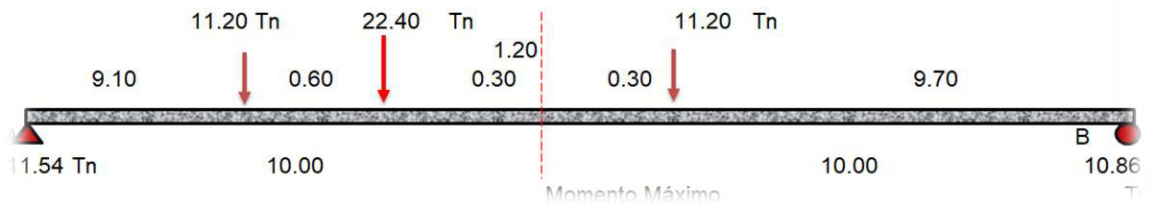
a) Camión

Página 2



Posición de resultante R	x =	2.85 m	M máx =	114.40	Tn-m
Reacción Apoyo A	Ra =	17.80 Tn-m	10.73	x 17.8	- 4.30 x 14.8
	=	127.31	Tn-m		
Reacción Apoyo B	Rb =	15.40 Tn-m	17.80	x 6.43	= 114.40 Tn-m
			15.40	x 4.97	= 76.59 Tn-m

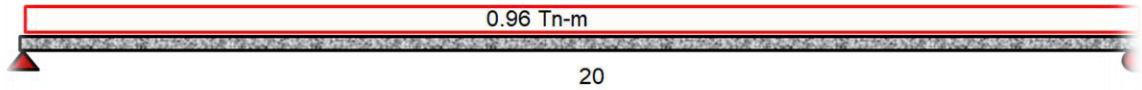
b) Tándem de diseño





Posición de resultante R=	0.60	m	M máx =	105.38	Tn-m		
Reacción Apoyo A	Ra =	11.54	Tn-m	9.70	x	10.86	= 105.38 Tn-m
Reacción Apoyo B	Rb =	10.86	Tn-m	9.10	x	11.54	= 104.98 Tn-m

c) Carga de carril



Momento máximo  $M_{max} = WL^2/8$   $M_{max} = 48.00$  Tn-m

Resumen de Carga Viva por Camión diseño HL-93

	Mom (Tn-m)	Máx a y b (Tn-m)	M. imp (Ml) (Tn-m)	M. máx (LL+IM) (Tn-m)
a Camión	114.40	114.40	37.75	200.15
b Tándem	105.38			
c Carril	48.00			

Factores de distribución

Vigas Interiores

a) Un carril cargado  $g = 0.060 + (S/4300)^{0.4} \times (S/L)^{0.3} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1}$   
 b) Dos carriles cargados  $g = 0.075 + (S/2900)^{0.6} \times (S/L)^{0.2} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1}$

g: factor de distribución

S: separación entre vigas (mm);  $1100 \leq S \leq 4900$

L: longitud del tramo (mm);  $6000 \leq L \leq 73000$

ts: espesor de losa de concreto (mm);  $110 \leq ts \leq 3000$

Kg: parámetro de rigidez longitudinal (mm<sup>4</sup>)  $4 \times 10^9 \leq Kg = n \times (I + A \times eg^2) \leq 3 \times 10^{12}$

n: relación modular  $n = EB / ED$

EB: Mód. Elasticidad material de la Viga

ED: Mód. Elasticidad material de la losa

I: momento de inercia de la viga de acero (mm<sup>4</sup>)

A: área de viga de acero

eg: distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y la losa (mm)

a) Un carril cargado  $g = 0.060 + (S/4300)^{0.4} \times (S/L)^{0.3} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1}$   
 b) Dos carriles cargados  $g = 0.075 + (S/2900)^{0.6} \times (S/L)^{0.2} \times (Kg/(Lts^3))^{0.1}$

CALCULO MOMENTOS DE INERCIA VIGA DE ACERO

	AREA (dy (cm))	yA (cm3)	y2A (cm4)	Icg (cm4)	Centro de gravedad
PATIN SUP	129.15	1.58	203.4	320.4	106.8
ALMA	146.30	41.65	6093.4	253789.9	72284.4
PATIN INF	129.15	81.73	10554.8	862589.7	106.8
SUMA	404.60		16851.6	1116700	72498.0

Centro de gravedad  $y = \frac{16852}{404.60} = 41.7\text{cm}$   
 $y1 = 41.65\text{ cm}$   
 $y2 = 31.95\text{ cm}$

$$S_b = M / f_b \quad f_b = 1757.50 \text{ Kg/cm}^2$$

INERCIA		MODULOS DE SECCION	
li =	1189198 cm <sup>4</sup>	S1 =	11700.58 cm <sup>3</sup>
l <sub>cg</sub> =	487329.23 cm <sup>4</sup>	S2 =	15252.87 cm <sup>3</sup>

ALA SUPERIOR	M =	20563772 Kg-cm	205.64 Tn-m	positivo
ALA INFERIOR	M =	26806921 Kg-cm	268.07 Tn-m	negativo

### Vigas Exteriores

a) Un carril de diseño cargado

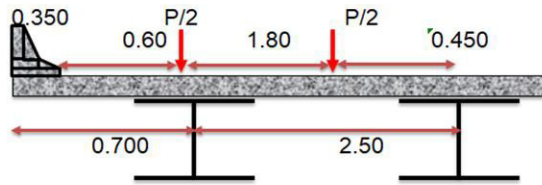
Utilizar ley de momentos AASHTO (tabla 4.6.2.2b-1)

$$R1 = 0.540 P$$

Fact. Presencia  $r = 1.20$

$$R1 = 0.648 P$$

$$g = 0.648 \text{ carriles}$$



Ubicación camión para cálculo fuerza en la viga

b) Dos o más carriles de diseño cargados

$$g = e \times g_{\text{interior}}$$

$$e = 0.77 + de/2800$$

AASHTO (tabla 4.6.2.2d-1)

Dónde:

de: distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm). Tomar como positiva si el alma exterior está dentro de la cara interior de la baranda de tráfico y negativa si está hacia fuera de dicha baranda,  $-300 \leq de \leq 1700$

de	=	350 mm	Ok
e	=	0.90	
g	=	0.40 carriles	

Requerimiento especial para vigas exteriores AASHTO art. 4.6.2.2d:

R = Reacción en la viga exterior, en términos de carriles de diseño

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum_{i=1}^{N_L} e_i}{\sum_{i=1}^{N_b} X_i^2}$$

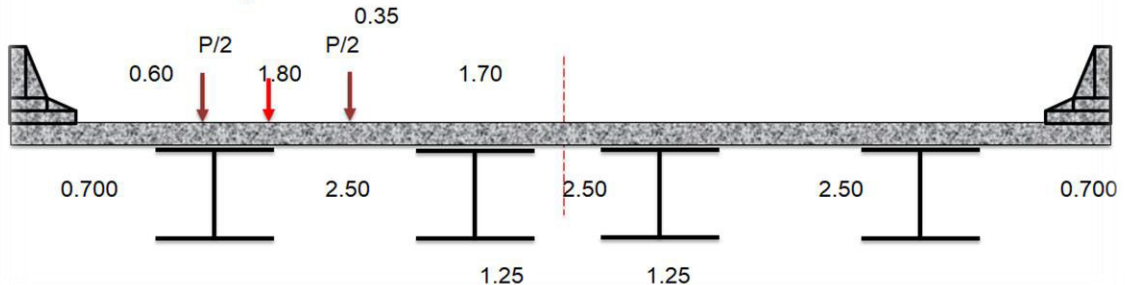
NL = Número de carriles cargados considerados

e<sub>i</sub> = Excentricidad de un camión de diseño, línea de carga de diseño, medida desde el centro de gravedad de la configuración de vigas propuesta

x<sub>i</sub> = Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la configuración de vigas hasta cada viga

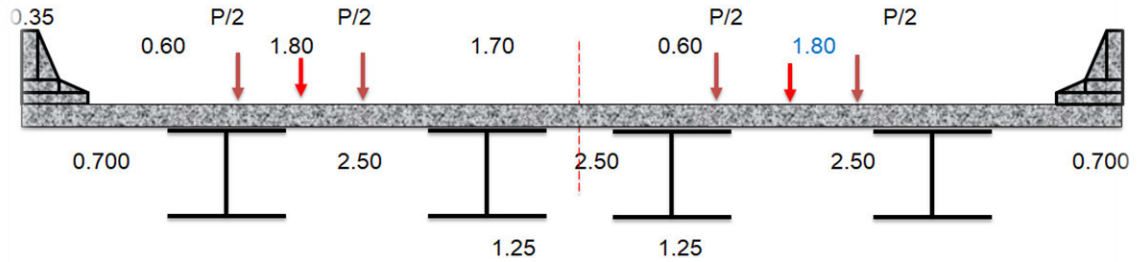
X<sub>ext</sub> = Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la configuración vigas hasta la viga exterior.

N<sub>b</sub> = Número de vigas



NL = 1.00  
 Nb = 4.00  
 Xext = -3.75 m  
 x1 = -3.75 m  
 x2 = -1.25 m  
 x3 = 1.25 m  
 x4 = 3.75 m  
 e = -2.60 m  
 R = 0.562  
 m = 1.20 factor de presencia múltiple  
 R = 0.674 carriles

Dos carriles cargados



NL = 2.00  
 Nb = 4.00  
 Xext = 3.75 m  
 x1 = -1.25 m  
 x2 = -3.75 m  
 x3 = 1.25 m  
 x4 = 3.75 m  
 e1 = -2.60 m  
 e2 = 1.50 m  
 R = 0.37  
 m = 1.00 factor de presencia múltiple  
 R = 0.37 carriles

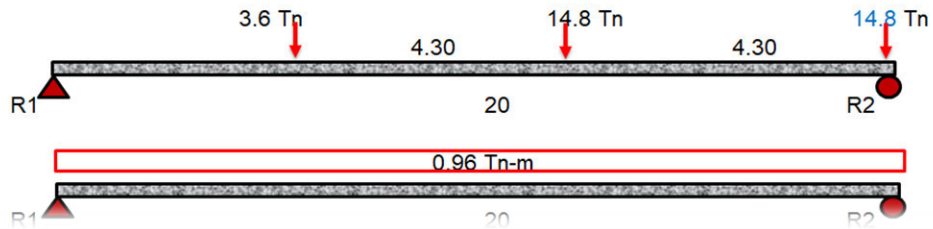
# Página 5

Elegimos los siguientes factores de distribución de sobrecarga

Viga Interior g = 0.441  
 Viga Exterior g = 0.674

MLL = 88.36 Tn-m
MLL = 134.98 Tn-m

Cortante debido a Carga Vehicular LL



a) Camión de diseño

R1 = 28.47 Tn  
R2 = 4.73 Tn

b) Carga de carril

R1 = 9.60 Tn  
R2 = 9.60 Tn

Considerando incremento por carga dinámica para la carga de Camión:

$V_{\text{máx}} (LL+IM) = 47.47 \text{ Tn}$

**Factores de distribución**

**Vigas Interiores**

a) Un carril de diseño cargado  $g = 0.36 + S/7600$  AASHTO tabla 4.6.2.2.3a-1  
 $g = 0.689$  carriles  
b) Dos carriles de diseño cargados  $g = 0.20 + S/3600 - (S/10700)^2$  AASHTO tabla 4.6.2.2.3a-1  
 $g = 0.840$  carriles

**Vigas Exteriores**

a) Un carril de diseño cargado Utilizar ley de momentos AASHTO (tabla 4.6.2.2.3b-1)  
 $g = 0.648$  (Previamente calculado)  
b) Dos o mas carriles cargados  $g = e \times g_{\text{interior}}$   $e = 0.60 + de/3000$  AASHTO (tabla 4.6.2.2.2b-1)  
 $e = 0.7166667$   
de = 350 mm  $g = 0.602$   
c) Requerimientos adicionales para vigas exteriores  $g = 0.674$  (Previamente calculado)

Elegimos los siguientes factores de distribución de sobrecarga

Viga Interior	$g = 0.840$	<b>VLL = 39.86 Tn</b>
Viga Exterior	$g = 0.674$	<b>VLL = 32.01 Tn</b>

#### 7.1.2.- CARGAS MUERTAS

**Viga Interior**

Carga muerta DC:	CARGAS	M DC = $WL^2/8$
Wlosa	= 1.800 Tn/m	105.88 Tn-m
Wviga	= 0.318 Tn/m	

Cargas puntuales  
Wdiafrag = 0.06 Tn/m  
Separaci = 5.00 m  
Lvd = 2.48 m

Cálculo de momento por carga puntual

			Distancia	Dist. Acu	Ra	Rb	Momento
VD1	1	0.060	0.000	0.000	0.060	0.000	0.000
VD2	2	0.060	5.000	5.000	0.045	0.015	0.450
VD3	3	0.060	5.000	10.000	0.030	0.030	0.900
VD4	4	0.06	5.000	15.00	0.015	0.045	1.350
VD5	5	0.06	5.000	20.00	0	0.06	1.800



$$M_{dc} = 105.88 + 1.800 = 107.68 \text{ Tn-m}$$

Carga por superficie de rodadura DW

$$W_{asfalt} = 0.281 \text{ Tn/m} \quad M_{DW} = WL^2/8 \quad M_{DW} = 14.06 \text{ Tn-m}$$

### Viga Exterior

Carga muerta DC:

CARGAS		M DC = $WL^2/8$
Wlosa =	1.404 Tn-m	109.38 Tn-m
Wviga =	0.318 Tn-m	
Wbarand =	0.000 Tn-m	
Wbarrera =	0.466 Tn-m	
Wvereda =	0.000 Tn-m	
	2.188 Tn-m	

Cargas puntuales

$$W_{diafrag} = 0.06 \text{ Tn/m}$$

$$M_{diafrag.} = 1.80 \text{ Tn-m}$$

Carga por superficie de rodadura DW

$$b \text{ efectivo} = 1.60 \text{ m} \quad M_{DW} = WL^2/8$$

$$W_{asfalt} = 0.180 \text{ Tn-m} \quad MDW = WL^2/8 = 9.00 \text{ Tn-m}$$

Carga viva peatonal

$$W_{pl} = 0.00 \text{ Tn/m}$$

$$M_{pl} = 0.00 \text{ Tn-m}$$

### V.2.-RESUMEN DE CARGAS, MOMENTOS Y CORTANTES ACTUANTES EN VIGAS INTERIORES Y EXTERIORES

Cargas	VIGA EXTERIOR			VIGA INTERIOR			
	W	$WL^2/8$	Cortant	W (Tn/n)	$WL^2/8$ (Tn-m)	Cortante (Tn)	
Cargas permanentes	Losa	1.404	70.200	14.040	1.800	90.000	18.000
	Vigas metálicas	0.318	15.881	3.176	0.318	15.881	3.176
	Diafragmas	0.060	1.800	0.150	0.060	1.800	0.150
	Asfalto	0.180	9.000	1.800	0.281	14.063	2.813
	Barreras	0.466	23.295	4.659	0.000	0.000	0.000
	Baranda	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Veredas	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Carga transitoria	s/c peatonal	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Carga Viva LL+IM			134.979	32.010		88.355	39.864

7.3.-DISEÑO ESTRUCTURAL METODO AASHTO LRFD

V.3.1.-Criterios LRFD aplicables y combinaciones de carga

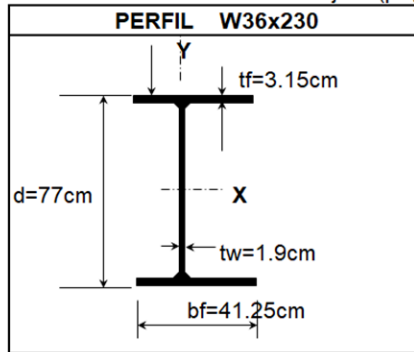
Estados Límites	$\eta_D$	$\eta_R$	$\eta_I$	$\eta_D * \eta_R * \eta_I$	Factores de carga		
					DC	DW	LL
Resistencia I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.50	1.75
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

V.3.1.1.-Estado límite de RESISTENCIA I

Resistencia a la flexión del sección no compuesta

W36x230

A: área de la sección de viga metálica	A =	422.5 cm <sup>2</sup>
E: módulo de elasticidad de perfil metálico	E =	2040000 Kg/cm <sup>2</sup>
Fy: esfuerzo de fluencia del acero de perfil metálico	Fy =	3515.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Ix: momento de inercia del miembro tomado alrededor del eje X (pulg ^ 4)	Ix =	585937.5 cm <sup>4</sup>
Sx: módulo de sección elástica alrededor del eje x (in <sup>3</sup> )	Sx =	13078.1 cm <sup>3</sup>
Sy: módulo de sección elástica alrededor del eje Y (in <sup>3</sup> )	Sy =	1781.3 cm <sup>3</sup>
Zx: módulo de sección plástica del miembro tomado alrededor del eje X (in. ^ 3)	Zx =	14734.4 cm <sup>3</sup>
Mp: momento plástico Mp = Zx*Fy	Mp =	517913.3 Kg-m
My: momento de fluencia My = Sx*Fy	My =	459696.1 Kg-m
Mr: momento residual Mr = 0.7My	Mr =	321787.3 Kg-m
ry: radio de giro sobre el eje y (in)	ry =	9.3 cm
tw: espesor del alma de la sección (in)	tw =	1.9 cm
bf: ancho del ala o patín del miembro	bf =	41.3 cm
tf: espesor del ala del miembro (in)	tf =	3.2 cm
d: profundidad total del miembro, paralela al eje X (in)	d =	77.0 cm
J: constante de torsión del miembro (in. ^ 4)	J =	1117.2 cm <sup>4</sup>
Cw: deformación constante de torsión (in.6)	Cw =	68847656.3 cm <sup>6</sup>
Iy: momento de inercia del miembro tomado alrededor del eje Y (pulg ^ 4)	Iy =	36718.8 cm <sup>4</sup>



Se considerará: Carga viva por enco 200.00 Kg/m<sup>2</sup>  
Carga constructiva 100.00 Kg/m<sup>2</sup>

Woperacional = 0.25 Tn/m Moperacional = 12.50 Tn-m  
Wencofrado = 0.50 Tn/m Mencofrado = 25.00 Tn-m

7.3.-DISEÑO ESTRUCTURAL METODO AASHTO LRFD

V.3.1.-Criterios LRFD aplicables y combinaciones de carga

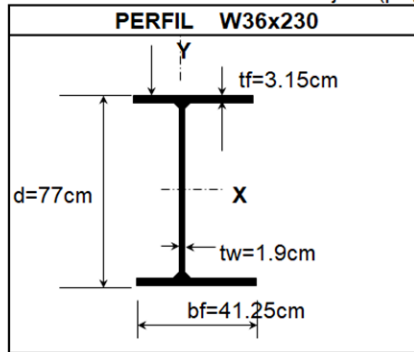
Estados Límites	$\eta_D$	$\eta_R$	$\eta_I$	$\eta_D * \eta_R * \eta_I$	Factores de carga		
					DC	DW	LL
Resistencia I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.50	1.75
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

V.3.1.1.-Estado límite de RESISTENCIA I

Resistencia a la flexión del sección no compuesta

W36x230

A: área de la sección de viga metálica	A =	422.5 cm <sup>2</sup>
E: módulo de elasticidad de perfil metálico	E =	2040000 Kg/cm <sup>2</sup>
Fy: esfuerzo de fluencia del acero de perfil metálico	Fy =	3515.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Ix: momento de inercia del miembro tomado alrededor del eje X (pulg ^ 4)	Ix =	585937.5 cm <sup>4</sup>
Sx: módulo de sección elástica alrededor del eje x (in <sup>3</sup> )	Sx =	13078.1 cm <sup>3</sup>
Sy: módulo de sección elástica alrededor del eje Y (in <sup>3</sup> )	Sy =	1781.3 cm <sup>3</sup>
Zx: módulo de sección plástica del miembro tomado alrededor del eje X (in. ^ 3)	Zx =	14734.4 cm <sup>3</sup>
Mp: momento plástico Mp = Zx*Fy	Mp =	517913.3 Kg-m
My: momento de fluencia My = Sx*Fy	My =	459696.1 Kg-m
Mr: momento residual Mr = 0.7My	Mr =	321787.3 Kg-m
ry: radio de giro sobre el eje y (in)	ry =	9.3 cm
tw: espesor del alma de la sección (in)	tw =	1.9 cm
bf: ancho del ala o patín del miembro	bf =	41.3 cm
tf: espesor del ala del miembro (in)	tf =	3.2 cm
d: profundidad total del miembro, paralela al eje X (in)	d =	77.0 cm
J: constante de torsión del miembro (in. ^ 4)	J =	1117.2 cm <sup>4</sup>
Cw: deformación constante de torsión (in.6)	Cw =	68847656.3 cm <sup>6</sup>
Iy: momento de inercia del miembro tomado alrededor del eje Y (pulg ^ 4)	Iy =	36718.8 cm <sup>4</sup>



Se considerará: Carga viva por enco 200.00 Kg/m<sup>2</sup>  
Carga constructiva 100.00 Kg/m<sup>2</sup>

Woperacional = 0.25 Tn/m Moperacional = 12.50 Tn-m  
Wencofrado = 0.50 Tn/m Mencofrado = 25.00 Tn-m

### V.3.1.1.1.- Análisis de la sección no compuesta

#### Momento amplificado en la sección no compuesta será:

Viga Interior	$M_u = 1*(1.25DC+1.75CV)=$	232.73	Tn-m	Cargas DC: (V.D+V.M+Op.) y CV (Losa+encofrado)
Viga Exterior	$M_u = 1*(1.25DC+1.75CV)=$	198.08	Tn-m	Cargas DC: (V.D+V.M+Op.) y CV (Losa+encofrado)

Resistencia a la flexión fact:  $M_r = \phi_f M_n$

$M_n$  = Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

$\phi_f$  = Factor de resistencia, para el caso de flexión es igual a 1.

#### Estado límite de pandeo local del alma

Sección compacta	$\frac{2D_c}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	AASHTO 6.10.6.2.2-1	29.45	<	90.58	Compacta
------------------	--	---------------------	-------	---	-------	----------

$D_c$ = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in)	$D_c =$	27.97 cm
$F_{yc}$ = Esfuerzo de fluencia del ala en compresión	$tw =$	1.90 cm
$E$ = Módulo elasticidad perfil de acero	$E =$	2040000 Kg/cm <sup>2</sup>
$tw$ : espesor del alma de la sección (in)	$F_{yc} =$	3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>

La profundidad del alma  $D_c$  puede ser calculado como  $D_c = \left( \frac{f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0$  ASSHTO Art. D6.3.1

Dónde:	$d$ : profundidad de sección de acero	$d =$	77.00 cm
	$t_{fc}$ : espesor del patín de compresión	$t_{fc} =$	3.15 cm
	$f_c$ : suma de esfuerzos en el patín de compresión causados por diferentes cargas		
	$f_t$ : suma de varios esfuerzos en el patín de tensión causados por diferentes cargas		
	$fdc1 = 1.25MDC/Snc$		MDC1: cargas permanentes en secc. no compuesta
	$fdc2 = 1.25*Mbaranda/Ssb$		MDC2: barandas, en secc comp a largo plazo
	$fdw = 1.5*Masfalto/Ssb$		Ssb: mód seccion en secc comp a largo plazo
	$fLL+IM = 1.75*MLL+IM/Sst$		Sst: mód. seccion compuest a corto plazo

					Patín superior			Patín inferior		
	MDC 1 Kg-cm	MDC 2 Kg-cm	MDW Kg-cm	MLL+IM Kg-cm	Snc cm3	Ssb cm3	Sst cm3	Snc cm3	Ssb cm3	Sst cm3
Viga Exterior	10985069	2911875	1350000	22206226	13078	24336	46684	13078	18324	19743
Viga Interior	13460069	0	2109375	14535845	13078	24336	46684	13078	18324	19743

	Esfuerzos en patín compresión				Esfuerzos en patín tensión				$\Sigma$ Esf. Compr Kg/cm <sup>2</sup>	$\Sigma$ Esf. Tensió Kg/cm <sup>2</sup>
	fdc1 Kg/cm <sup>2</sup>	fdc2 Kg/cm <sup>2</sup>	fdw Kg/cm <sup>2</sup>	fLL+IM Kg/cm <sup>2</sup>	fdc1 Kg/cm <sup>2</sup>	fdc2 Kg/cm <sup>2</sup>	fdw Kg/cm <sup>2</sup>	fLL+IM Kg/cm <sup>2</sup>		
Viga Exterior	840	120	55	476	840	159	74	1125	1491	2197
Viga Interior	1029	0	115	736	1029	0	115	736	1881	1881
										Dc cm
										27.97
										35.35

#### Estado límite de pandeo local del ala en compresión

El límite de esbeltez para almas compactas es:

AASHTO: 6.10.8.2.2      6.55      <      9.15      Compacta

$b_{fc}$  = Ancho del ala en compresión

$t_{fc}$  = Espesor del ala en compresión (in)

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$b_{fc} =$  41.25 cm

$t_{fc} =$  3.15 cm

V.3.1.1.1.- Analisis de la seccion no compuesta

**Momento amplificado en la seccion no compuesta será:**

Viga Interior  $M_u = 1*(1.25DC+1.75CV) = 232.73$  Tn-m Cargas DC: (V.D+V.M+Op.) y CV (Losa+encofrado)  
 Viga Exterior  $M_u = 1*(1.25DC+1.75CV) = 198.08$  Tn-m Cargas DC: (V.D+V.M+Op.) y CV (Losa+encofrado)

Resistencia a la flexión  $\phi M_r = \phi M_n$

$M_n$  = Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

$\phi$  = Factor de resistencia, para el caso de flexión es igual a 1.

**Estado limite de pandeo local del alma**

Sección compacta  $\frac{2D_c}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$  AASHTO 6.10.6.2.2-1 29.21 < 90.58 Compacta

$D_c$  = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in)  $D_c = 27.75$  cm  
 $F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del ala en compresión  $t_w = 1.90$  cm  
 $E$  = Módulo elasticidad perfil de acero  $E = 2040000$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $t_w$ : espesor del alma de la sección (in)  $F_{yc} = 3515.00$  Kg/cm<sup>2</sup>

La profundidad del alma  $D_c$  puede ser calculado como  $D_c = \left( \frac{f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0$  ASSHTO Art. D6.3.1

Dónde:  $d$ : profundidad de sección de acero  $d = 77.00$  cm  
 $t_{fc}$ : espesor del patín de compresión  $t_{fc} = 3.15$  cm  
 $f_c$ : suma de esfuerzos en el patín de compresión causados por diferentes cargas  
 $f_t$ : suma de varios esfuerzos en el patín de tensión causados por diferentes cargas  
 $f_{dc1} = 1.25MDC/Snc$  MDC1: cargas permanentes en secc. no compuesta  
 $f_{dc2} = 1.25Mbaranda/Ssb$  MDC2: barandas, en secc comp a largo plazo  
 $f_{dw} = 1.5*Masfalto/Ssb$  Ssb: mód seccion en secc comp a largo plazo  
 $f_{LL+IM} = 1.75*MLL+IM/Sst$  Sst: mód. seccion compuest a corto plazo

	MDC				Patín superior			Patín inferior		
	MDC 1 Kg-cm	MDC 2 Kg-cm	MDW Kg-cm	MLL+IM Kg-cm	Snc cm3	Ssb cm3	Sst cm3	Snc cm3	Ssb cm3	Sst cm3
Viga Exterior	10985069	#####	1350000	#####	13078	24336	46684	13078	18324	19743
Viga Interior	13460069	0	2109375	#####	13078	24336	46684	13078	18324	19743

	Esfuerzos en patín compresión				Esfuerzos en patín tensión				$\Sigma$ Esf. Compr Kg/cm <sup>2</sup>	$\Sigma$ Esf. Tensió Kg/cm <sup>2</sup>
	$f_{dc1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{dc2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{dw}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{LL+IM}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{dc1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{dc2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{dw}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{LL+IM}$ Kg/cm <sup>2</sup>		
Viga Exterior	840	120	55	506	840	159	74	1196	1521	2269
Viga Interior	1029	0	115	783	1029	0	115	783	1927	1927

$D_c$ cm
27.75
35.35

**Estado limite de pandeo local del ala en compresión**

El límite de esbeltez para almas compactas es:  $\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$  AASHTO: 6.10.8.2.2  
 < 9.15 Compacta

$b_{fc}$  = Ancho del ala en compresión

$t_{fc}$  = Espesor del ala en compresión (in)

$b_{fc} = 41.25$  cm

$t_{fc} = 3.15$  cm



**Estado limite de pandeo lateral torsional**

La máxima longitud sin soporte lateral para alcanzar el momento plástico de la sección es:  $L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$   
 AASHTO Ec. 6.12.2.2.5-7

$L_p$ : límite de longitud sin arriostamiento para lograr la resistencia a la flexión nominal  $M_p$  bajo flexión uniforme (in).  
 $r_y$ : radio de giro sobre el eje y (in)

$$L_p = 395.38 \text{ cm}$$

$$r_y = 9.33 \text{ cm}$$

La máxima longitud sin soporte lateral para alcanzar el inicio nominal de la fluencia en el ala,  $M_r$  es:

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}} \quad L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{AASHTO Ec. 6.12.2.2.5-8}$$

Donde:

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad r_{ts} = \sqrt{\frac{(\sqrt{I_y C_w})}{S_x}} \quad \text{AASHTO Ec. 6.12.2.2.5-9}$$

$h_o$  = Profundidad entre las líneas medias de las alas  
 $r_{ts}$ : radio de giro utilizado en la determinación de  $L_r$  (in)      AASHTO Ec 6.12.2.2.5-4  
 $S_x$ : módulo de sección elástica alrededor del eje x (in<sup>3</sup>)  
 $C_w$ : deformación constante de torsión (in.6)

$$I_y = 36718.75 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 68847656 \text{ cm}^6$$

$$h_o = 73.85 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = 11.03 \text{ cm}$$

$$S_x = 13078.13 \text{ cm}^3$$

$$J = 1117.19 \text{ cm}^4$$

$$c = 0.85 \text{ cm}$$

$$L_r = 1165.39 \text{ cm}$$

La sección no compuesta no cuenta con soporte lateral proporcionado por la losa; por lo cual se colocarán vigas diafragma con una separación de:  $L_b = 5.00 \text{ m}$

Entonces  $L_p = 3.95 \text{ m}$   
 $L_b = 5.00 \text{ m}$       Long. De soporte lateral  
 $L_r = 11.65 \text{ m}$       Long. Máx. sin soporte lateral  
 Si  $L_b \leq L_r$ ; entonces      Zona 2: Inelástica

Es el caso  
 AASHTO Ec. 6.12.2.2.5-2

$L_b > L_p$ : la viga fallará inelásticamente  
 $L_b > L_r$ : la viga fallará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo  $f_y$  (situándose en la zona 3)  
 Fala por pandeo lateral torsional

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad M_n = \text{#####} \text{ Kg-m} > 491265.7 \text{ Kg-m}$$

$$M_n = 491.27 \text{ Tn-m}$$

$C_b$ : coeficiente de flexión o pandeo torsional lateral       $C_b = 1.00$

Elástica

Si  $L_b > L_r$ ; entonces      Pandeo elástico zona 3:      No es el caso

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$M_n = 1378074 \text{ Kg-m}$       AASHTO Ec. 6.12.2.2.5-3

$M_n = 1378.07 \text{ Tn-m}$

$F_{cr} = 10537.2 \text{ Kg/cm}^2$       AASHTO Ec 6.12.2.2.5-4

$F_{cr}$ : tensión de pandeo lateral torsional

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

**Resistencia de la sección no compuesta**

$$\begin{aligned} M_n &= 491.27 \text{ Tn-m} & \phi M_n &> \mu_1 \text{ Resiste} \\ \phi M_n &= 491.27 \text{ Tn-m} \\ \mu_1 &= 198.08 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$

El esfuerzo debido a  $\mu_1$  en el ala a tracción será:  $f_1 = (\mu_1/S_x)$

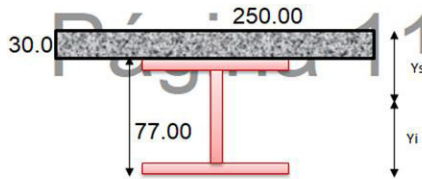
$$f_1 = 1514.56 \text{ Kg/cm}^2 \text{ -----> } 0.43 F_y$$

**V.3.1.1.2.- Análisis de la sección compuesta**

**Resistencia de la sección compuesta**

Arto. 6.10.1.1.1b AASHTO LRFD Losa transformada a acero: usar n para sección a corto plazo y 3n para la sección a largo plazo

	n = Eac./E	Área (cm <sup>2</sup> )	Inercia Ix (cm <sup>4</sup> )	Área Total(cm <sup>2</sup> )	Ys (cm)	Yi (cm)	Inercia Ix Total	S superior	S inferior
<b>Sección compuesta a Largo plazo</b>									
Viga	8.13	422.50	585938	730.10	45.96	61.04	1118496	24336.3	18324
Losa transformad		307.60	23069.7						
<b>Sección compuesta a corto plazo</b>									
Viga	8.13	422.50	585938	1345.29	31.80	75.20	#####	46684.06	19743
Losa transformad		922.79	69209.0						



**Momento de fluencia**

Esfuerzo en el ala inferior de la sección no compuesta (sin considerar sobrecarga operacional ni peso de encofrado)

$$\begin{aligned} \text{-Para la viga Exterior} & \quad \mu_1 = 1*(1.25(MV.M. + M_{diaf} + M_{losa})) & \mu_1 &= 109.85 \text{ Tn-m} \\ \text{-Para la viga Interior} & \quad \mu_1 = 1*(1.25(MV.M. + M_{diaf} + M_{losa})) & \mu_1 &= 134.60 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$

$$f_1 \text{ v. exterior} = \mu_1/S_x = 839.96 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_1 \text{ v. interior} = \mu_1/S_x = 1029.20 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el ala inferior de la sección compuesta a largo plazo:

$$\begin{aligned} \text{-Para la viga Exterior} & \quad \mu_2 = 1.0[1.25(M_{ver} + M_{bar}) + 1.5M_{asf}] & \mu_2 &= 42.62 \text{ Tn-m} \\ \text{-Para la viga Interior} & \quad \mu_2 = 1.0[1.25(M_{ver} + M_{bar}) + 1.5M_{asf}] & \mu_2 &= 21.09 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$

$$f_2 \text{ v. exterior} = \mu_2/S_{inf} = 232.58 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_2 \text{ v. interior} = \mu_2/S_{inf} = 115.12 \text{ Kg/cm}^2$$

Hata el momento el esfuerzo en tracción en el ala inferior de la viga debido a cargas permanentes es

$$\begin{aligned} \text{-Para la viga Exterior} & \quad f_1 + f_2 = 1072.54 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{-Para la viga Interior} & \quad f_1 + f_2 = 1144.32 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El momento adicional necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia:

-Para la viga Exterior  $M_{ad} = (F_y - (f_1 + f_2)) \cdot S_{inf}$   $M_{ad} = 482222.37 \text{ Kg-m} = 482.22 \text{ Tn-m}$   
 -Para la viga Interior  $M_{ad} = (F_y - (f_1 + f_2)) \cdot S_{inf}$   $M_{ad} = 468050.95 \text{ Kg-m} = 468.05 \text{ Tn-m}$

Momento de Fluencia de la sección compuesta

-Para la viga Exterior  $M_y \text{ compuesta} = M_{u1} + M_{u2} + M_{ad}$   $M_y \text{ compuesta} = 634.69 \text{ Tn-m}$   
 -Para la viga Interior  $M_y \text{ compuesta} = M_{u1} + M_{u2} + M_{ad}$   $M_y \text{ compuesta} = 623.75 \text{ Tn-m}$

El momento último total es:

-Para la viga Exterior

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + 1.75 \cdot (M_{peatonal} + M_{LL})$$

$M_u = 388.68 \text{ Tn-m} < M_y \text{ compuesta}$  Sección satisfactoria

-Para la viga Interior

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + 1.75 \cdot (M_{peatonal} + M_{LL})$$

$M_u = 310.32 \text{ Tn-m} < M_y \text{ compuesta}$  Sección satisfactoria

**Resistencia al corte**  $V_u = 1.25 \cdot (V_{losa} + V_{vm} + V_{ver} + V_{bar} + V_{diaf}) + 1.5 V_{asf} + 1.75 (V_{peat} + V_{ll})$

	V losa Tn	V v.metáli ca Tn	V vereda Tn	V diafragm a Tn	V barrera Tn	V barand a Tn	V asfalto Tn	V peaton al Tn	V <sub>LL</sub> Tn	V <sub>u</sub> Tn
Viga Exterior	14.04	3.18	0.00	0.15	4.66	0.00	1.80	0.00	32.01	86.25
Viga Interior	18.00	3.18	0.00	0.15	0.00	0.00	2.81	0.00	39.86	100.64

Resistencia al corte factorada  $V_r = \phi_v \cdot V_n$

$V_n$ : resistencia nominal al corte (Tn)

$\phi_v$ : factor de resistencia para corte es igual a 1

Resistencia nominal  $V_n = V_{cr} = c \cdot V_p$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-1

$$V_p = 0.58 \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-2

Dónde:

$V_{cr}$  = Resistencia al pandeo por corte

$V_n$  = Resistencia nominal al corte

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

C = Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por corte. Debe calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

Caso 1  $\text{Si: } D/t_w \leq 1.12 \sqrt{E_k/F_{yw}} \rightarrow C = 1$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-4

Por debajo de este límite, la resistencia al corte se basa en la fluencia por corte del alma

Caso 2  $\text{Si: } 1.12 \sqrt{E_k/F_{yw}} < D/t_w \leq 1.40 \sqrt{E_k/F_{yw}} \rightarrow C = 1.12 / (D/t_w) \sqrt{E_k/F_{yw}}$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-5

En este caso, la resistencia del alma al corte se basa en el pandeo

Caso 3  $\text{Si: } 1.40 \sqrt{E_k/F_{yw}} < D/t_w \rightarrow C = 1.57 / (D/t_w) \sqrt{E_k/F_{yw}}$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-6

Por encima de este límite, la resistencia del alma se determina por el esfuerzo elástico de pandeo)

Siendo "k" el coeficiente de pandeo por cizallamiento; dado que se trata de almas sin rigidizadores, el factor "k" debe tomarse como 5. AASHTO Art. 6.10.9.3.2

Para la sección: W36x230



El momento adicional necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia:

-Para la viga Exterior  $M_{ad} = (F_y - (f_1 + f_2)) \cdot S_{inf}$   $M_{ad} = 482222.37 \text{ Kg-m} = 482.22 \text{ Tn-m}$   
 -Para la viga Interior  $M_{ad} = (F_y - (f_1 + f_2)) \cdot S_{inf}$   $M_{ad} = 468050.95 \text{ Kg-m} = 468.05 \text{ Tn-m}$

Momento de Fluencia de la sección compuesta

-Para la viga Exterior  $M_y \text{ compuesta} = M_{u1} + M_{u2} + M_{ad}$   $M_y \text{ compuesta} = 634.69 \text{ Tn-m}$   
 -Para la viga Interior  $M_y \text{ compuesta} = M_{u1} + M_{u2} + M_{ad}$   $M_y \text{ compuesta} = 623.75 \text{ Tn-m}$

El momento último total es:

-Para la viga Exterior

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + 1.75 \cdot (M_{peatonal} + M_{LL})$$

$M_u = 388.68 \text{ Tn-m} < M_y \text{ compuesta}$  Sección satisfactoria

-Para la viga Interior

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + 1.75 \cdot (M_{peatonal} + M_{LL})$$

$M_u = 310.32 \text{ Tn-m} < M_y \text{ compuesta}$  Sección satisfactoria

**Resistencia al corte**  $V_u = 1.25 \cdot (V_{losa} + V_{vm} + V_{ver} + V_{bar} + V_{diaf}) + 1.5 V_{asf} + 1.75 (V_{peat} + V_{ll})$

	V losa Tn	V v.metáli ca Tn	V vereda Tn	V diafragm a Tn	V barrera Tn	V barand a Tn	V asfalto Tn	V peaton al Tn	V <sub>LL</sub> Tn	V <sub>u</sub> Tn
Viga Exterior	14.04	3.18	0.00	0.15	4.66	0.00	1.80	0.00	32.01	86.25
Viga Interior	18.00	3.18	0.00	0.15	0.00	0.00	2.81	0.00	39.86	100.64

Resistencia al corte factorada  $V_r = \phi_v \cdot V_n$

$V_n$ : resistencia nominal al corte (Tn)

$\phi_v$ : factor de resistencia para corte es igual a 1

Resistencia nominal  $V_n = V_{cr} = c \cdot V_p$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-1

$$V_p = 0.58 \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-2

Dónde:

$V_{cr}$  = Resistencia al pandeo por corte

$V_n$  = Resistencia nominal al corte

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

$C$  = Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por corte. Debe calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

Caso 1  $\text{Si: } D/t_w \leq 1.12 \sqrt{E_k/F_{yw}} \rightarrow C = 1$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-4

Por debajo de este límite, la resistencia al corte se basa en la fluencia por corte del alma

Caso 2  $\text{Si: } 1.12 \sqrt{E_k/F_{yw}} < D/t_w \leq 1.40 \sqrt{E_k/F_{yw}} \rightarrow C = 1.12 / (D/t_w) \sqrt{E_k/F_{yw}}$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-5

En este caso, la resistencia del alma al corte se basa en el pandeo

Caso 3  $\text{Si: } 1.40 \sqrt{E_k/F_{yw}} < D/t_w \rightarrow C = 1.57 / (D/t_w) \sqrt{E_k/F_{yw}}$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-6

Por encima de este límite, la resistencia del alma se determina por el esfuerzo elástico de pandeo)

Siendo "k" el coeficiente de pandeo por cizallamiento; dado que se trata de almas sin rigidizadores, el factor "k" debe tomarse como 5. AASHTO Art. 6.10.9.3.2

Para la sección: W36x230

$D = 77.00 \text{ cm}$        $D/tw = 40.53$        $C = 1.00$   
 $Fyw = 3515.00 \text{ Kg/cm}^2$        $1.12\sqrt{Ek/Fyw} = 60.33$        $Vp = 298261.81 \text{ Kg}$   
 $tw = 1.90 \text{ cm}$        $1.40\sqrt{Ek/Fyw} = 75.42$        $Vn = 298261.81 \text{ Kg}$   
 $k = 5.00$

-Para la viga Exterior  $\phi v \cdot Vn = 298.26 \text{ Tn}$        $>$        $Vu = 86.25 \text{ Tn}$       Resistencia  
 -Para la viga Interior  $\phi v \cdot Vn = 298.26 \text{ Tn}$        $>$        $Vu = 100.64 \text{ Tn}$       Resistencia

### V.3.1.2.-Estado límite de SERVICIO I

#### Deflexiones debido a carga permanente

Sección no compuesta	Por peso propio	Por peso de losa	Por peso de diafragma	
Viga	$\frac{5W_{vm} \cdot L^4}{384EI}$	$\frac{5W_{losa} \cdot L^4}{384EI}$	$\frac{5W_{diafra} \cdot L^4}{384EI}$	$\Sigma \Delta 1$
-Para la viga Exterior	$\Delta PP = 0.55 \text{ cm}$	$\Delta losa = 2.45 \text{ cm}$	$\Delta diaf = 0.1 \text{ cm}$	3.11 cm
-Para la viga Interior	$\Delta PP = 0.55 \text{ cm}$	$\Delta losa = 3.14 \text{ cm}$	$\Delta diaf = 0.1 \text{ cm}$	3.80 cm

Sección compuesta a larga	Por peso de barandas	Por peso de barreras	Por peso de asfalto	
Viga	$\frac{5W_{barandas}}{384EI_{xtota}}$	$\frac{5W_{barreras}}{384EI_{xtota}}$	$\frac{5W_{asfalto} \cdot L^4}{384EI_{xtota}}$	$\Sigma \Delta 2$
-Para la viga Exterior	$\Delta baran = 0.00 \text{ cm}$	$\Delta barr = 0.43 \text{ cm}$	$\Delta asf = #####$	0.59 cm
-Para la viga Interior	$\Delta baran = 0.00 \text{ cm}$	$\Delta barr = 0.00 \text{ cm}$	$\Delta asf = #####$	0.26 cm

Contraflecha      La deflexión total debido a cargas permanentes es:
 

-Para la viga Exterior	$\Sigma \Delta 1 + \Delta 2 = 3.69 \text{ cm}$
-Para la viga Interior	$\Sigma \Delta 1 + \Delta 2 = 4.05 \text{ cm}$

Contraflecha:       $Contr. = Def. \max \cdot (1 - (\text{Posición}/\text{Pos. Final})^2)$

Posición/L	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
Contr. (mm)	14.6	25.9	34.0	38.9	40.5

Resistencia al corte de los conectores:       $Qr = \phi sc \cdot Qn$       AASHTO Ec. 6.10.10.4.1-

Dónde:       $Qr$ : Resistencia al corte factorada de un conector de corte.  
                $Qn$ : Resistencia al corte nominal de un conector de corte.  
                $\phi sc$ : Factor de resistencia para conectores de corte, igual a 0.85

La resistencia al corte nominal de un conector       $Qn = 0.5A_{sc} \sqrt{f'c \cdot Ec} \leq A_{sc} Fu$       AASHTO Ec. 6.10.10.4.3-

Donde:  
 $A_{sc}$ : Área transversal de un conector de corte.  
 $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto.  
 $f'c$ : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.  
 $F_u$ : Resistencia a la tracción de un conector de corte

Usando:       $\phi = 5/8"$   
 $A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$        $Qn = 8299.45 \text{ Kg}$   
 $E_c = 250998 \text{ Kg/cm}^2$        $A_{sc} \cdot F_u = 8316.00 \text{ Kg}$   
 $f'c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$        $Qr = 7054.53 \text{ Kg}$   
 $F_u = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

De acuerdo al artículo 6.4.4 de la AASHTO se utilizara conectores de corte ASTM A108 con resistencias mínimas a la fluencia y a la tracción de 50 ksi y 60 ksi, respectivamente.

Fuerza de corte que deben resistir los conectores de corte:

AASHTO Ec. 6.10.10.4.2-

Donde: 
$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

Fp: Fuerza radial en la losa de concreto. Para tramos rectos es 0.

Pp: Fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo.

Debe tomarse como el menor valor entre:

P1p = 0.85\*fc\*bs\*ts      Fuerza cortante al momento en que falla toda la sección de concreto  
 P2p = As\*Fy              Fuerza cortante al momento en que toda la sección acero entra en fluencia  
 P1p = ##### Kg  
 P2p = ##### Kg

bs: ancho efectivo de la plataforma de concreto      bs = 250.0 cm  
 ts: espesor de la plataforma de concreto              ts = 30.00 cm

Fuerza de corte que deben resistir los conectores de corte      P = 1485087.50 Kg

Número de conectores de corte       $n = P/Qr$               AASHTO Ec. 6.10.10.4.1-2

n= 211      N° pernos en el tramo comprendido entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento nulo

n\*2= 421      N° pernos a lo largo de toda la viga

Separación= L/n = 9.50 cm      Separación= 14.00 cm

**Página 14**

Colocar 2 pernos de 5/8" a cada 14 cm

## VII.- DISEÑO DE RIGIDIZADORES

### VII.1.- RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

Los rigidizadores utilizados como placas de unión para diafragmas o marcos transversales deberán cumplir los requisitos de AASHTO art. 6.10.11.1.2

**Ancho saliente:**  $bf \geq 50 + \frac{d}{30}$  y también  $16tp \geq bt \geq \frac{bf}{4}$       AASHTO Ec. 6.10.11.1.2-1      AASHTO Ec. 6.10.11.1.2-2

Dónde bf: ancho total del ala en compresión mas ancha dentro de la sección      bf = 412.50 mm  
 d: profundidad de la sección de acero (mm)    d = 770.00 mm  
 tp: espesor de un elemento rigidizador saliente (mm)                                      tp = 12.50 mm  
 bt: ancho de proyección de rigidizador transversal    bt = 150.00 mm  
 $50 + d/30 = 75.67$  mm

$$16tp \geq bt \geq \frac{bf}{4}$$

200.00 >= 150.00 >= 103.13      Ok

**Momento de inercia**      AASHTO Ec. 6.10.11.1.3-1      AASHTO Ec. 6.10.11.1.3-2

$$I_t \geq d_o * tw^3 * J$$

$$J = 2.5 * \left(\frac{D}{d_o}\right)^2 - 2 \geq 0.5$$

$$d_o \leq D \left(\frac{260}{D/tw}\right)^2$$



Dónde J: relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa del alma  
 It: momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma para rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares  
 do: separación entre rigidizadores transversales (mm)

El máximo espaciamiento de rigidizadores transversales es 3 3D = 2310 mm  
 Asumimos separación entre rigidizadores transversales de: do = 500 mm  
 J = 3.929

Para un par de rigidizadores: 
$$I_t = \frac{tp * (2bt + tw)^3}{12}$$

$$I_t = 33814332 \text{ mm}^4 \geq d_0 * tw^3 * J$$

	It >=	13474506	mm <sup>4</sup>	Ok
J=	3.929 >=	0.5		Ok
	do ≤	87111.818	mm	Ok

**Área** AASHTO Art. 6.10.11.1.4  $A_s \geq \left(0.15B \frac{D}{tw} (1 - C) \frac{Vu}{\phi_v V_n} - 18\right) \frac{F_{yw}}{F_{crs}} tw^2$  As = -28.13 cm<sup>2</sup> Ok

Fcrs: tensión de pandeo local elástico para el rigidizador  $F_{crs} = \frac{0.31E}{(bt/tp)} \leq F_{ys}$   
 Fcrs = 3515 Kg/cm<sup>2</sup> Ok

Dónde:

$\phi_v$ : factor de resistencia para corte

As: área total del rigidizador (mm<sup>2</sup>)

B: 1 para pares de rigidizadores, 1.8 para rigidizadores simples, 2.4 para rigidizadores de placa simples

C: proporción de la resistencia al corte para el esfuerzo de fluencia determinado en Art. 6.10.9.3.2

Fys: esfuerzo de fluencia mínimo especificado del rigidizador

Vn: resistencia nominal al corte determinado en Art. 6.10.9.2 y Art 6.10.9.3

Vu: cortante debido a cargas factoradas para estado límite de Resistencia

$$V_p = 0.58 * F_{yw} * D * tw$$

$$V_r = \phi_v * V_n$$

$$V_n = V_{cr} = c * V_p$$

$\phi_v = 1.00$

As = 75.00 cm<sup>2</sup>

B = 1.00

C = 1.00

Fys = 3515.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Vn = 180170.1 Kg

Vu = 100638 Kg

Cálculo de C

Caso 1 Si:  $D/tw \leq 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} \rightarrow C = 1$

Caso 2 Si:  $1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/tw \leq 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} \rightarrow C = 1.12 / (D/tw) \sqrt{Ek/F_{yw}}$

Caso 3 Si:  $1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/tw \rightarrow C = 1.57 / (D/tw) \sqrt{Ek/F_{yw}}$

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-4

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-5

AASHTO: Ec. 6.10.9.2-6

D = 70.70 cm					
Fyw = 3515 Kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw =$	56.56	C =	1.00	Caso 1
tw = 1.25 cm	$1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} =$	104.49	Vp =	180170 Kg	
do = 50.00 cm	$1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} =$	130.61	Vn =	180170 Kg	
k = 15.00			Vn =	>	100638 Kg
E = 2E+06 Kg/cm <sup>2</sup>	$k = 5 + \frac{5}{(do/D)^2}$				Ok

### VIII.- DISEÑO DE DIAFRAGMAS O MARCOS RÍGIDOS

La condición que gobernará el diseño de los diafragmas, será la transferencia de cargas laterales debido al sismo, del tablero a los apoyos. Los diafragmas tendrán una disposición "K"

La fuerza de diseño para la conexión entre la superestructura y la subestructura deberá ser el producto del coeficiente de aceleración,  $A_s$  y la carga permanente tributaria.  $A_s$  se puede calcular como el producto de la aceleración pico del suelo y el factor de modificación por el tipo de suelo.

Peso total del puente:	P =	192.88 Tn	24.03	Z4 =	0.45	E-0.30 RNE
			168.85	S3 =	1.10	E-0.30 RNE
Carga sísmica horizontal:	Ph =	95.48 Tn	Nº apoyc	4.00	Cada apoyo tomará	
					23.87 Tn	

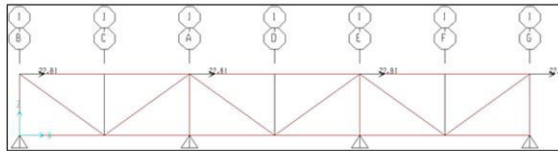
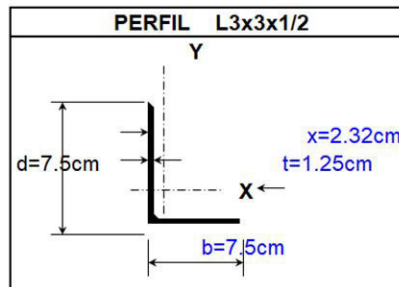


Figura: Modelo de los diafragmas en SAP 2000v.14

#### VIII.1.- DISEÑO DE DIAGONALES DEL DIAFRAGMA Usaremos una sección: L3x3x1/2

Ag: área de la sección de viga metálica	Ag =	17.19 cm <sup>2</sup>
t: espesor de la sección	t =	1.25 cm
d: profundidad total del miembro, paralela al eje	d =	7.50 cm
rx: radio de giro sobre el eje X	rx =	2.24 cm
x: Dist. desde la cara exterior de banda de canal	x =	2.32 cm
L: longitud de diagonal	L =	1.10 m
Fy: esfuerzo de fluencia del acero de perfil met.	Fy =	3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Fu: esfuerzo de fluencia última del acero de per	Fu =	4570.00 Kg/cm <sup>2</sup>
E: módulo de elasticidad de perfil metálico	E =	##### Kg/cm <sup>2</sup>
b: ancho de brida de miembro	b =	7.50 cm



#### VIII.1.1.- Verificación de resistencias del Perfil seleccionado

**Resistencia a la compresión**  $P_u = 18.35$  Tn De análisis SAP 2000

Resistencia a la compresión factorizada  $P_r = \phi_c * P_n$  AASHTO: Ec. 6.9.2.1-1

Dónde:  $P_n$ : Resistencia nominal a la compresión.  
 $\phi_c$ : Factor de resistencia a la compresión, igual a 0.90 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

Resistencia nominal  $P_n$

Si:  $P_e/P_0 \geq 0.44$ , entonces:  $P_n = (0.658^{(P_e/P_e)}) * P_0$  AASHTO: Ec. 6.9.4.1.1-1 Es el caso

Si:  $P_e/P_0 < 0.44$ , entonces:  $P_n = 0.877 * P_e$  AASHTO: Ec. 6.9.4.1.1-2

Donde: Ag: Área transversal de la sección (cm<sup>2</sup>)  
 Po: Resistencia nominal a la fluencia =  $F_y A_g$  (kg)  
 Fy: Resistencia mínima a la fluencia (kg/cm<sup>2</sup>)  
 Pe: Resistencia crítica al pandeo elástico, para pandeo de flexión o para pandeo flexo-torsional, según sea el caso.

Estado límite de pandeo de flexión (AASHTO artículo 6.9.4.4)

Esbeltez efectiva si:  $L/r_x \leq 80$  ----->  $L/r_x = 49.16$   
 $((kL)/r)_{ef} = 72 + 0.75 * L/r_x$  AASHTO: Ec. 6.9.4.4-1  
 si:  $L/r_x > 80$  ----->  $((kL)/r)_{ef} = 32 + 1.25 * L/r_x$  AASHTO: Ec. 6.9.4.4-2

**Resistencia al pandeo elástico, basándose en pandeo de flexión:**

AASHTO: Ec. 6.9.4.1.2-1  
 $P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{rs}\right)^2} * A_g$  Ag: Área transversal de la sección (cm<sup>2</sup>) Ag = 17.19 cm<sup>2</sup>  
 k: Factor de longitud efectiva en el plano de pandeo. L = 1.10 m  
 L: Longitud sin soporte en el plano de pandeo (cm) rs = 2.24 cm  
 rs: Radio de giro alrededor eje de pandeo considerado

$$((kL)/r)_{ef} = 108.87$$

$$P_e = 29195.38 \text{ Kg}$$

Po = 60414 Kg  
 Pe = 29195 Kg  
 Pn = 25409 Kg  $\phi_c * P_n = 22868.36 \text{ Kg}$  -----  $22.87 \text{ Tn}$  > 18.35 Resistencia  
 Pu = 18.35 Tn

Resistencia a la tensión Pu = 18.35 Tn De análisis SAP 2000

Fluencia de la sección bruta Pr =  $\phi_y * P_{ny} = \phi_y * F_y * A_g$  AASHTO: Ec. 6.8.2.1-1

Donde:

Pny: Resistencia nominal a tensión por fluencia de la sección bruta. (kg) Pr = 57393.36 Kg  
 $\phi_y$ : Factor de resistencia para fluencia de miembros a tensión  $\phi_y = 0.95$   
 Fy: Esfuerzo de fluencia (kg/cm<sup>2</sup>) Fy = 3515.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Ag: Área bruta de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>) Ag = 17.19 cm<sup>2</sup>

Pr = 57.39 Tn > Pu = 18.35 Tn -----> Ok

**VIII.1.2.- Diseño de la placa de soporte de diagonales**

Área de placa requerida  $A_g \leq \frac{F_d}{\phi F_y}$

Dónde:

Ag: Área total de la sección requerida. Ag ≤ 5.80 cm<sup>2</sup>  
 Fd: Fuerza actuante en la diagonal calculada Fd = 18350 Kg  
 $\phi$ : Factor de resistencia especificado  $\phi = 0.90$   
 Fy: Resistencia del material Fy = 3515.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Fu: Fluencia última de tracción Fu = 4570.00 Kg/cm<sup>2</sup>

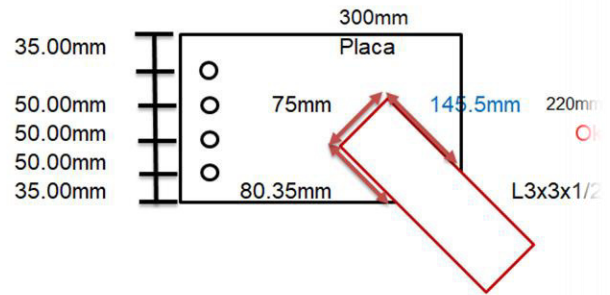
**Considerando una placa**

b = 300 mm Aplaca = 660 cm<sup>2</sup>  
 h = 220 mm Aplaca > Ag Ok  
 espesor = 12.5 mm

Considerando la unión Diagonal - Placa de union como se muestra en la figura

Usando Pernos: 4  $\phi$  5/8"

		Diagona	Placa
Ag	cm <sup>2</sup>	17.19	660.00
t: Esp	cm	1.25	1.25
fy	kg/cm <sup>2</sup>	3515	3515.00
fu	kg/cm <sup>2</sup>	4570	4570.00
x	cm	2.32	



Fluencia en sección L3x3x1/2

$$\phi_t P_n = 0.90 \cdot A_g \cdot F_y = 54373 \text{ Kg}$$

$$\phi_t P_n = 0.90 \cdot A_g \cdot F_y = 54.37 \text{ Tn}$$

Fluencia sección Placa

$$\phi_t P_n = 0.90 \cdot A_g \cdot F_y = 86996.3 \text{ Kg}$$

$$\phi_t P_n = 0.90 \cdot A_g \cdot F_y = 87.00 \text{ Tn}$$

Fractura en sección L3x3x1/2

$$U = 1 - x/L = 0.84$$

$$L = 145.50 \text{ mm}$$

$$\phi_u = 0.75$$

$\phi_u \cdot P_n = \phi_u \cdot F_u \cdot A_n \cdot U$

$$\phi_u \cdot P_n = 49506.80 \text{ Kg}$$

$$\phi_u \cdot P_n = 49.51 \text{ Tn}$$

Fractura en sección Placa

$$A_e = 17.96 \text{ cm}^2$$

$$\phi_u = 0.75$$

$\phi_u \cdot P_n = \phi_u \cdot F_u \cdot A_e$

$$\phi_u \cdot P_n = 61566.47 \text{ Kg}$$

$$\phi_u \cdot P_n = 61.57 \text{ Tn}$$

Bloque de corte en la placa

Fractura de tracción + fluencia de corte  $\phi R_n = 0.75 \cdot (0.6 F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt})$

$$A_{vg} = 28.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 9.38 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 76787.59 \text{ Kg}$$

Fractura de corte + fluencia de  $\phi R_n = 0.75 \cdot (0.6 F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{gt})$

$$A_{ns} = 28.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 9.38 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 82772.41 \text{ Kg}$$

Gobierno:  $\phi R_n = 76787.6 \text{ Kg} \rightarrow 76.79 \text{ Tn} > P_u = 18.35 \text{ Tn}$  Ok

### VIII. Pernos de la conexión Viga - Diagonales

Resistencia al corte  $\phi V_n = \phi \cdot 0.38 \cdot A_b \cdot F_{ub}$   $\phi = 0.75$

Se usarán 4 pernos 5/8" alta resistencia ASTM A325  $F_u = 8400 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi V_n = 18960.48 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 18.96 \text{ Tn} > P_u = 18.35 \text{ Tn} \text{ Ok}$$

Resistencia al aplastamiento  $\phi R_n = \phi_{bb} \cdot 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot N^\circ \text{ pernos}$

Se usará una placa 12.5 mm ó 1/2" pla

$\phi_{bb}$ : Factor de resistencia, igual a 0.8	$\phi_{bb} = 0.80$
$d$ = Diámetro del perno (cm)	$d = 1.59$ cm
$t$ = Espesor de la placa base (cm)	$t = 1.25$ cm
$F_u$ = Esfuerzo de tracción de la placa base	$F_u = 4570.00$ Kg/cm <sup>2</sup>
$\phi R_n = 69756.48$ Kg	$\phi R_n = 69.76$ Tn

**VIII.1.4.- Soldadura de la conexión Viga-Diagonal**

Se utilizará soldadura de filete, cuya resistencia está dada por la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi_{e2} * 0.6 F_{EXX} \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) DL$$

Dónde  $\phi_{e2}$ : factor de resistencia, igual a 1 para evento extremo.

FEXX: resistencia mínima a la tensión de la soldadura

D: tamaño de la soldadura (cm)

L: longitud de la soldadura (cm)

Resistencia de la soldadura paralela a la carga:

Resistencia de la soldadura perpendicular a la carga:

$\phi_{e2} = 1.00$   
 $F_{EXX} = 4920.0$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $D = 0.60$  cm  
 $L = 22.59$  cm  
 $\phi R_{n1} = 23276.4$  Kg

$\phi_{e2} = 1.00$   
 $F_{EXX} = 4920$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $D = 0.60$  cm  
 $L = 7.50$  cm  
 $\phi R_{n2} = 4383$  Kg

La resistencia de la soldadura será:

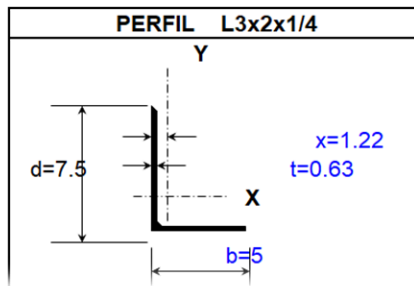
$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} = 27659.86$  Kg =  $27.66$  Tn >  $P_u = 18.35$  Tn  
Ok

**VIII.2.- DISEÑO DE CORDONES HORIZONTALES DEL DIAFRAGMA**

Fuerza actuante  $P_u = 14.19$  Tn De análisis SAP

Usaremos: **L3x2x1/4**

Ag: área de la sección de viga metálica	Ag = 7.50 cm <sup>2</sup>
t: espesor de la sección	t = 0.63 cm
d: profundidad total del miembro, paralela al eje	d = 7.50 cm
b: ancho de brida de miembro	b = 5.00 cm
rx: radio de giro sobre el eje X	rx = 2.38 cm
x: Dist. desde la cara exterior de banda de canal	x = 1.22 cm
L: longitud de diafragma horizontal	L = 190.00 cm
Fy: esfuerzo de fluencia del acero de perfil metálico	Fy = 3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>
	Fu = 4570 Kg/cm <sup>2</sup>
E: módulo de elasticidad de perfil metálico	E = 2E+06 Kg/cm <sup>2</sup>





**Chequeo de la esbeltez y relacion ancho espesor del angulo**

Esbeltez:  $KL/r < 140$                       Relación ancho espesor  $\frac{b}{t} < 0.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.84$

L: longitud sin arriostramiento	L = 190.00 cm	8.00 < 10.84	OK
r: radio de giro	r = 2.38 cm		
K: factor de longitud efectiva	K = 0.75		
b: ancho de ángulo	b = 5 cm		
t: espesor de ángulo	t = 0.625 cm		
	b / t = 8.00		

para conexiones soldadas en ambos extremos art. 4.6.2.5 AASHTO

$KL/r = 59.81 < 140$  Ok

**Chequeo de la capacidad axial de la sección L3x2x1/4**  $\lambda = \left(\frac{k * S}{r * \pi}\right)^2 * \frac{F_y}{E} < 2.25$  AASTHO art. 6.9.4.1

K: factor de longitud efectiva	K = 0.75		
S: separación entre ejes de vigas princij	S = 190.00 cm		
r: radio de giro	r = 2.38 cm		
	$\lambda = 0.62$	<	2.25 Ok

Resistencia nominal  $P_n = 0.66^{\lambda} * A_s * F_y$                        $P_n = 20337$  Kg

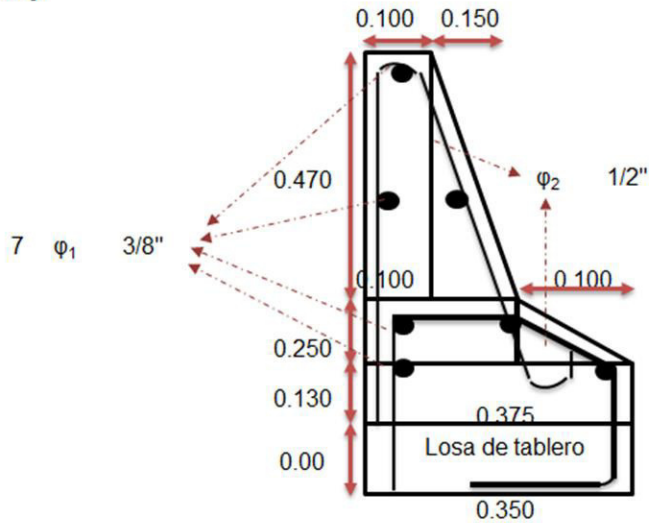
Resistencia factor $\phi Pr = \phi * P_n$	$\phi = 0.90$	$Pr = 18303$ Kg	
		$Pr = 18.30$ Tn	
$\phi * P_n = 18.30$ Tn	>	$P_u = 14.19$ Tn	Ok

Nota1: el método empleado es el AASHTO LRFD, el cuál es de análisis inelástico.

c) Diseño de la barrera New Jersey

I.- Geometría de Barrera tipo New Jersey

Ancho superi	0.100 m
Ancho inferior	0.350 m
Ancho intern	0.150 m
Ancho direct	0.100 m
Altura total	0.850 m
Altura inferior	0.130 m
Altura media	0.250 m
Altura superior	0.470 m
$f_c$	= 280.0 Kg/cm <sup>2</sup>
$F_y$	= 4200.0 Kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_{concr}$	= 2400.0 Kg/m <sup>3</sup>
recubr	= 5.00 cm



II.- Verificación de resistencia de sección de barrera propuesta

II.1.- Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera ( $M_v = M_w$ )

Los momentos positivos y negativos que actúan alrededor de un eje vertical se determinan tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras. Para ello dividimos la barrera en tres secciones

Página 1

**Sección A1:**

$$z = rec + \phi_1 + \phi_2 / 2 = 6.75 \text{ cm}$$

$$d1 = 5.00 \text{ cm}$$

$$d2 = 10.76 \text{ cm}$$

$$d3 = 18.26 \text{ cm}$$

$$d \text{ prom} = 11.34 \text{ cm}$$

$$A_s = 2\phi_{3/8} + 0.5\phi_{3/8} = 1.78 \text{ cm}^2$$

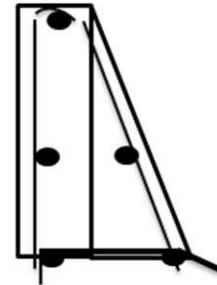
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} = 0.67 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_u = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$M_u = 82031 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = 0.82 \text{ Tn-m}$$



**Sección A2:**

$$z = 6.75 \text{ cm}$$

$$d3 = 18.26 \text{ cm}$$

$$d4 = 30.76 \text{ cm}$$

$$d \text{ prom} = 24.51 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s}{0.85 f_c \cdot b} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} = 0.50 \text{ cm}$$



$$\phi = 1.00 \quad M_u = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad M_u = 72327 \text{ Kg-cm} \quad \rightarrow \quad M_u = 0.72 \text{ Tn-m}$$

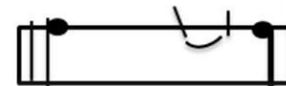
**Sección A3:**

$$z = 6.75 \text{ cm}$$

$$d5 = 30.76 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s}{0.85 f_c \cdot b} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} = 0.48 \text{ cm}$$



$$\phi = 1.00 \quad \mu = \phi A_s f_y (d-a/2) \quad \mu = 45496 \text{ Kg-cm} \quad \text{---->} \quad \mu = 0.45 \text{ Tn-m}$$

$$\text{El momento resistencia total de la sección y armadura pro } \mu = \mu_1 + \mu_2 + \mu_3 = 2.00 \text{ Tn-m}$$

## II.2.- Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente $M_c$

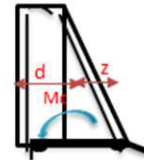
Se calcula con los momentos de flexión negativos que se producen en la cara inclinada de la barrera

Utilizando: 1  $\phi$  1/2" @ 0.17 m Considerando fajas de: 1.00 m

$$A_s = 7.59 \text{ cm}^2/\text{m} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.34 \text{ cm}$$

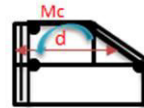
### Sección A1

$$\begin{aligned} z = \text{rec} + \phi_1/2 &= 5.64 \text{ cm} & \phi &= 1.00 \\ d &= 11.87 \text{ cm} & \mu &= \phi A_s f_y (d-a/2) \\ & & \mu &= 356806 \text{ Kg-cm} \\ & & \mu &= 3.57 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$



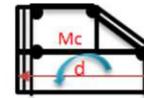
### Sección A2

$$\begin{aligned} z = \text{rec} + \phi_1/2 &= 5.64 \text{ cm} & \phi &= 1.00 \\ d &= 25.62 \text{ cm} & \mu &= \phi A_s f_y (d-a/2) \\ a &= 1.34 \text{ cm} & \mu &= 795026 \text{ Kg-cm} \\ & & \mu &= 7.95 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$



### Sección A3

$$\begin{aligned} z = \text{rec} + \phi_1/2 &= 5.64 \text{ cm} & \phi &= 1.00 \\ d &= 31.87 \text{ cm} & \mu &= \phi A_s f_y (d-a/2) \\ a &= 1.34 \text{ cm} & \mu &= 994217 \text{ Kg-cm} \\ & & \mu &= 9.94 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$



Página 2

El momento promedio de la cara vertical de la sección armada propuesta es:

$$\mu_c = \mu_1 + \mu_2 + \mu_3 \quad \mu_c = \frac{3.57 \cdot 0.47 + 7.95 \cdot 0.25 + 9.94 \cdot 0.13}{0.85} \quad \mu_c = 5.83 \text{ Tn-m}$$

### Longitud crítica de la línea de rotura $L_c$ según patrón de falla

Dónde:

Lt: longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto Ft	Lt = 1.07 m
H: altura de la barrera	H = 0.85 m
Mb: resistencia flexional adicional en la parte superior del muro	Mb = 0.00
Mw: resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical	Mw = 2.00
Mc: resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente	Mc = 5.83
Lc: longitud crítica de la línea de rotura en el patrón de falla	Lc = 2.15 m

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

### II.3.- Resistencia nominal a la carga transversal ( $R_w$ )

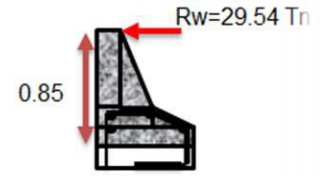
$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

Dónde:

Rw: resistencia del parapeto	Rw = 29.54 Tn	Ok
Ft: Fuerza transversal depende de nivel de ensayo de barrera	Ft = 24.47 Tn	

#### II.4.- Transferencia de cortante entre la barrera y la losa

Cortante actuante:  $V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H}$   
 $V_c = 7.67 \text{ Tn}$



Cortante Resistente

Para dos concretos colocados en diferentes momentos:  $V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + Pc) \leq K_1f'cA_{cv} \text{ o } K_2A_{cv}$

Dónde: Considerando para 1.00m de ancho de barrera

Acv: área de corte en contacto	Acv = 3500 cm <sup>2</sup>
Avf: área del dowel en el plano de corte	Avf = 7.59 cm <sup>2</sup> /m
c: factor de cohesión	c = 1.76 Kg/cm
μ: factor de fricción	μ = 0.70
K1: fracción de la resistencia del concreto disponible para resistir el corte en la interface	K1 = 0.20
K2: resistencia de corte límite en la interface	K2 = 56.00 Kg/cm
Pc: fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte = peso barrera	Pc = 486.6 Kg

$V_n = 28810 \text{ Kg} \leq K_1f'cA_{cv} = 196000 \text{ Kg} \text{ o } K_2A_{cv} = 196000 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$

#### II.5.- Chequeo del Dowel

La armadura por corte en cm<sup>2</sup> por metro de viga debe satisfacer en la unión de viga-losa lo siguiente:

Dónde:  $A_{vf} \geq \frac{352b_v}{f_y} \text{ cm}^2/\text{m}$   
 bv: ancho de contacto viga-losa  $b_v = 35.00 \text{ cm}$   
 Avf: área del dowel en el plano de corte (contacto viga-losa)  $A_{vf} = 2.93 \text{ cm}^2/\text{m}$

Acero proveido: 1 φ 1/2" @ 0.17 m = 7.59 cm<sup>2</sup>/m > 2.93 cm<sup>2</sup>/m Ok

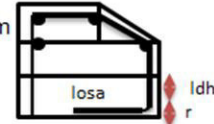
#### II.6.- Longitud de anclaje

Longitud básica de anclaje para una barra terminada en gancho:  $L_{hb} = \frac{319 * d_b}{\sqrt{f'c}}$

db: diámetro de barra db = 1.27 cm Lhb = 24.21 cm

Considerando un recubrimiento lateral perpendicular al gancho es mayor que 64mm la longitud básica de ancla se afectará por 0.70

Luego:  $L_{dh} = 0.7 * L_{hb}$   $L_{dh} \geq 8db \text{ ó } 15 \text{ cm}$   $L_{dh} = 16.95 \text{ cm}$   
 Pero:  $L_{dh} = 16.95 \text{ cm} > 8db = 10.16 \text{ cm}$  ó 15 cm Ok



Se dispone para la longitud de desarrollo de 15.00 cm lo que no es satisfactorio como se muestra en el cálculo. Pero considerando que cuando hay más armadura que la requerida la longitud básica de desarrollo disminuye conforme la siguiente relación:

$$\frac{A_{s \text{ requerido}}}{A_{s \text{ provisto}}} * L_{hb} \quad A_{s \text{ requerido}} = A_{s \text{ provisto}} * \frac{15.00}{17.00} = 6.70 \text{ cm}^2$$

Usaremos esta área de 6.70 cm<sup>2</sup> para recalcular la capacidad de resistencia de la barrera

Sección AI	a = 1.18 cm	φ = 1.00	Mc1 = 3E+05 Kg-m
	d = 11.87 cm		Mc1 = 3.17 Tn-m

Sección AII	a = 1.18 cm d = 25.62 cm	$\phi = 1.00$	Mc2 = 703709 Kg-m/m Mc2 = 7.04 Tn-m/m
Sección AIII	a = 1.18 cm d = 31.87 cm	$\phi = 1.00$	Mc2 = 879466 Kg-m/m Mc2 = 8.79 Tn-m/m

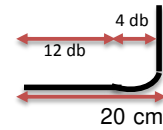
El momento promedio es:  
 $Mc = Mu = Mu1 + Mu2 + Mu3 \quad Mc = \frac{3.17 \cdot 0.47 + 7.04 \cdot 0.25 + 8.79 \cdot 0.13}{0.85} \quad Mc = 5.17 \text{ Tn-m/m}$

Luego la longitud crítica será:  $Lc = 2.243 \text{ m}$

La resistencia nominal a la carga transversal  $Rw$  será:

$$Rw = 27.27 \text{ Tn} > Ft = 24.47 \text{ Tn} \quad \text{Ok}$$

Con lo cual la longitud mínima final a 15.00 cm es adecuada. Las barras terminadas en gancho deben extenderse  $12db + 4dt$  20 cm



Nota: se considera el diseño de la barrera solo para la superestructura de un paso a desnivel, esta no se encuentra en contacto con el suelo, las verificaciones por volteo de la estructura están en la verificación por flexión en cada punto, del mismo modo, se localiza la verificación por corte.



## d) Diseño de los apoyos

### PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

#### A.- ELASTÓMERO

Dureza 60  
Módulo de corte G 5.62 Kg/cm<sup>2</sup>

#### B.- Pernos

Fy = 3865.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
Fub = 5270 Kg/cm<sup>2</sup>

#### C.- Placa de apoyo

Fy = 3515.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
Fu = 4570.00 Kg/cm<sup>2</sup>

### I.- GEOMETRÍA DEL APOYO

Factor de forma:  $S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$

Se elegirá un elastómero constituido por 5.00 capas de 1cm de espesor

Donde:

L: Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje longitudinal del puente)

L = 30.00 cm

W: Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación considerado.

W = 35.00 cm

h<sub>ri</sub>: Espesor de la i-ésima capa de elastómero.

h<sub>ri</sub> = 1.00 cm

Si = 8.08

#### Propiedades de los materiales

Módulo de corte de elastómeros entre 0.08 y 0.175 ksi

a 23°C o 73°F

AASHTO art. 14.7.5.2

#### Cargas de diseño para estado de servicio:

F verticales = F cortantes de extremos de vigas en condiciones de servicio

$$P_{st} = 1 * (V_{losa} + V_{viga\ metálica} + V_{baranda} + V_{asfalto} + V_{diafragma})$$

Fuerza vertical debido a cargas estáticas

-Para la viga Exterior

P<sub>st</sub> = 23.83 Tn

-Para la viga Interior

P<sub>st</sub> = 24.14 Tn

Fuerza vertical debido a cargas cíclicas

$$P_{st} = 1 * (V_{carga\ viva\ vehicular})$$

-Para la viga Exterior

P<sub>st</sub> = 32.01 Tn

-Para la viga Interior

P<sub>st</sub> = 39.86 Tn

#### Requerimientos de diseño:

Deformaciones de corte

Deberá cumplirse:

$$h_{rt} > 2\Delta s$$

$$\Delta s = L * \alpha * \Delta t$$

Donde:

h<sub>rt</sub>: espesor total del elastómero (cm)

h<sub>rt</sub> = 5.00 cm

L<sub>puent</sub> = 20.00 m

Δs: máxima deformación de corte (cm)

α<sub>c</sub>: Coeficiente térmico del concreto: =1.08E-05 1/°C

α<sub>c</sub> = 1E-05 1/C°

Δs = 0.48 cm Ok

α<sub>a</sub>: Coeficiente térmico del acero: =1.17E-05 1/°C

α<sub>a</sub> = 1E-05 1/C°

Δs = 0.51 cm Ok

ΔT: gradiente de temperatura para Chiclayo

ΔT = 22.00 °C

Compresión, rotación y corte  $(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0$  AASHTO Ec. 14.7.5.3.3-1

Ademé  $\gamma_{a,st} \leq 3$

AASHTO Ec. 14.7.5.3.3-2

Donde:

Y<sub>a</sub>: Deformación unitaria de corte causada por la carga axial

Y<sub>r</sub>: Deformación unitaria de corte causada por la rotación

Y<sub>s</sub>: Deformación unitaria de corte causada por el desplazamiento de corte

"st" y "cy": carga estática y cíclica respectivamente

Deformación unitaria de corte causada por la cara axial

$$\gamma_a = D_a \frac{\sigma_s}{G S_i}$$

AASHTO Ec. 14.7.5.3.3-3

Donc D<sub>a</sub>: Coeficiente adimensional. Igual a 1.4 para apoyos rectangulares.

D<sub>a</sub> = 1.4

G: Módulo de corte del elastómero (kg/cm<sup>2</sup>)

G = 5.62 Kg/cm<sup>2</sup>

S<sub>i</sub>: Factor de forma de una capa de elastómero

S<sub>i</sub> = 8.08

σ<sub>s</sub>: esfuerzo de compresión promedio debido a las cargas estáticas o cíclicas para estado limite de servicio I

Para cargas estáticas

Viga Exterior  
 $\sigma_{s,st} = Pst/W = 22.7 \text{ Kg/cm}^2$   
 $Y_{a,st} = 0.70 < 3 \text{ Ok}$

Viga Interior  
 $\sigma_{s,st} = Pst/(W*L) = 22.99 \text{ Kg/cm}^2$   
 $Y_{a,st} = 0.71 < 3 \text{ Ok}$

Para cargas cíclicas

Viga Exterior  
 $\sigma_{s,cy} = Pst/W = 30.5 \text{ Kg/cm}^2$   
 $Y_{a,cy} = 0.94 < 3 \text{ Ok}$

Viga Interior  
 $\sigma_{s,cy} = Pst/(W*L) = 37.97 \text{ Kg/cm}^2$   
 $Y_{a,cy} = 1.17 < 3 \text{ Ok}$

Deformación unitaria de corte causada por la rotación

$$\gamma_r = Dr \left( \frac{L}{h_{rt}} \right)^2 \frac{\sigma_s}{n}$$

Dr: Factor adimensional. Para apoyos rectangulares deberá tomarse como 0.5

Dr = 0.50

hri: Espesor de la i-ésima capa de elastómero. (cm)

hri = 1.00 cm

L: Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje del puente,

L = 30.00 cm

n: número de capas interiores de elastómero.

n = 3.00

$\theta_s$ : máximo ángulo de rotación debido a cargas estáticas o cíclicas. (rad)

$\theta_{s,cy} = 0.00271 \text{ rad}$  de Sap

$Y_{r,st} = 0.407$

La AASHTO establece que se debe agregar un giro debido a las incertidumbres y tolerancias en la con:

$\theta_{s,st} = 0.005 \text{ rad}$

$Y_{r,cy} = 0.750$

La deformación unitaria de corte causada por la deformación de corte deberá tomarse como:

$Y_s = \frac{\Delta s}{h_{rt}}$  AASHTO Ec. 14.7.5.3.3-1

Donde:

Ys: deformación unitaria causada por la deformación de corte

$Y_{s,st} = 0.10$

hrt: espesor total del elastómero (cm)

hrt = 5.00 cm

$\Delta s$ : máxima deformación de corte (cm)

$\Delta s = 0.51 \text{ cm}$

Verificamos la ecuación de interacción para compresión, rotación y corte combinados:

$$(y_{a,st} + \gamma_{r,st} + y_{s,st}) + 1.75(y_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + y_{s,cy}) \leq 5.0 \quad \text{Ec. 14.7.5.3.3-1}$$

-Para la viga Exterior  $3.91 < 5.00 \text{ Ok}$

-Para la viga Interior  $4.32 < 5.00 \text{ Ok}$

### Estabilidad del apoyo elastomérico

Se considera un apoyo estable si:  $2A \leq B$

AASHTO Ec. 14.7.5.3.4-1

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad \text{AASHTO Ec. 14.7.5.3.4-2}$$

$$B = \frac{2.67}{(Si + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} \quad \text{AASHTO Ec. 14.7.5.3.4-3}$$

Donc hrt: espesor total del elastómero (cm)

hrt = 5.00 cm

L: dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación (paralela al eje del puente, cm)

L = 30.00 cm

Si: factor de forma de la i-ésima capa de elastómero.

Si = 8.08

W: Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación (cm)

W = 35.00 cm

Si no se satisface al ecuación 14.7.5.3.4-1, el esfuerzo promedio debido a la carga total deberá satisfacer

$$\sigma_s \leq \frac{GSi}{2A - B} \quad \text{AASHTO Ec. 14.7.5.3.4-4}$$

A = 0.19      2A = 0.388      <      B = 0.39      Ok

-Para la viga Exterior  $\sigma_s = 53.18 \text{ Kg/cm}^2$        $\sigma_s \leq \text{Kg/cm}^2$       Ok

-Para la viga Interior  $\sigma_s = 60.95 \text{ Kg/cm}^2$        $\sigma_s \leq \text{Kg/cm}^2$       Ok

### Acero de refuerzo

AASHTO establece que el espesor mínimo de las capas de acero, hs, deberá 1.50 mm El espesor hs deberá satisfacer:

En estado límite de servicio  $h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$

En estado límite de fatiga  $h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$

Donc  $\Delta F_{TH}$ : constante de amplitud de fatiga para la categoría A, como se especifica en el artículo 6.6  $\Delta F_{TH} = 1690 \text{ Kg/cm}^2$  de las especificaciones de la AASHTO (kg/cm<sup>2</sup>)

hri: espesor de la i-ésima capa interna de elastómero (cm)

$\sigma_L$ : esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_s$ : esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga total (kg/cm<sup>2</sup>)

Fy: esfuerzo de fluencia de las placas de acero (kg/cm<sup>2</sup>)      Fy = 3515 Kg/cm<sup>2</sup>

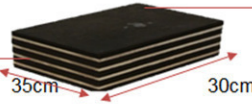
	$\sigma_s$	hs (cm)	hs (mm)	$\sigma_L$	hs (cm)	hs (mm)
-Para la viga Exterior	53.18 Kg/cm <sup>2</sup>	0.045	0.45	30.49 Kg/cm <sup>2</sup>	0.036	0.36
-Para la viga Interior	60.95 Kg/cm <sup>2</sup>	0.052	0.52	37.97 Kg/cm <sup>2</sup>	0.045	0.45

En conclusión elegimos el espesor mínimo especificado

1.50 mm

Elastómetro N° cε 5.00

N° Planchas de refu 4.00



### Deflexión debido ala compresión

La AASHTO recomienda limitar la deformación vertical debido a la carga viva a 3 mm.

Deformaciones debido a carga viva

$$\delta_L = \sum \epsilon_{Li} h_{ri}$$

Deformaciones debido a carga muerta inicial:

$$\delta_d = \sum \epsilon_{di} h_{ri}$$

Deformaciones debido a la carga muerta a largo plazo (incluyendo efectos de creep)

$$\delta_{Lz} = \delta_d + \alpha_r \delta_d$$

h<sub>ri</sub>: espesor de la i-ésima capa de elastómero.

$\epsilon_{Li}$ : deformación unitaria debido a la carga viva instantánea en la i-ésima capa de elastómero

$\epsilon_{di}$ : deformación unitaria debido a la carga muerta inicial en la i-ésima capa de elastómero

$\alpha_r$ : deflexión debido al creep dividida entre la deflexión inicial debida a carga muerta.

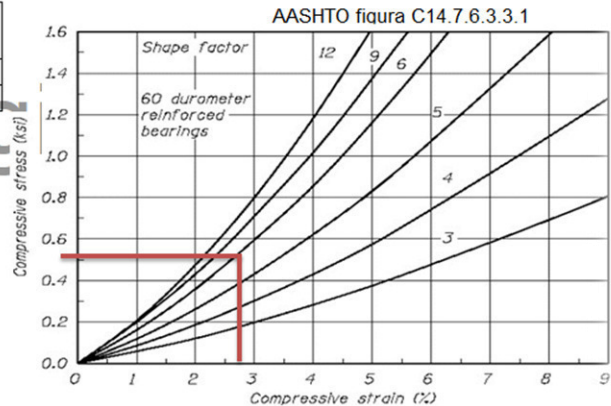
Pueden usarse los valores de la tabla 14.7.6.2-1 de las especificaciones de la

	Si	$\sigma_L$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_L$ Ksi	$\sigma_D$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_D$ Ksi
viga Exter	8.08	30.5	0.43	22.69	0.32
viga Inter	8.08	38.0	0.54	22.99	0.33

	$\epsilon_{Li}$	$\epsilon_{di}$	ar
viga Exter	2.40%	1.85%	0.35
viga Inter	2.60%	1.78%	0.35

Deformaciones debido a compresión

	$\delta_L$ (mm)	$\delta_d$ (mm)	$\delta_{Lz}$ (mm)	
viga Exter	1.20	0.93	2.13	Ok
viga Inter	1.30	0.89	2.19	Ok



### Pernos de anclaje

Resistencia al corte

Peso de puent = 192.88 Tn  
Carga sísmica = 95.48 Tn  
Fuerza horizontal total = 111.88 Tn

Fuerza de frenado: tomado como el 25% del peso de los ejes del camión de diseño HL-93 afectadas por un factor  
Fuerza de frenado = 16.40 Tn

La carga sísmica horizontal paralela al eje del puente se distribuirá entre los dos apoyos; cada apoyo tc 27.97 Tn

La carga sísmica horizontal perpendicular al eje del puente se distribuirá entre los dos apoyos; cada ap 13.98 Tn

El artículo 3.10.8 de las especificaciones de la AASHTO establece que se debe usar el 100% de la fuerza en una de las direcciones perpendiculares, combinada con el 30% de la fuerza en la segunda dirección perpendicular.

$$Vu_{total} = \sqrt{Vx^2 + (0.3 * Vy)^2} = 28.28 \text{ Tn}$$

Resistencia nominal al corte de un per ASTM F1554 o ASTM A307 Grado C

$$Vn = 0.38 * Ab * Fub * N$$

AASHTO Ec. 6.13.2.12-1

Dónc Ab: área del perno de anclaje correspondiente al diámetro nominal

Fub: fuerza de tensión mínima especificada del perno

$$Fub = 5270.00 \text{ Kg/cm}^2$$

N: número de pernos



El factor de resistencia  $\phi$  será de 1.0 para evento extrer Usando 2.00 pernos  $\phi$  1 1/2"

$$\phi V_n = 45659 \text{ Kg} = 45.66 \text{ Tn} > V_u \text{ total } 28.28 \text{ Tn} \quad \text{Ok}$$

**Resistencia al aplastamiento de la placa base**

e pla 1" = 2.54 cm  $F_u$ : esfuerzo de rotura de plac = 4570 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$  per 1 1/2" = 3.81 cm N° pernos = 2.00

$$\phi R_n = 2.4 * d * t * F_u * N^\circ \text{ pernc} = 212283.4464 \text{ Kg} = 212.3 \text{ Tn} > 28.28 \text{ Tn} \quad \text{Ok}$$

**Capacidad flexionante del perno**

I perno =  $(\pi * r^4)$  = 10.34 cm<sup>4</sup>  $\phi$  = 1.00  $F_y$  = 3865 Kg/cm<sup>2</sup>

El momento resistente del perno  $\phi M_y = (F_y * I) / c$   $\phi M_y = 20986 \text{ Kg-cm}$

El cortante que toma cada perno  $V_u (c/\text{perno}) = V_u / \# \text{pernos}$  = 14141.03 Kg

El máximo brazo de palanca que puede Brazo máximo =  $\phi M_y / V_u (c/\text{perno})$  Brazo máximo = 1.48 cm

La distancia entre la placa base y la superficie del estrit 5.60 cm  
 Se soldarán placas de  $c$  1 3/4 de espesor, con lo cual el brazo de palanca será:

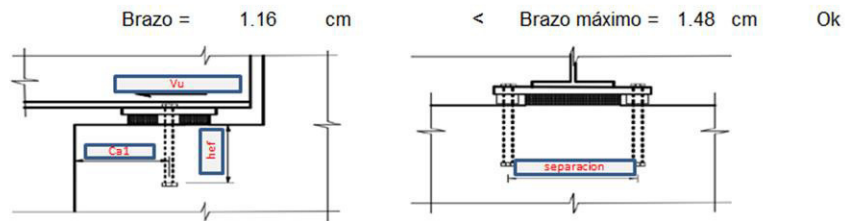


Figura: Ubicación de pernos de anclaje en apoyos

**Resistencia al corte de los pernos**  $\phi V_n = 45.66 \text{ Tn}$

Considerando una longitud de ar hef = 40.00 cm y una distancia al borde del estri Ca1 = 35.00 cm

$$A_{vc} = 4.5 C^2 a = 5513 \text{ cm}^2$$

La resistencia a la rotura del concreto está dada por:

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} * \Psi_{ed,v} * \Psi_{c,v} * \Psi_{h,v} * V_b$$

Dónde:

$A_{VCO}$ : área proyectada de la falla de un perno, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a 1.5ca en la dirección perpendicular a la fuerza de corte, siendo hef la longitud de anclaje del perno (cm<sup>2</sup>). Deberá tomarse como:  $A_{vco} = A_{vc}$

$A_{vc}$ : área proyectada real de la falla del grupo de pernos (cm<sup>2</sup>)

$V_b$ : resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como

$$V_b = 1.86 \left( \frac{hef}{d} \right)^{0.2} \sqrt{a} \sqrt{f'c} C_{a1}^{1.5}$$

Dónde:

hef: longitud de anclaje del perno (cm)

d: diámetro del perno (cm)

ca1: distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza de corte (cm)

$\Psi_{ec,v}$ : factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza cortante.

En este caso igual a 1.

$\Psi_{ed,v}$ : factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde paralelo a la dirección de la fuerza ca2, es menor que 1.5 veces la distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza, ca1. En este caso igual a 1 pues

$\Psi_{c,v}$ : factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,v} = 1.4$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,v} = 1$

$\Psi_{h,v}$ : factor de modificación para el caso en el que el miembro de concreto tenga un espesor menor que 1.5 veces ca1 .

En este caso 1

El factor de resistencia  $\phi$  será de 1.0 para evento extrer Usando 2.00 pernos  $\phi$  1 1/2"

$$\phi V_n = 45659 \text{ Kg} = 45.66 \text{ Tn} > V_u \text{ total } 28.28 \text{ Tn} \text{ Ok}$$

**Resistencia al aplastamiento de la placa base**

e pla 1" = 2.54 cm Fu: esfuerzo de rotura de plac = 4570 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$  per 1 1/2" = 3.81 cm N° pernos = 2.00

$$\phi R_n = 2.4 * d * t * F_u * N^\circ \text{ pernc} = 212283.4464 \text{ Kg} = 212.3 \text{ Tn} > 28.28 \text{ Tn} \text{ Ok}$$

**Capacidad flexionante del perno**

I perno =  $(\pi * r^4)$  = 10.34 cm<sup>4</sup>  $\phi$  = 1.00 Fy = 3865 Kg/cm<sup>2</sup>

El momento resistente del perno  $\phi M_y = (F_y * I) / c$   $\phi M_y = 20986 \text{ Kg-cm}$

El cortante que toma cada pernc Vu (c/perno) = Vu/#pernos = 14141.03 Kg

El máximo brazo de palanca que puede Brazo máximo =  $\phi M_y / V_u (c / \text{perno})$  Brazo máximo = 1.48 cm

La distancia entre la placa base y la superficie del estrit 5.60 cm  
 Se soldarán placas de  $c$  1 3/4 de espesor, con lo cual el brazo de palanca será:

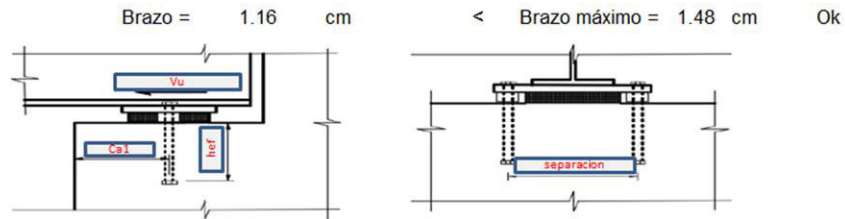


Figura: Ubicación de pernos de anclaje en apoyos

**Resistencia al corte de los pernos**  $\phi V_n = 45.66 \text{ Tn}$

Considerando una longitud de ar hef = 40.00 cm y una distancia al borde del estri Ca1 = 35.00 cm

$$A_{vc} = 4.5 C^2 a = 5513 \text{ cm}^2$$

La resistencia a la rotura del concreto está dada por:  $V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} * \Psi_{ed,v} * \Psi_{c,v} * \Psi_{h,v} * V_b$

Dónde:

A<sub>VCO</sub>: área proyectada de la falla de un perno, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a 1.5ca en la dirección perpendicular a la fuerza de corte, siendo hef la longitud de anclaje del perno (cm<sup>2</sup>). Deberá tomarse como: A<sub>vc</sub> =

A<sub>vc</sub>: área proyectada real de la falla del grupo de pernos (cm<sup>2</sup>)

V<sub>b</sub>: resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como  $V_b = 1.86 \left( \frac{hef}{d} \right)^{0.2} \sqrt{a} \sqrt{f'c} C_{a1}^{1.5}$

Dónde:

hef: longitud de anclaje del perno (cm)

d: diámetro del perno (cm)

ca1: distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza de corte (cm)

$\Psi_{ec,v}$ : factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza cortante.

En este caso igual a 1.

$\Psi_{ed,v}$ : factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde paralelo a la dirección de la fuerza ca2, es menor que 1.5 veces la distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza, ca1. En este caso igual a 1 pues

$\Psi_{c,v}$ : factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,v} = 1.4$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,v} = 1$

$\Psi_{h,v}$ : factor de modificación para el caso en el que el miembro de concreto tenga un espesor menor que 1.5 veces ca1 .

En este caso 1

La falla del concreto debido a un perno sometido a corte tendrá la forma de media pirámide. El área proyectada de falla se calculará como la base de dicha pirámide

Considerando una separación entre pern Separación 40.00 cm

Avc = 7613 cm<sup>2</sup>       $\Psi_{c,v} = 1.00$       Vb = ##### Kg  
 $\Psi_{ed,v} = 1.00$        $\Psi_{h,v} = 1.00$       Vcbg = ##### Kg  
 $\Psi_{ec,v} = 1.00$        $f_c = 280$  Kg/cm<sup>2</sup>       $\phi Vn 2 = #####$  Kg

**Resistencia al arranque de los pernos sometidos a corte**

$$Ncbg = \frac{ANC}{ANCO} \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * Nb$$

AASHTO: Ec. D-4

Donde:

ANCO: área proyectada del cono de falla, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a 1.5hef, siendo hef la longitud de anclaje del perno (cm2). Deberá tomarse como: ANCO = 9h<sup>2</sup><sub>ef</sub>

ANC: área proyectada real del cono de falla del grupo de pernos (cm2)

Nb: resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como  $Nb = 10.2 \sqrt{f'c} h_{ef}^{1.5}$

$\Psi_{ec,N}$ : factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza de tracción resultante.

$\Psi_{ed,N}$ : factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde, ca1,min , es menor que 1.5hef

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{e_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

$\Psi_{c,N}$ : factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,N} = 1.25$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,N} = 1$

$\Psi_{cp,N}$ : factor de modificación para pernos instalados después del vaciado. Para pernos instalados antes del vaciado,  $\Psi_{cp,N} = 1$ .

$\Psi_{ec,N} = 1.00$        $\Psi_{ed,N} = 0.88$       ANCO = 14400 cm<sup>2</sup>  
 $\Psi_{c,N} = 1.25$       eamin = 35.00 cm      ANC = 15200 cm<sup>2</sup>  
 $\Psi_{cp,N} = 1.00$       hef = 40.00 cm      Nb = 43178.7 Kg

$$Ncbg = \frac{ANC}{ANCO} \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * Nb = 49850 \text{ Kg}$$

Vcpg = Kcp\*Ncbg      Kcp: N° de pernos de anclaje = 2.00      Vcpg = 99700.7 Kg  
 **$\phi Vn 3$  99700.7 Kg**

La resistencia al corte del anclaje será la menor de las resistencias halladas

Resistencia nominal al corte de un  $\phi Vn 1 = 45659.28 \text{ Kg} = 45.66 \text{ Tn}$   
 Resistencia a la rotura  $\phi Vn 2 = 27801.12 \text{ Kg} = 27.80 \text{ Tn}$   
 Resistencia al arranque  $\phi Vn 3 = 99700.7286 \text{ Kg} = 99.70 \text{ Tn}$

**La resistencia al corte del anclaje será  $\phi Vn = 28.00 \text{ Tn} > Vu = 27.97 \text{ Tn}$  Ok**

**Resistencia a la tracción**

Se evaluará la resistencia de los pernos a las cargas debido a la aceleración vertical producida por el sismo

Tomaremos un valor de aceleración vertical igual a 2/3 de la aceleración horizontal:  $As,v = 2/3 * Z = 0.30$

**Carga sismica vertical total =  $As,v * \text{Carga sismica} = 28.64 \text{ Tn}$  Cada apoyo ton 3.58 Tn**

**Resistencia a la tracción de los pernos**       $\phi Tn = 0.76 * Ab * Fub$       AASHTO Ec. 6.13.2.10.  $\phi Tn 1 = 91318.6 \text{ Kg}$

**Resistencia a la rotura del concreto**      Ncbg = 49850.36 Kg       $\phi Tn 2 = 49850 \text{ Kg}$

**Resistencia al arranque del perno**

Para pernos di 1 1/2" podemos considerar tuercas hexagonales de 2" de ancho: A tuerca 20.27 cm<sup>2</sup>

$$Npn = \Psi_{ec,N} * Np \quad Npn = 55633 \text{ Kg}$$

$\Psi_{ec,N}$ : 1.4 (sin agrietamiento con cargas de servicio. Caso contrario 1)  
 $A_{brg}$ : área de aplastamiento del concreto  $A_{brg} = \# \text{tuercas} * (A_{\text{tuerca}} - A_{\text{perno}})$   
 $N_p = 8 * A_{brg} * f_c$

$\Psi_{ec,N} = 1.40$   
 $A_{brg} = 17.74 \text{ cm}^2$   
 $N_p = 39738 \text{ Kg}$

$$\phi T_n 3 = 55633 \text{ Kg}$$

La resistencia a la tracción del anclaje será la menor de:

Resistencia a la tracción de los pernos $\phi T_n 1 =$	91318.56 Kg	=	91.32 Tn
Resistencia a la rotura del concreto $\phi T_n 2 =$	49850.3643 Kg	=	49.85 Tn
Resistencia al arranque del perno $\phi T_n 3 =$	55632.64 Kg	=	55.63 Tn

**La resistencia al corte del anclaje se  $\phi V_n =$**  49.85 Tn >  $V_u =$  27.97 Tn **Ok**



### 4.3 Costo de ejecución

#### a) Costo de ejecución de la superestructura de concreto armado

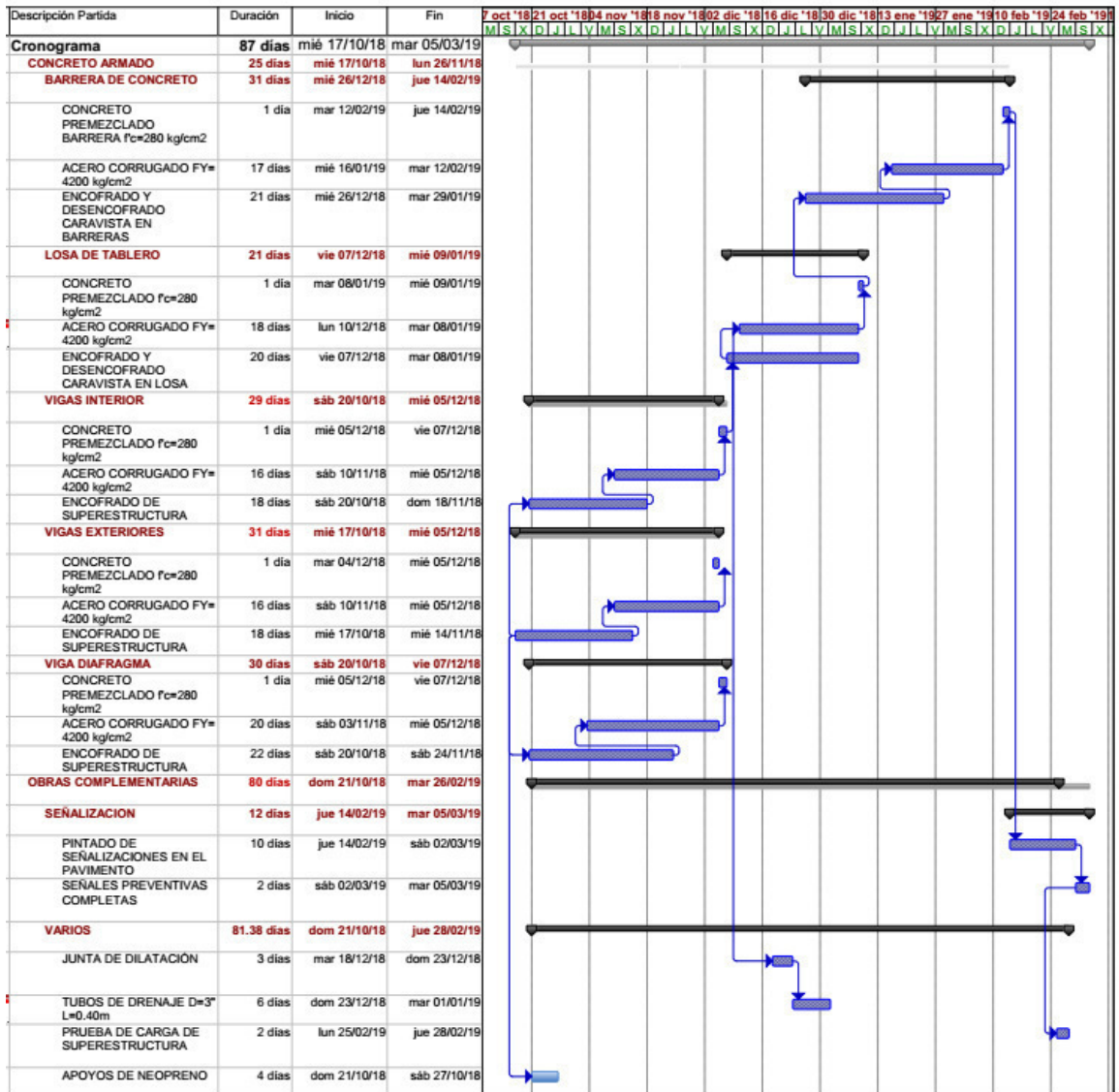
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>CONCRETO ARMADO</b>				<b>1,169,644.90</b>
01.01	<b>BARRERA DE CONCRETO</b>				<b>94,304.66</b>
01.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO BARRERA Fc=280 kg/cm2	m3	7.92	363.25	2,876.94
01.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	18,921.67	4.67	88,364.20
01.01.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	m2	70.80	43.27	3,063.52
01.02	<b>LOSA DE TABLERO</b>				<b>890,714.95</b>
01.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO Fc=280 kg/cm2	m3	35.60	370.51	13,190.16
01.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	175,946.27	4.67	821,669.08
01.02.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARAVISTA EN LOSA	m2	1,161.00	48.11	55,855.71
01.03	<b>VIGAS INTERIOR</b>				<b>55,659.56</b>
01.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO Fc=280 kg/cm2	m3	28.80	370.51	10,670.69
01.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	8,870.55	4.67	41,425.47
01.03.03	ENCOFRADO DE SUPERESTRUCTURA	m2	60.00	59.39	3,563.40
01.04	<b>VIGAS EXTERIORES</b>				<b>55,778.41</b>
01.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO Fc=280 kg/cm2	m3	28.80	370.51	10,670.69
01.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	8,896.00	4.67	41,544.32
01.04.03	ENCOFRADO DE SUPERESTRUCTURA	m2	60.00	59.39	3,563.40
01.05	<b>VIGA DIAFRAGMA</b>				<b>73,187.32</b>
01.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO Fc=280 kg/cm2	m3	10.68	370.51	3,957.05
01.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	13,145.78	4.67	61,390.79
01.05.03	ENCOFRADO DE SUPERESTRUCTURA	m2	132.00	59.39	7,839.48
02	<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				<b>159,658.46</b>
02.01	<b>SEÑALIZACION</b>				<b>30,816.14</b>
02.01.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	m2	754.00	39.99	30,152.46
02.01.02	SEÑALES PREVENTIVAS COMPLETAS	und	4.00	165.92	663.68
02.02	<b>VARIOS</b>				<b>128,842.32</b>
02.02.01	JUNTA DE DILATACIÓN	m	100.80	57.08	5,753.66
02.02.02	APOYOS DE NEOPRENO	und	24.00	2,043.46	49,043.04
02.02.03	TUBOS DE DRENAJE D=3" L=0.40m	und	96.00	40.43	3,881.28
02.02.04	PRUEBA DE CARGA DE SUPERESTRUCTURA	glb	2.00	35,082.17	70,164.34
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>1,329,303.36</b>
	<b>GASTOS GENERALES 16.7532%</b>				<b>222,700.86</b>
	<b>UTILIDAD 10%</b>				<b>132,930.34</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>1,684,934.56</b>
	<b>IMPUESTO (IGV 19%)</b>				<b>320,137.57</b>
	<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>				<b>2,005,072.13</b>
	<b>SON : DOS MILLONES CINCO MIL SETENTIDOS Y 13/100 NUEVOS SOLES</b>				

c) Costo de ejecución de la superestructura de sección combinada

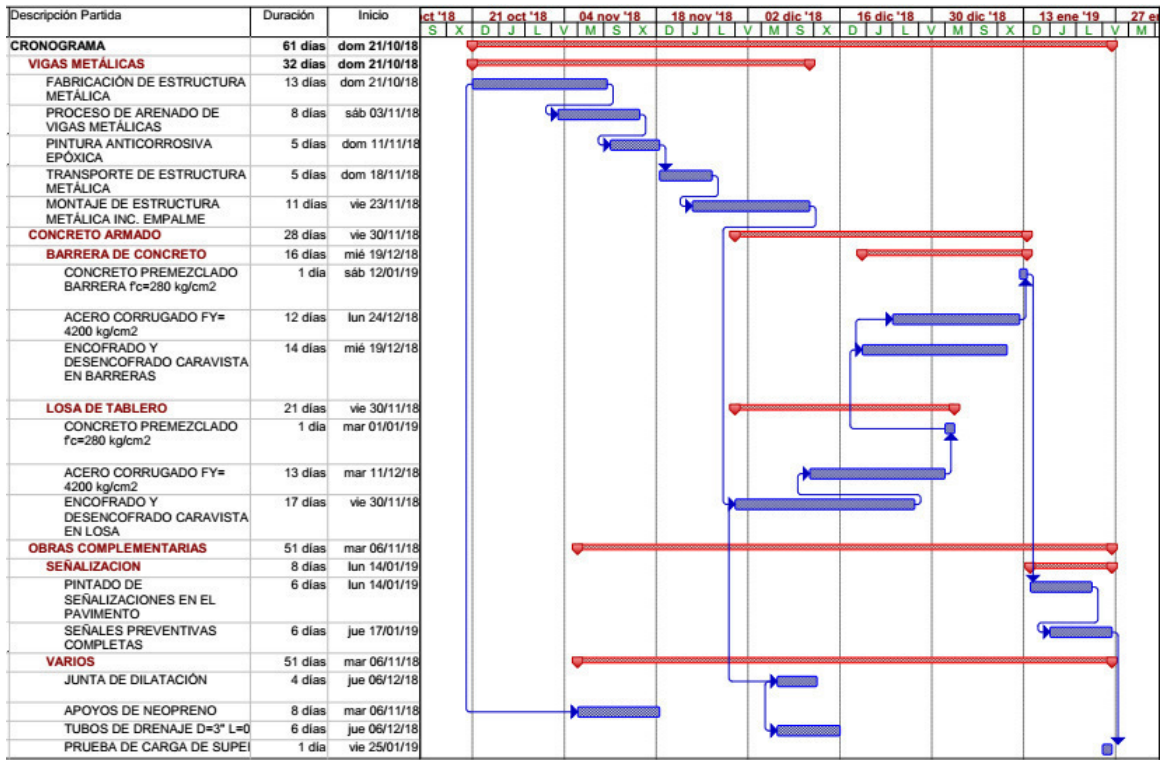
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>VIGAS METÁLICAS</b>				<b>296,480.78</b>
01.01	FABRICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	33.40	7,373.08	246,260.87
01.02	PROCESO DE ARENADO DE VIGAS METÁLICAS	ton	33.40	303.27	10,129.22
01.03	PINTURA ANTICORROSIVA EPÓXICA	ton	33.40	243.56	8,134.90
01.04	TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	33.40	294.29	9,829.29
01.05	MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA INC. EMPALME	ton	33.40	662.47	22,126.50
02	<b>CONCRETO ARMADO</b>				<b>334,840.19</b>
02.01	<b>BARRERA DE CONCRETO</b>				<b>92,953.27</b>
02.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO BARRERA f'c=280 kg/cm2	m3	7.92	363.25	2,876.94
02.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	25,003.68	3.48	87,012.81
02.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	m2	70.80	43.27	3,063.52
02.02	<b>LOSA DE TABLERO</b>				<b>241,886.92</b>
02.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=280 kg/cm2	m3	35.60	546.95	19,471.42
02.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	kg	49,636.87	3.48	172,736.31
02.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSA	m2	1,161.00	42.79	49,679.19
03	<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				<b>159,084.64</b>
03.01	<b>SEÑALIZACION</b>				<b>30,456.23</b>
03.01.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	m2	745.00	39.99	29,792.55
03.01.02	SEÑALES PREVENTIVAS COMPLETAS	und	4.00	165.92	663.68
3.02	<b>VARIOS</b>				<b>128,628.41</b>
03.02.01	JUNTA DE DILATACIÓN	m	99.60	55.62	5,539.75
03.02.02	APOYOS DE NEOPRENO	und	24.00	2,043.46	49,043.04
03.02.03	TUBOS DE DRENAJE D=3" L=0.40m	und	96.00	40.43	3,881.28
03.02.04	PRUEBA DE CARGA DE SUPERESTRUCTURA	glb	2.00	35,082.17	70,164.34
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>790,405.61</b>
	<b>GASTOS GENERALES 16.7532%</b>				<b>132,418.24</b>
	<b>UTILIDAD 10%</b>				<b>79,040.56</b>
					-----
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>1,001,864.41</b>
	<b>IMPUESTO (IGV 19%)</b>				<b>190,354.24</b>
					=====
	<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>				<b>1,192,218.65</b>
SON :	UN MILLON CIENTO NOVENTIDOS MIL DOSCIENTOS DIECIOCHO Y 65/100 NUEVOS SOLES				

## 4.4 Tiempo de ejecución

### a) Tiempo de ejecución de la superestructura de concreto armado



b) Tiempo de ejecución de la superestructura de sección combinada



4.5 Costo de mantenimiento

a) Costo de mantenimiento de la superestructura de concreto armado

COSTO DE MANTENIMIENTO PARA SUPERESTRUCTURA CON DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

Ítem	Partida	Unidad	Metrado	Precio s/	Parcial s/
<b>3.00</b>	<b>MANTENIMIENTO SUPERESTRUCTURA (CADA 1 AÑO)</b>				<b>S/ 59,449.10</b>
3.01	REPARACION PARCIAL O TOTAL BARANDAS Y SEÑALES	m	40.00	26.32	1052.80
3.02	REPARACION SUPERFICIAL DE CONCRETO	m2	840.00	63.71	53516.40
3.03	REEMPLAZO O LIMPIEZA DE TUBERIAS DE DRENAJE	und	40.00	36.71	1468.40
3.04	LIMPIEZA DE CARPETA ASFÁLTICA	m2	264.00	10.80	2851.20
3.05	REEMPLAZO Y COMPLEMENTACION DE DISPOSITIVOS	glb	1.00	537.90	537.90
3.06	PINTADO DE ELEMENTOS DEL PUENTE	glb	1.00	22.40	22.40
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/ 59,449.10</b>
	<b>GASTOS GENERALES (15%)</b>				<b>S/ 8,917.37</b>
	<b>UTILIDAD (10%)</b>				<b>S/ 5,944.91</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>S/ 74,311.38</b>
	<b>IMPUESTO (IGV 18%)</b>				<b>S/ 13,376.05</b>
	<b>TOTAL</b>				<b>S/ 87,687.42</b>



b) Costo de mantenimiento de la superestructura de sección combinada

**COSTO DE MANTENIMIENTO PARA SUPERESTRUCTURA CON DISEÑO COMBINADO**

Item	Partida	Unidad	Metrado	Precio s/	Parcial s/
<b>3.00</b>	<b>MANTENIMIENTO SUPERESTRUCTURA (CADA 6 MESES)</b>				<b>S/ 43,865.13</b>
3.01	REPARACION PARCIAL O TOTAL BARANDAS Y SEÑALES	m	40.00	26.32	1052.80
3.02	REPARACION SUPERFICIAL DE CONCRETO	m2	360.00	63.71	22935.60
3.03	REEMPLAZO O LIMPIEZA DE TUBERIAS DE DRENAJE	und	40.00	36.71	1468.40
3.04	LIMPIEZA DE CARPETA ASFÁLTICA	m2	264.00	10.80	2851.20
3.05	REEMPLAZO Y COMPLEMENTACION DE DISPOSITIVOS	glb	1.00	537.90	537.90
3.06	PREPARACION SUPERFICIAL MAYOR GRADO (ARENADO) Y	tn	66.70	224.84	14996.83
3.07	PINTADO DE ELEMENTOS DEL PUENTE	glb	1.00	22.40	22.40
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/ 43,865.13</b>
	<b>GASTOS GENERALES (15%)</b>				<b>S/ 6,579.77</b>
	<b>UTILIDAD (10%)</b>				<b>S/ 4,386.51</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>S/ 54,831.41</b>
	<b>IMPUESTO (IGV 18%)</b>				<b>S/ 9,869.65</b>
	<b>TOTAL</b>				<b>S/ 64,701.06</b>

Nota: en la partida 3.05 se considera a los dispositivos, los cuales son los apoyos de neopreno de la superestructura, también se puede estimar el mantenimiento o cambio de juntas de dilatación.

## CAPITULO V. RESULTADOS

A continuación, se presenta el resultado obtenido en el desarrollo de la tesis, a través de cuadros de resumen y cuadros comparativos.

a) Cuadros de resumen del diseño vial

Tabla 12. Resumen del diseño vial

Lugar:	Vía de Evitamiento con La Prolongación Bolognesi		
Distrito:	Chiclayo		
Diseño geométrico:	Manual de diseño Geométrico de Carreteras dg-2018		
Clasificación vial:	Por demanda	Vía expresa	<ul style="list-style-type: none"> <li>-IMDA &gt; 6000 Veh/día</li> <li>- Flujo ininterrumpido</li> <li>- Vehículos pesados y livianos</li> <li>- Intersecciones a desnivel</li> </ul>
	Codiciones orográficas	Terreno plano tipo 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Pendientes longitudinales de entre 3 a 6 %</li> <li>-Pendientes transversales no mayores a 10%</li> </ul>
Velocidad de diseño:	50 Km/h		
Distancia de visibilidad de parada:	63.00 m		
Sección transversal:	Carriles	2	
	Ancho de carril	3.30 m	
Berma:	Berma derecha	0.80 m	
	Berma izquierda	0.80 m	
Bombeo:	2.50%		
Longitud curvas verticales:	Concavas	50.00 m	
	Convexas	50.00 m	

Fuente: Elaborado por la autora

b) Cuadros de resumen del diseño de la superestructura:

Tabla 13. Resumen geométrico de la superestructura

Geometría:	Manual de diseño Geométrico de Carreteras dg-2018 - MTC		
Luz:	20.00 m	Berma derecha:	0.80 m
Ancho calzada izq:	3.30 m	Berma izquierda:	0.80 m
Ancho calzada der:	3.30 m	e vereda:	5.00 cm
N° Vías:	2.00 m	N° Vigas:	4.00
e asfalto:	0.05 m	Sep. vigas (S):	2.50 m
Barrera:	Tipo New Jersey	N° Vigas diafragma:	5.00
Ancho:	8.90 m	e losa :	20.00 cm

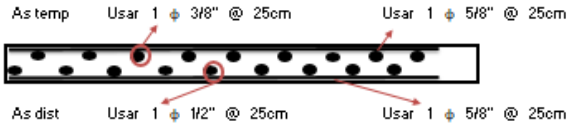
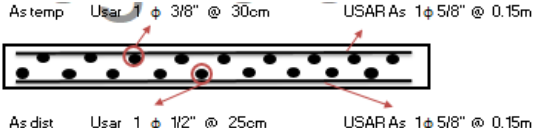
Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 14. Características de diseño

Diseño estructural:	Manual de puentes 2018-MTC		
	Puentes LRFD - Ing. Arturo Rodríguez		
Materiales	Propiedades	Materiales	Propiedades
f'c :	280.00 Kg/cm <sup>2</sup>	Elasticidad Acero:	2040000 Kg/cm <sup>2</sup>
Y concreto:	2400.00 Kg/m <sup>3</sup>	Elasticidad Concreto:	250998 Kg/cm <sup>2</sup>
Y asfalto:	2250.00 Kg/m <sup>3</sup>	rec. inferior losa:	2.50 cm
Y acero:	7.85 Tn/m <sup>3</sup>	rec. Superior losa:	5.00 cm
fy Perfil Acero:	3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>	rec. viga:	4
fy As corrugado:	4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>		

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 15 Resumen del diseño de la losa

Diseño de la losa			
Losa		Volado de losa	
Espesor:	20.00 cm	Espesor:	20.00 cm
Momento positivo	5.90 Tn/m	Momento	10.89 cm
Momento negativo	5.29 Tn/m	Acero Positivo	Usar 1 $\phi$ 5/8" @15cm
Acero Positivo	Usar 1 $\phi$ 5/8" @25cm	Acero negativo	Usar 1 $\phi$ 5/8" @15cm
Acero negativo	Usar 1 $\phi$ 5/8" @25cm	Acero temperatura	Usar 1 $\phi$ 3/8" @30cm
Acero temperatura	Usar 1 $\phi$ 3/8" @25cm	Acero de distribución	Usar 1 $\phi$ 1/2" @25cm
Acero de distribución	Usar 1 $\phi$ 1/2" @25cm		
			

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 16. Resumen del diseño de concreto armado

Diseño de superestructura de concreto armado			
Viga interior	Viga en T	0.60x1.40 m	
	Momento último	358.01 Tn/m	
	As	Usar 16 $\phi$ 1"	
	As temperatura	3 $\phi$ 1/2" por cara	
Viga exterior	Viga en T	0.60x1.40 m	
	Momento último	358.01 Tn/m	
	As	Usar 18 $\phi$ 1"	
	As temperatura	3 $\phi$ 1/2" por cara	
Viga diafragma	Viga	30 x 80 cm	
	Momento positivo	8.90 Tn/m	
	Momento negativo	9.16 Tn/m	
	Acero positivo	2Ø5/8" + 1Ø1/2"	
	Acero negativo	2Ø5/8" + 1Ø1/2"	
	Acero de temperatura	2Ø1/2" por cara	

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 17. Diseño de sección combinada

Diseño de la superestructura combinada			
Viga metálica	halm	77.00 cm	
	talm	1.90 cm	
	bps	41.00 cm	
	bpi	41.00 cm	
	tps	3.15 cm	
	tpi	3.15 cm	
Diagonal del diafragma	3"x3"x1/2"		
Placa de soporte de diagonales	b= 300 mm		
	h=220 mm		
	e= 12.5 mm		
Cordones horizontales del diafragma	3"x2"x1/4"		
Pernos de conexión Viga+ Diagonales	4 pernos 5/8"	Alta resistencia	ASTM A325
Conectores de corte	2 pernos 5/8" @ 14 cm	Resistencia mínima a la fluencia Resistente al corte	ASTM A108
Rigidizador transversal intermedio	77cmx 15cm x 1.25 cm		

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 18. Resumen de diseño de la Barrera New Jersey

Diseño de la Barrera			
Geometría	Ancho superior	= 0.10 m	
	Ancho inferior	= 0.35 m	
	Ancho intermedio	= 0.15 m	
	Ancho derecho	= 0.10 m	
	Altura total	= 0.85 m	
	Altura inferior	= 0.13 m	
	Altura media	= 0.25 m	
	Altura superior	= 0.47 m	

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 19. Resumen del diseño de los apoyos

Diseño de apoyos			
Propiedades	Elastómeros	Dureza elastómero	60.00
		Módulo de corte G	5.62 Kg/cm <sup>2</sup>
	Pernos	Dureza elastómero	3865.00 Kg/cm <sup>2</sup>
		Módulo de corte G	5270.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Placa de apoyo	Dureza elastómero	3515.00 Kg/cm <sup>2</sup>	
	Módulo de corte G	4570.00 Kg/cm <sup>2</sup>	
Geometría	Capas=	5	
	Espesor de capa=	1.00 cm	
	Dist. Perpen. al eje=	30.00 cm	
	Dist. paralela al eje=	35.00 cm	
Número de planchas de refuerzo	4		
Pernos de anclaje	2 pernos 1 1/2"	Por apoyo	
Tuercas	Hexagonales 2"		

Fuente: Elaborado por la autora

- c) Cuadro comparativo: en la tabla 11. se muestra es análisis comparativo entre costo de ejecución, tiempo de ejecución y costo de mantenimiento, considerando una vida útil de 50 años:

Tabla 20. Cuadro comparativo

Optimización	Diseño de concreto armado		Diseño combinado		costo y/o tiempo de ahorro %
Costo de ejecución	S/	2,005,072.13	S/	1,192,218.65	41%
Tiempo de ejecución		87 días		61 días	30%
Costo de mantenimiento (1 año)	S/	45,899.73	S/	68,846.26	-33%

Fuente: Elaborado por la autora

## **CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN**

### **6.1 Análisis comparativo**

El tipo de diseño de la superestructura de un paso a desnivel es de gran importancia a la hora de plantear el proyecto. Del mismo modo, el factor económico (ejecución y mantenimiento) y el factor tiempo son de gran importancia, ya que de estos factores depende la viabilidad del proyecto, por lo que, es importante definir los costos, de tal manera que el tipo de diseño escogido sea el más óptimo.

Dentro del análisis del diseño de la superestructura se consideran tres aspectos:

- Costo de ejecución
- Tiempo de ejecución
- Costo de mantenimiento

El análisis de estos aspectos son la base para la comparación del diseño de concreto armado y diseño combinado para optimizar la superestructura de un paso a desnivel.

Se ha realizado el modelamiento estructural de ambos diseños por medio del programa SapBridge y el QconBridge con el fin de realizar la verificación de los momentos obtenidos en el diseño estructural.



a) Cantidad de concreto armado:

Tabla 21. Cantidad de concreto para diseño de concreto armado

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
CONCRETO PREMEZCLADO BARRERA $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	7.92
CONCRETO PREMEZCLADO LOSAS $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	35.6
CONCRETO PREMEZCLADO VIGAS $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	68.28
<b>TOTAL</b>	<b>M3</b>	<b>111.8</b>

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 22. Cantidad de concreto para el diseño de sección combinada

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
CONCRETO PREMEZCLADO BARRERA $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	7.92
CONCRETO PREMEZCLADO LOSAS $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	35.6
<b>TOTAL</b>	<b>M3</b>	<b>43.52</b>

Fuente: Elaborado por la autora

b) Cantidad de acero corrugado:

Tabla 23. Cantidad de acero corrugado para diseño de concreto armado

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
ACERO DE REFUERZO $f_y=4,200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	225,780.31
<b>TOTAL</b>	<b>KG</b>	<b>225780.31</b>

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 24. Cantidad de acero corrugado, diseño de sección combinada

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
ACERO DE REFUERZO $f_y=4,200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	74,640.48
<b>TOTAL</b>	<b>KG</b>	<b>74640.48</b>

Fuente: Elaborado por la autora

c) Cantidad de madera para encofrado:

Tabla 25. Cantidad de madera para diseño de concreto armado

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	M2	70.796
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	M2	1161
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	M2	252.00
TOTAL	M2	1483.80

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 26. Cantidad de madera para diseño de sección combinada

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	M2	70.80
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	M2	1161.00
TOTAL	M2	1231.80

Fuente: Elaborado por la autora

d) Cantidad de acero para estructura metálica

Tabla 27. Cantidad de acero para estructura metálica del diseño de la sección combinada

TOTALES		
ITEM	UND	MEDIDAS
MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA INC. EMPALME	TON	33.40
TOTAL	TON	33.40

Fuente: Elaborado por la autora

De este análisis de cantidades de materiales se obtiene un cuadro comparativo de los materiales más usados de cada diseño. Como se muestra a continuación:



Figura 6. Comparativo de cantidades de concreto premezclado y acero de refuerzo.

Fuente: Elaborado por la autora

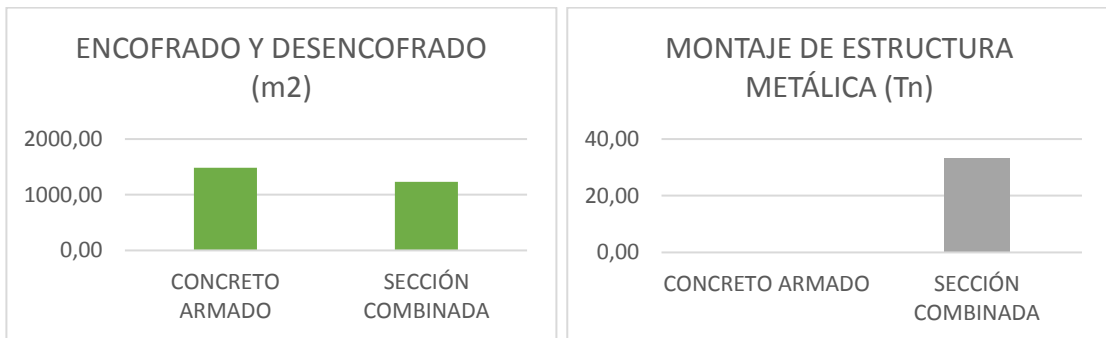


Figura 7. Comparativo de cantidades de madera para encofrado y acero para estructura metálica. Fuente: Elaborado por la autora.

De forma resumida se muestra el siguiente cuadro comparativo para la superestructura del paso a desnivel considerando diseño de concreto armado versus combinado:

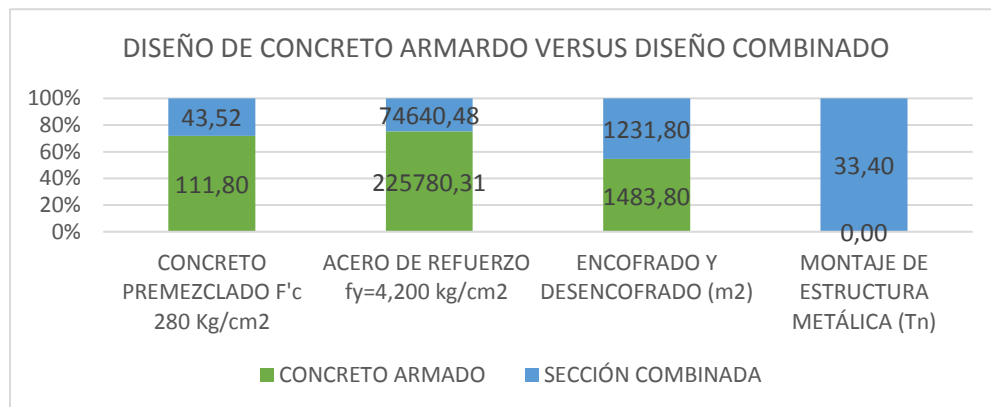


Figura 8. Comparativo de materiales más usados. Fuente: Elaborado por la autora

- e) Cuadro comparativo de los momentos últimos de ambos diseños de la superestructura del paso a desnivel

Tabla 28. Comparativo entre software y Excel para la viga exterior

VIGAS EXTERIORES			
Esfuerzo	QCONBRIDGE	Excel	Sap 2000
	Tn-m	Tn-m	Tn-m
Mdc=	201.59	97.99	182.60
Mdw=	12.12	9.00	9.78
Mll-im=	238.30	178.21	219.70
Resist l= Mu=	435.62	447.85	416.92
Servicio l=		285.20	281.34

Fuente: Elaborado por la autora

Tabla 29. Comparativo entre software y Excel para la viga interior

VIGAS INTERIORES			
Esfuerzo	QCONBRIDGE	Excel	Sap 2000
	Tn-m	Tn-m	Tn-m
Mdc=	176.92	104.00	180.31
Mdw=	12.12	14.06	9.44
Mll-im=	136.33	121.05	196.15
Resist l= Mu=	368.62	362.93	390.33
Servicio l=		239.11	265.61

Fuente: Elaborado por la autora

Nota. El desarrollo del modelamiento estructural se encuentra en el anexo 5 de la presente tesis.

## 6.2 Selección de alternativas

Teniendo en cuenta, el método de análisis AASHTO LRFD para el diseño de la superestructura del paso a desnivel considerando concreto armado y sección combinada, se determinó que la cantidad de materiales a usarse por el diseño de concreto armado es mucho mayor que la sección combinada, del mismo modo, el tiempo se reduce un 30% en el diseño de sección combinada.

En cuanto al costo de mantenimiento, el diseño de concreto armado cuenta con un costo de 33% menor al del diseño de sección combinada, sin embargo, ese porcentaje, en cifra, es mucho menor a la cantidad de costo y tiempo que se ahorra el diseño de sección combinada.

Con lo cual, se puede decir que la alternativa de sección combinada es la más adecuada para el diseño de la superestructura del paso a desnivel. Esta selección se está tomando en base al costo de ejecución, tiempo de ejecución y costo de mantenimiento.

### **6.3 Contrastación de hipótesis**

Cumpliendo la metodología de las dos alternativas de la superestructura del paso a desnivel, se determinó que el análisis de los diseños estructurales haciendo uso de las Especificaciones AASHTO LRFD proporcionan resultados aproximados y conservadores. Además, que la estructura es estáticamente determinada, viga simplemente apoyada en dos puntos, no requirió de un método de análisis complejo, lo que permitirá la comparación y el diseño de la superestructura. Por tanto, obteniendo los resultados de los análisis se llega a la conclusión de que la superestructura de sección combinada cuenta que menor costo y tiempo de ejecución, con respecto al costo de mantenimiento, es un ahorro bajo en comparación con el ahorro que presenta el costo y tiempo de ejecución validando así, la hipótesis general que señala que la superestructura del paso a desnivel con diseño de sección combinada resulta la solución más óptima.

## CONCLUSIÓN

- Para la superestructura de paso a desnivel analizada, se concluye que el diseño combinado es el más óptimo; considerando que hay un 41% de ahorro en cuanto a costo, 30% en cuanto a tiempo; sin embargo, el diseño de concreto armado representa 33% de ahorro en costo de mantenimiento en cuanto al diseño combinado, aunque su costo de inversión inicial es mayor.
- Según el estudio de las características de diseño de la superestructura del puente analizado, se logran mejores beneficios con el diseño combinado.
- El diseño combinado permite reducción de gastos en concreto premezclado, encofrados y acero corrugado; del mismo modo, el tiempo se reduce, ya que no existen las tareas mencionadas anteriormente en vigas.
- El diseño de concreto armado tiene mayor costo de mantenimiento; no obstante, se realiza cada año. Como el diseño combinado requiere mantenimiento cada 6 meses, resulta beneficioso el de concreto armado.
- Ambos diseños están proyectados para una vida útil de 50 años.

## **RECOMENDACIONES**

- Utilizar personal calificado para el montaje de las vigas metálicas y diafragmas.
- Verificar las actualizaciones de las normas E-060, E-020 y E-090 del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Emplear el programa SAP BRIDGE para modelamiento de ambos diseños de puentes y el QconBridge para diseño de concreto armado.
- Analizar la variabilidad de costos y tiempos considerando diferentes características geométricas, para identificar en cuanto afectan dichas características al diseño de puente a escoger.

## FUENTES DE INFORMACIÓN

### a) Fuentes bibliográficas

Albarello, F. J. (2016). Análisis comparativo del diseño de edificaciones mediante el método de los esfuerzos de trabajo "Allowable Stress Desing Method", y el método de los estados limites "Limit State Desing Method". Colombia.

Bañados, E. P. (2014). Comparación técnica económica de puente de losa versus puente de viga. Chile.

Barker, R. M., & Puckett, J. A. (2007). *Highway Bridges*. Estados Unidos.

Centurión Vargas, M. A., & Michán Alvarez, P. E. (2018). Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzo admisibles (ASD), factores de carga (LFD) y factores de carga y resistencia (LRFD), en el diseño de la superestructura de un puente simplemente apoyado de concreto armado. Cajamarca, Perú.

Comunicaciones, M. d. (2001). *Manual de Carreteras dg-2001*. Lima.

Cruz Arcos, J. (2016). Comparación entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles ASSHTO ASD y LRFD, aplicado al puente sobre el río Mira. Ecuador.



- Cubas Llatas, I., & Dávila Bravo, E. D. (2014). *Diseño del intercambio vial a desnivel en la intersección de la Av. Felipe Santiago Salaverry y la Av. José Leonardo Ortiz, de la ciudad de Chiclayo – Lambayeque*. (Tesis de pregrado), Universidad Señor de Sipán, Chiclayo.
- Detquizan Rivasplata, P., & Quevedo Rivas, J. H. (2015). *Diseño del intercambio vial a desnivel en la intersección de la Av. Francisco Bolognesi y la Av. Luis Gonzáles, de la ciudad de Chiclayo – Lambayeque*. (Tesis de pregrado), Universidad Señor de Sipán, Chiclayo.
- Fidias G, A. (2012). *El proyecto de investigación*.
- ICG. (2005). *Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas*. Lima: VCHI.SAC.
- Instituto de la Construcción y Gerencia. (2005). *Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas* (Cuarta ed.). Lima.
- Mamani Apaza, E., & Churra Delgado, O. (2016). *Diseño del intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera panamericana sur y la av. el estudiante de la ciudad de puno. Puno*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor en Calles y Carreteras* (Segunda ed.). Lima.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Puentes*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG - 2018*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones* (Décima ed.). Lima.

Ranaivoarimanana, N. (2017). *Urbanisme de coalition: articulation entre infrastructure routière et plus value foncieré dans la fabrique urbaine*. Francia.

Rodriguez, Arturo. (2012). *Puentes LRFD*. Lima.

Samohod, Alexis. (2018). *Guia para el Curso Taller de Tesis*. Lima.

b) Fuentes electrónicas

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Transparencia*.

Obtenido de Transparencia:

<http://transparencia.mtc.gob.pe/idm/NormasSA.aspx?id=11>

Municipalidad de Chiclayo. (2012). *Municipalidad de Chiclayo*. Obtenido de

Municipalidad de Chiclayo:

[https://www.munichiclayo.gob.pe/Documentos/303da9\\_Reglamento%20VIAL%20URBANO.pdf](https://www.munichiclayo.gob.pe/Documentos/303da9_Reglamento%20VIAL%20URBANO.pdf)

Nuñez Rodriguez, L. M., Urrea Gomez, P. A., Martinez Orduña, C. A., &

Ortiz García, J. P. (2016). *Diseño geométrico de los pasos a desnivel en la intersección de la carretera 63 con la autopista Sur en el sector de Villa del Río de la ciudad de Bogotá*. (Tesis de pre grado),

Universidad distrital Francisco José de Caldas, Bogotá. Obtenido de

[http://repository.udistrital.edu.co/bitstream/11349/4451/1/0.%20DOCUMENTO%20FINAL%20INTERSECCION%20VILLA%20DEL%20RIO\\_FINAL.pdf](http://repository.udistrital.edu.co/bitstream/11349/4451/1/0.%20DOCUMENTO%20FINAL%20INTERSECCION%20VILLA%20DEL%20RIO_FINAL.pdf)

Otero Seminario, L. (2015). *Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica*. (Tesis de pregrado),

Universidad de Piura, Piura. Obtenido de

[https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/2263/ICI\\_216.pdf?sequence=1](https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/2263/ICI_216.pdf?sequence=1)

Provias, Ministerio de Transportes y Comunicaciones:

<https://www.pvn.gob.pe/wp-content/uploads/2018/01/Obras2018ene.pdf>

Wikipedia. (s.f.). *Wikipedia*. Obtenido de Wikipedia:

<https://es.wikipedia.org/wiki/Chiclayo#Clima>