

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“COMPARACIÓN ENTRE LAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO POR
ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD), FACTORES DE CARGA
(LFD) Y FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD), EN
EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE
SIMPLEMENTE APOYADO DE CONCRETO ARMADO”**

TESIS

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por el bachiller en ingeniería civil:

MINCHÁN ALVAREZ, PERCY EVER.

Asesor:

M.Cs. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS.

CAJAMARCA - 2018

DEDICATORIA

*A mis padres, Basilio y Asunciona
Por su orientación y apoyo incondicional
Durante toda mi carrera profesional.*

AGRADECIMIENTO

*A mi asesor, M.CS. ING. Mauro Augusto Centurión Vargas,
por su apoyo desinteresado en el desarrollo y
culminación de esta tesis profesional.*

*A mis amigos por su apoyo moral durante el
desarrollo de esta investigación.*

CONTENIDO

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
CONTENIDO	iii
CONTENIDO DE TABLAS.....	vi
RESUMEN.....	viii
ABSTRACT.....	ix
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.3 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	1
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.5 ALCANCES O DELIMITACIÓN DEL INVESTIGACIÓN.....	2
1.6 OBJETIVOS.....	2
1.6.1 Objetivo General:	2
1.1.1 Objetivos específicos:	2
CAPÍTULO II. MARCO TEORICO	3
2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS	3
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONES.....	3
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES.....	4
2.2 BASES TEÓRICAS	5
2.2.1 Filosofía de Diseño.....	5
2.2.2 Evolución de las Filosofías de Diseño.....	5
2.2.3 Filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD).....	6
2.2.4 Diseño por Factores de Carga (LFD) o Resistencia Última.....	7
2.2.5 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	8
2.2.6 Estados Límite.....	9
2.2.7 La Base Probabilística de las Especificaciones LRFD.....	10
2.3 DEFINICION DE TÉRMINOS BÁSICOS	12
2.3.1 Puente.....	12
2.3.2 Partes de la Estructura de Un Puente.....	12
2.3.3 Tipos de Puentes.....	13
2.3.4 Puente Viga - Losa	14
CAPÍTULO III. MATERIALES Y METODOS.....	15
3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	15

3.2	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	15
3.2.1	Tipo	15
3.2.2	Variables.....	15
3.2.3	Población, muestra y unidad de análisis.....	15
3.2.4	Técnicas de Instrumentación.....	15
3.2.5	Análisis e Interpretación de Datos.....	16
3.2.6	Técnicas de análisis e interpretación de resultados.....	16
CAPITULO IV. PROCEDIMIENTO METODOLOGICO		17
4.1	DISPOSICIONES DE LA NORMA AASHTO PARA LAS FILOSOFIAS DE DISEÑO ASD, LFD y LRFD.....	17
4.2	CARGAS.....	17
4.2.1	Cargas permanentes.....	17
4.2.2	Carga viva.....	18
4.2.3	Carga de fatiga	19
4.3	EFFECTOS DINÁMICOS	20
4.4	FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE	20
4.5	FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA.....	21
4.6	MÉTODOS DE ANÁLISIS	23
4.7	ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO	24
4.7.1	Estado límite de servicio	25
4.7.2	Estado límite de fatiga y fractura	25
4.7.3	Estado límite de resistencia	25
4.7.4	Estado límite de evento extremo	25
4.8	COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA	26
4.9	REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA EN FLEXIÓN.....	29
4.9.1	Concreto armado	29
4.9.2	Acero de refuerzo máximo	31
4.9.3	Acero de refuerzo mínimo.....	32
4.9.4	Acero de refuerzo por distribución y por temperatura	32
4.10	REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA AL CORTANTE	33
4.10.1	Resistencia al cortante en método ASD	33
4.10.2	Resistencia al cortante en método LFD.....	34
4.10.3	Resistencia al cortante en método LRFD	34
4.11	REQUERIMEINTOS DE SERVICIO	34
4.11.1	Control de agrietamiento	34
4.11.2	Control de deflexiones.....	35

4.11.3	Fatiga.....	35
CAPÍTULO V. CASO DE ESTUDIO.....		36
5.1	GENERALIDADES.....	36
5.2	RESULTADOS.....	36
5.2.1	Resultados del diseño para losa.....	37
5.2.2	Resultados del diseño para vigas.....	39
5.3	CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	42
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		43
6.1	CONCLUSIONES.....	43
6.2	RECOMENDACIONES.....	44
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		45
ANEXO 01.....		46
ANEXO 02.....		64
ANEXO 03.....		79

CONTENIDO DE TABLAS.

Tabla 1 Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura	14
Tabla 2 Incremento por carga vehicular dinámica, IM	20
Tabla 3 Factores de presencia múltiple, m	21
Tabla 4 Superestructuras habituales	21
Tabla 5 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores	22
Tabla 6 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores .	22
Tabla 7 Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre	22
Tabla 8 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales interiores	23
Tabla 9 Distribución de la sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores	23
Tabla 10 Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina absoluta.....	23
Tabla 11 Factores de carga en LFD y ASD.....	26
Tabla 12 Factores de carga en LRFD	27
Tabla 13 Factores de carga para carga permanente	27
Tabla 14 Factor de ductilidad	28
Tabla 15 Factor de redundancia	28
Tabla 16 Factor de importancia operacional	29
Tabla 17 Demanda de momento positivo para losas.	37
Tabla 18 Cantidades de acero de refuerzo para losas.....	37
Tabla 19 Relación de momentos resistentes y momentos últimos en losas.	37
Tabla 20 Relación de espesores de losas.....	38
Tabla 21 Demanda de momentos positivos en vigas.....	39
Tabla 22 Demanda de Fuerzas cortantes en vigas.....	39
Tabla 23 Cantidades de acero de refuerzo para vigas.	40
Tabla 24 Relación de momentos resistentes y momentos últimos para vigas.....	40
Tabla 25 Peraltes de diseño de vigas.....	40

CONTENIDO DE GRAFICAS.

Gráfica 1 Comparación entre espesores, momento positivo último y acero positivo para losas. ...	38
Gráfica 2 Porcentaje de variación entre espesores, momento positivo último y acero positivo para losas, respecto a la filosofía LRFD.	39
Gráfica 3 Comparación entre peralte, momento positivo último y acero positivo para vigas.	41
Gráfica 4 Porcentaje de variación entre peralte, momento positivo último y acero positivo para vigas, respecto a la filosofía LRFD.	42

CONTENIDO DE ILUSTRACIONES.

Ilustración 1 Tablero y estructura portante, puente Viga-Losa.....	12
Ilustración 2 Accesorios de un tablero.....	13
Ilustración 3 Puente Viga-Losa, vista transversal.....	14
Ilustración 4 Tren de carga, camión de diseño HS 20-44.....	18
Ilustración 5 Tren de carga, camión de diseño HL-93.....	18
Ilustración 6 Tren de carga, tándem de diseño	18
Ilustración 7 Tren de carga para carga de fatiga en LRFD.....	20
Ilustración 8 Detalle de acero en vigas para las filosofías de diseño ASD, LFD y LRFD.	41

RESUMEN

En la siguiente investigación se revisó las filosofías de diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) y Factores de Carga y Resistencia (LRFD), para lo cual se diseñó un puente viga de 20 metros de luz y dos carriles de circulación para casos normales de circulación para cada una de las filosofías, 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 cm²/m en ASD, 5.09 cm²/m en LFD y 5.66 cm²/m en LRFD; mientras que para las vigas se obtuvieron 159.30 cm² en ASD, 152.12 cm² en LFD, 133.13 cm² en LRFD.

Finalmente se concluyó que el método que mejor se ajusta a la realidad del Perú es el método por factores de carga y resistencia (LRFD).

Palabras Clave: Factores de Carga, Momento último, Momento resistente, Puente viga, ASD, LFD y LRFD

ABSTRACT

In the following investigation the philosophies of design of Admissible Efforts (ASD), Load Factors (LFD) and Load and Resistance Factors (LRFD) were reviewed, for which, the design was made a beam bridge of 20 meters of light and two circulation lanes for normal circulation cases for each of the philosophies, respecting the considerations presented by each one.

With regard to the final parts; The thickness of the slab was obtained 28 cm for ASD, 30 cm for LFD and 26 cm for LRFD. The depth cant was 2.44 m in ASD, 1.86 m in LFD and 1.70 m in LRFD, where the maximum difference is found in ASD with respect to LRFD in the order of 44%.

Regarding the positive moments, for slab was calculated 2.52 T.m-m in ASD, 4.912 T.m-m in LFD and 4.603 T.m-m in LRFD. In beam 556.73 Tn-m was obtained in ASD, 889.12 Tn.m in LFD and 711.7 Tn-m in LRFD.

The positive steel required in flexion for the slab was calculated 7.20 cm² / m in ASD, 5.09 cm² / m in LFD and 5.66 cm² / m in LRFD; while for the beams 159.30 cm² was obtained in ASD, 152.12 cm² in LFD, 133.13 cm² in LRFD.

Finally, he concluded that the method that best fits the reality of Peru is the method by load and resistance factors (LRFD).

Keywords: Load factors, last moment, resistant moment, beam bridge, ASD, LFD y LRFD

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Perú es un país que por su geografía requiere de la construcción de diversos puentes con características diferentes, y teniendo en cuenta que los puentes son una parte esencial para el correcto funcionamiento de la infraestructura vial de un país, y más aún si se toma en cuenta las condiciones topográficas y las distintas inclemencias de fenómenos naturales de nuestro país, estas estructuras toman más notoriedad y se convierten en una parte indispensable en un proyecto vial. Debido a esto su diseño, construcción y fiscalización debe realizarse a base de técnicas eficaces y modernas con estricto control de calidad para obtener resultados óptimos. Es por ello que se debe contar con métodos de diseño que se ajusten mejor a la realidad, de modo que se pueda obtener la solución óptima para los proyectos.

En Perú no existe una norma propia para el diseño de puentes, por lo cual el Ministerio de Transportes y Comunicaciones recurre a la utilización de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges de los Estados Unidos de América, la cual establece tres métodos de diseño de puentes; el método de esfuerzos admisibles (ASD), el método por factores de carga (LFD) o método de la rotura, y el método de factores de carga y resistencia (LRFD).

Al no contar con una norma propia, tenemos la necesidad de conocer cuál es el mejor método de diseño de puentes de concreto armado que se ajusta a la realidad del Perú.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Cuál es el mejor método de diseño de puentes para el Perú, de los métodos por esfuerzos admisibles (ASD), factores de carga (LFD) y factores de carga y resistencia (LRFD)?

1.3 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS.

El mejor método de diseño de puentes para el Perú es el método de factores de carga y resistencia (LRFD).

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

Los puentes en el Perú son estructuras muy importantes, por la geografía y las catástrofes sufridas a lo largo de la historia, por lo que ameritan un trato muy prioritario.

El conocimiento de las ventajas que ofrecen las actualizaciones en los métodos de diseños, ofrecen más precisión y confiabilidad, permitiendo optimizar los proyectos.

Debido al insuficiente desarrollo de los métodos de cálculo en nuestro país y en nuestra región, la presente investigación puede servir como una referencia al momento de elegir el método de diseño de puentes.

1.5 ALCANCES O DELIMITACIÓN DEL INVESTIGACIÓN.

La investigación está orientada a realizar una comparación descriptiva y numérica, de las tres filosofías de diseño, a través del diseño de un puente viga, simplemente apoyado de concreto armado; entendiéndose como filosofía de diseño a los métodos de diseño presentados por la AASHTO para el diseño de puentes.

La superestructura utilizada en la investigación corresponde a un puente viga de concreto armado de un solo tramo de 20 metros de longitud, para las condiciones de la provincia de Cajamarca, de geometría acorde con las utilizadas regularmente en nuestro país. Los materiales utilizados son: concreto $f'_c=210$ kg/cm², y acero corrugado de grado 60.

1.6 OBJETIVOS.

1.6.1 Objetivo General:

- Comparar los métodos de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), factores de carga (LFD) y factores de carga y resistencia (LRFD) para determinar la mejor filosofía de diseño para el Perú.

1.1.1 Objetivos específicos:

- Diseñar un puente de concreto armado, simplemente apoyado para la filosofía de diseño por esfuerzos admisibles (ASD).
- Diseñar un puente de concreto armado, simplemente apoyado para la filosofía de diseño por factores de carga (LFD).
- Diseñar un puente de concreto armado, simplemente apoyado para la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).
- Realizar la comparación entre los métodos de diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) y Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

CAPÍTULO II. MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONES

(Gomez Jhonson, 2008) *en su tesis de maestría titulada: Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales, realizada en la ciudad de México ha llegado a la conclusión:*

En las superestructuras de puentes simplemente apoyados, con LFD y ASD se tienen incrementos en la cantidad de acero de refuerzo por flexión en la losa y de una manera más apreciable en la cantidad de acero de refuerzo por cortante, tanto para nervaduras de concreto armado como para vigas de concreto presforzado, esto con respecto a LRFD. Por otra parte, vale la pena recalcar que la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, surge como producto de los avances en la Ingeniería de Puentes. Esta filosofía permite seleccionar de manera más racional y sistemática los factores de carga y resistencia, mismos que han sido calibrados por ensayos de diseño para proporcionar un nivel de seguridad alto y uniforme; además, incorpora lo mejor de las filosofías de diseño por factores de carga y resistencia.

(Ochoa Espinoza, 2008) *en su tesis de Grado realizo las comparaciones entre diseños según norma AASHTO standard (método ASD) y norma AASHTO LRFD para diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado, en la ciudad de Valdivia-Chile. Llegando a las siguientes conclusiones:*

El valor obtenido para la carga viva de diseño con la norma LRFD es considerablemente mayor que en la norma AASHTO Standard debido a que en el cálculo de la carga viva denominada HL-93, se considera la carga de camión más la carga de faja, a diferencia de la norma Standard que considera solo una de éstas (La que produce las máximas solicitaciones en elemento). Esto provoca mayores solicitaciones finales sobre los elementos, lo que no siempre se traduce en mayor cantidad de armadura.

Además, la norma LRFD especifica los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son contempladas en la norma Standard.

Finalmente, la utilización de uno u otro método, redundan en el grado de participación que se les da a las cargas solicitantes, por un lado sin consideraciones estadísticas y empíricas, y por el otro utilizando toda la experiencia del comportamiento de los materiales y su forma de comportarse antes de solicitaciones extremas. Bajo esta mirada, el método LRFD, nos introduce al cálculo estructural consensuado entre la mecánica de los materiales y la experiencia tecnológica, lo que nos permite predecir sin duda alguna, un comportamiento más cercano de las estructuras.

2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES.

Enrique Arturo Vargas Márquez, en su tesis de grado titulada: Elección de Diseño de Alternativa de Puente Sobre el Río Chilloroya (Cusco) Para Acceso A La Planta de Procesos del Proyecto Constancia, desarrollado en el año 2015 en la ciudad de Lima, llega a la conclusión:

Referido a la carga viva, se ha comprobado que la carga máxima sobre la estructura debido a carga viva, dada por el camión teórico ha sido 14% mayor que la carga debida al camión real de transporte implica que existe un factor de seguridad indirecto adicional, pues en el caso real del puente transitan vehículos de menores dimensiones y cargas.

Los Bachilleres Meza Ocas Dhayan Rafael y Sánchez Nureña Henry Edinson en su tesis titulada: Diseño de un Puente Sobre El Rio Olichoco Km. 27+000 entre los Anexos de Yanasara y Pallar, Distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad, donde se indica:

El trabajo de investigación se realizó con el fin de estudiar el comportamiento de una estructura que fuese capaz de soportar las cargas tales como vehículos, peatonales, sismo, peso propio, entre otras, proponiendo un puente metálico de armadura de dos tramos con una losa de concreto armada apoyada sobre travesaños de acero distribuidas transversalmente cada 5m desde el estribo hasta el pilar distribuyendo las cargas a los nodos de las caras de la armadura y esta a su vez a la subestructura, fundamentando esta propuesta en los estudios de campo obtenidos y cumpliendo con las normas expedidas por AASHTO y el Manual de Diseños de Puente del 2003 emitido por el MTC, cumpliendo con el objetivo general expuesto anteriormente. Se usó el método de diseño LRFD por lo que contempla un conjunto de factores que amplifican y previenen eventualidades que puedan suceder durante la vida útil y funcionamiento del puente metálico.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Filosofía de Diseño

La filosofía de diseño son todos los conceptos fundamentales que gobiernan el comportamiento de las estructuras ante solicitaciones de cualquier naturaleza. A partir de la comprensión de las posibles respuestas estructurales locales será posible fijar criterios de diseño y análisis, y contemplar aspectos ligados al funcionamiento, a la seguridad y a la economía que hacen a la estructura completa. Antes de iniciar el análisis y diseño de una estructura es necesario realizar una serie de reflexiones que traten de ubicar el verdadero contexto dentro del cual se encuentra el diseño y análisis estructural.

Lo primero y fundamental que hay que comprender es que tanto desde el punto de vista de la funcionalidad, como de la seguridad y de la economía existe una interacción y por ende dependencia directa entre las dimensiones y el diseño de la estructura. (Llopiz, 2013)

2.2.2 Evolución de las Filosofías de Diseño.

Los métodos de diseño de puentes, inician con la filosofía por esfuerzos admisibles (ASD), posteriormente se cambió a la filosofía de diseño de factores de carga (LFD), que a diferencia de la anterior considera que la predicción de carga de vehículos y viento son variables, para finalmente perfeccionarse con la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), que utiliza los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes.

En 1900 aparecen las especificaciones de diseño por esfuerzos admisibles, que se convertiría en la predecesora de todas las demás. En 1931 La AASHO publica la primera norma en Estados Unidos para el diseño y construcción de puentes.

Entre los años 1970-1986, la AASHTO implementa la filosofía de diseño por factores de carga (LFD). Surge la preocupación por parte de ingenieros de la Unión Americana acerca del rezago del Reglamento AASHTO Bridge Standard Specifications.

En 1998, se publica la Norma ASCE 7-98 (Cargas Mínimas de diseño para Edificios y otras Estructuras), en la que se incorpora la combinación de cargas con sus correspondientes basados un análisis probabilístico. En el 2002 del Reglamento ACI 318, modifica el reglamento para incorporar los nuevos aportes.

En el año 2002, la AASHTO publica el reglamento Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition-2002; que sería la versión más reciente en la que incorpora las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles (ASD) y factores de carga (LFD), y en el 2014 se publicaría la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 3rd Edition-2004, correspondiente a la normativa para el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

En octubre del 2007 se hace obligatorio en EEUU el uso del Reglamento “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”

2.2.3 Filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Se trata de un procedimiento de diseño determinista, que considera fijos y no aleatorios los distintos valores numéricos que sirven de partida para el cálculo (resistencias de los materiales, cargas aplicadas). En este método se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio, se calculan los esfuerzos correspondientes a estas solicitaciones (esfuerzos de trabajo) y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (esfuerzo admisible), encontrándose usualmente en el rango elástico. (Gomez Jhonson, 2008)

La aplicación de este método de diseño supone que para las cargas de servicio la estructura se comporta dentro del rango elástico.

En el diseño por ASD se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\sum Q_i \leq F_{adm} \quad \text{Ec. 01}$$

Donde:

- Q_i = Esfuerzo por efecto de la carga i .
- $F_{adm} = F/(F.S) =$ Esfuerzo admisible del material.
- F_y = Esfuerzo de fluencia.
- $F.S$ = Factor de seguridad.

El procedimiento de diseño parte de las siguientes hipótesis:

- Las tensiones en la fibra más comprimida del concreto y en el acero de refuerzo en tensión están limitadas por los valores de los correspondientes esfuerzos admisibles.
- Se admite la hipótesis de Bernoulli, en el sentido de que las deformaciones normales a la sección siguen una ley de variación lineal. Estas deformaciones son las mismas para el acero de refuerzo que para el concreto que las rodea.

- Se admite un diagrama esfuerzo – deformación lineal para el concreto en compresión (Ley de Hooke). Se prescinde de la colaboración del concreto en tensión.
- Se aplican a la sección ecuaciones de equilibrio, igualando las resultantes de esfuerzos internos en el concreto y acero de refuerzo, con los esfuerzos actuantes sobre la sección.

2.2.4 Diseño por Factores de Carga (LFD) o Resistencia Última.

(Ramirez Coria & Leon Avila, 2010) Diseño por Factores de Carga (LFD) realizo un esfuerzo preliminar al reconocer que la carga viva era más altamente variable que el peso muerto. Este pensamiento es contenido en el concepto de usar un multiplicador diferente en la carga muerta y en la carga viva; Un criterio de diseño que puede ser expresado como:

$$\phi R_n > \sum \beta_i Q_i \quad \text{Ec. 02}$$

Dónde

R_n = Resistencia nominal.

β_i = Factor de carga, generalmente >1.0 .

ϕ = Factor de resistencia, generalmente <1.0 .

Q_i = Fuerza interna en el elemento por efecto de carga i .

Cuando se diseña con LFD, se considera los eventos para las combinaciones de cargas factoradas en condiciones últimas, es decir, condiciones de resistencia, y se establece algunas verificaciones para condiciones en servicio (control de deflexiones, agrietamiento y fatiga).

Hipótesis de diseño para método por resistencia última.

El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Además, deberá basarse en las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Existe adherencia entre el acero y el concreto que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.
- La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003.

- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación del acero, pero para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a f_y .
- La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.
- El diagrama esfuerzo - deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:

Un esfuerzo de $0,85 f'_c$, que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión en el concreto, limitada por los bordes de la sección

2.2.5 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Este método utiliza coeficientes basados en la teoría de la confiabilidad y en conocimiento estadístico de las cargas y de las características del material.

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la desigualdad, el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística β_i , su valor es un número usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un estado límite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\beta_i Q_i$. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

La expresión básica en el diseño por el método LRFD es:

Resistencia > Demanda

$$\phi R_n > n \sum \beta_i Q_i \quad \text{Ec. 03}$$

Donde:

- n = Factor de modificación de carga.
- β_i = Factor de carga, generalmente >1.0 .
- ϕ = Factor de resistencia, generalmente <1.0 .
- Q_i = Esfuerzo por efecto de la carga i .

Las hipótesis del método de los estados límites de resistencia, se fundamenta en las siguientes hipótesis, y los ensayos que las verifican:

- Se admite que las secciones planas antes de la flexión, permanecen planas después de que la sección se deforme, es decir que las deformaciones son proporcionales a su distancia al eje neutro.

- No se considera el diagrama de compresión del concreto como rectilíneo, por lo que no se acepta la proporcionalidad entre deformación y tensión del mismo.
- Admite la adherencia perfecta entre la interfaz del concreto y el acero dado que las varillas usadas hoy en día son corrugadas y garantizan en gran proporción dicha hipótesis.
- Se considera despreciable el aporte del hormigón a tracción, hipótesis que no influye apreciablemente en la exactitud de los resultados.
- Resultados experimentales en vigas demuestran que la deformación del hormigón en el instante de la falla o rotura (fisura), ϵ_{ut} , varía entre 0.0032 y 0.0037 para hormigones de 140 a 350 kgf /cm², por lo que se asume un valor más conservador y seguro de magnitud de 0.003.

2.2.6 Estados Límite

Todas las especificaciones de diseño son escritas para establecer un nivel aceptable de seguridad. El método para tratar asuntos de seguridad en especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura sea inservible para su objetivo original.

Las Especificaciones LRFD están escritas con un formato de Estados Límite basado en probabilidades requiriendo el análisis de algunos, o todos, de los cuatro Estados Límite definidos abajo para cada componente de diseño en un puente.

El estado límite de servicio. Trata con las restricciones impuestas a las tensiones, deformación, y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. Estos requisitos están dirigidos a asegurar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño.

El estado límite de fatiga y fractura. El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AAHSTO.

El estado del límite de resistencia. Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentara durante su periodo de diseño. Bajo el estado

límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

Los estados límites correspondientes a eventos extremos. Están dirigidos a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto principal, cuando es embestido por una embarcación, o vehículo o el flujo de hielo, posiblemente donde la fundación esté en condiciones socavadas. Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo periodo de recurrencia puede ser significativamente mayor al periodo de diseño del puente. La probabilidad unida de estos acontecimientos es sumamente baja, y, por consiguiente, se especifica que son aplicadas separadamente. Bajo de estas condiciones extremas, se espera que la estructura experimentara considerables deformaciones inelásticas.

2.2.7 La Base Probabilística de las Especificaciones LRFD

(Ramirez Coria & Leon Avila, 2010) La estadística nos permite considerar a los fenómenos naturales como representaciones matemáticas del tipo variables aleatorias normales, como indica la curva de distribución normal. Esta suposición conduce a soluciones de la forma cerrada para las partes de áreas bajo estas curvas.

El valor aceptable del índice de confiabilidad, β , debe ser escogido por el código de diseño. Mientras no sea explícitamente exacto, se puede concebir β como un indicador de la fracción de veces que un diseño será encontrado o excedido durante su periodo de diseño, análogamente usando la desviación estándar como un indicador de la cantidad total de población incluida o no incluida por una curva de distribución normal. Utilizando esta analogía, un β de 2.0 corresponde aproximadamente 97.3 % de los valores siendo incluido debajo de la curva de distribución normal, o 2.7 valores no incluidos de 100 valores. Cuando β es aumentado a 3.5, por ejemplo, ahora sólo son dos los valores en aproximadamente 10,000 que no están incluidos.

La base probabilística del método de diseño LRFD para puentes puede verse como una extensión lógica del método LFD. El método ASD no reconoce que varias cargas son más variables que otros. La introducción de la metodología de diseño por factores de carga (LFD) trajo consigo el principal cambio filosófico en reconocer que algunas cargas son mejor representadas que otras. La conversión hacia la metodología basada en la probabilidad como el LRFD podría ser considerada como un mecanismo para escoger los factores de carga y

resistencia más racionales y sistemáticas en comparación con la información disponible cuando fue introducido el método diseño por factores de carga (LFD).

En el caso particular de las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” aproximadamente 200 puentes representativos fueron escogidos entre diversas regiones de los Estados Unidos. La selección se basó en el tipo estructural, material, y ubicación geográfica para representar una variedad completa de materiales y diversas prácticas de diseño. Las tendencias futuras también deben ser consideradas. En el caso concreto de las especificaciones LRFD, toma en cuenta los tipos de puentes que se diseñaran en un futuro cercano.

Los índices de confiabilidad fueron calculados para puentes simulados y puentes reales para cortante y momento. Una amplia variedad de valores fue obtenida usando las especificaciones actuales, pero esto fue anticipado en el trabajo de calibración hecho por (OHBDC) el Código del Diseño para Puentes Carreteros de Ontario.

(Gomez Jhonson, 2008) Los factores de carga y resistencia han sido calibrados por ensayos de diseño para proporcionar un nivel de seguridad alto y uniforme en puentes nuevos. La filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia proporciona un índice de confiabilidad de aproximadamente $\beta=3.5$ para los diferentes tipos y configuraciones de puentes. Un índice de confiabilidad de $\beta=3.5$ asegura una probabilidad de excedencia de que 2 de 10000 elementos o componentes diseñados, tendrán la suma de las cargas factorizadas mayor que la resistencia factorizada, durante el tiempo de vida de las estructuras.

Las estructuras diseñadas de acuerdo con las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles o Resistencia Última, tienen un índice de confiabilidad (β) que puede ser tan bajo como 2.0 o tan alto como 4.5.

Un índice de confiabilidad $\beta=2.0$, implica una probabilidad de excedencia de que 4 de cada 100 elementos o componentes diseñados probablemente se cargarían excesivamente y experimentarían un problema en algún momento durante el tiempo de vida de la estructura.

Esta proporción de cargas excesivas es muy alta y produciría costos altos de mantenimiento o colapso. Por otro lado, si $\beta=4.5$, el diseño sería muy conservador y costoso.

2.3 DEFINICION DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1 Puente.

Estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial. Se considera como puente la estructura cuya luz, entre ejes de apoyo es igual o mayor que 6.00 m (20 ft) y que forma parte de una carretera o está localizado sobre o por debajo de ella. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

2.3.2 Partes de la Estructura de Un Puente.

Los puentes están constituidos por dos componentes principales, la superestructura y la subestructura.

2.3.2.1 Superestructura.

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, los mismos que están conformados por diferentes partes.

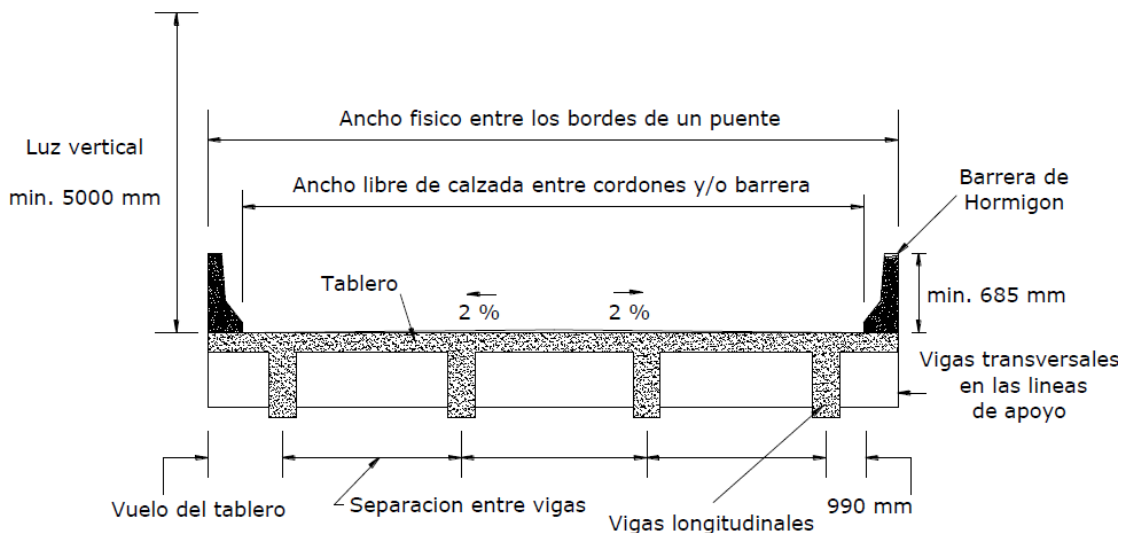


Ilustración 1 Tablero y estructura portante, puente Viga-Losa.

Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Tablero. - Es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.

Estructura Portante. - Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la subestructura, es decir transmite las cargas procedentes del tablero a los estribos y/o pilas.

Accesorios del tablero. - Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones: cordón barrero, barandas, barreras.

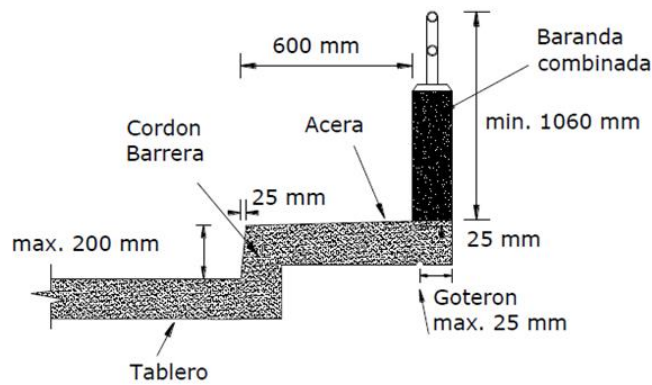


Ilustración 2 Accesorios de un tablero

Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

2.3.3 Tipos de Puentes.

Los puentes se pueden clasificar de muchas formas, ninguna de estas clasificaciones es mutuamente excluyentes, todas parecen contener partes de una u otra clasificación:

- Por el servicio que prestan: Acueductos, viaductos, peatonales.
- Por el material de la superestructura: Madera, concreto armado, concreto presforzado, acero, concreto-acero.
- Por el tipo estructural: Losa, losa-viga, cajón, aporticados, arco, atirantado, colgante.
- Según el tipo de apoyo: Isostáticos, hiperestáticos.
- Por el proceso constructivo: Vaciados en sitio, compuestos, prefabricados, dovelas.
- Por su trazo geométrico: Recto, oblicuo, curvo

Durante el proceso de diseño el ingeniero debe escoger un tipo de puente el cual considera muchos factores relacionados con la funcionalidad, economía, seguridad, experiencia en la construcción, condiciones del suelo, sismicidad, estética, un factor muy importante es la longitud del tramo del puente el cual nos puede ayudar en la selección del tipo de puente más adecuado. La Tabla 1 nos muestra las longitudes de tramo para diferentes tipos estructurales de puentes.

Tabla 1 Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura

Tipo Estructural	Material	Rango de Tramo (m)	Maximo tramo en servicio (m)
Losa Vigas	Concreto	0-12	
	Concreto	12-300	301, Stolmasundet, Norway, 1998
Reticulado Arco	Acero	30-300	300, Ponte Coste e Silva, Brazil, 1974
	Acero	90-550	510, Minato, Japón, 1974
Antirantado	Concreto	240-550	420, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	550, Lupu, China, 2003
Colgante	Acero	90-1100	1088, Sutong, China, 2008
	Acero	300-2000	1991. Akashi-Kaikyo, Japón, 1998

Fuente: *Design of Highway Bridges an LRFD Approach, R.M. Barker, 2007*

2.3.4 Puente Viga - Losa

Los Puentes viga - losa de concreto son las estructuras que pueden ser construidas dentro las limitaciones de tramo para este tipo de superestructuras. Este puede ser convenientemente de hormigón armado, pretensado y postensado. Se lo puede construir por medio o mediante andamiajes provisionales apoyados en el suelo o pueden estar contruidos por medio de elementos prefabricados.

Los puentes Viga-losa pueden ser analizados estáticamente y dinámicamente, dentro el análisis estático se encuentran los Métodos de Análisis Aproximados, los Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD.

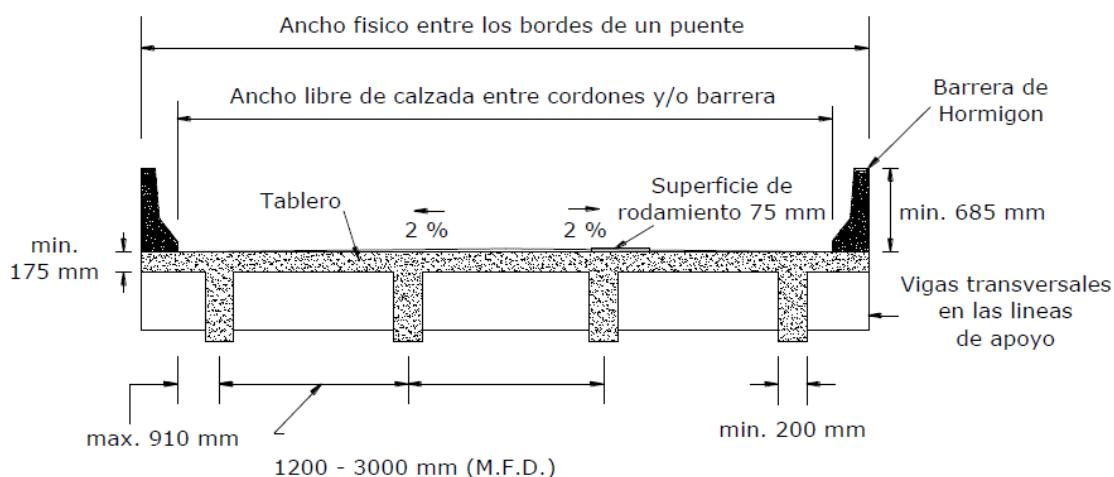


Ilustración 3 Puente Viga-Losa, vista transversal.

(Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Es importante notar que en estos puentes se proveerán diafragmas o vigas transversales en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

CAPÍTULO III. MATERIALES Y METODOS

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La presente investigación es realizó en la ciudad de Cajamarca, Provincia de Cajamarca, Departamento de Cajamarca durante el año 2017 y 2018, para lo cual se utilizó datos locales para el diseño del puente con las tres filosofías.

La ubicación teórica del puente en estudio será la provincia de Cajamarca, por lo cual se utilizarán las características propias de la localidad.

3.2 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1 Tipo

Corresponde a una investigación teórica correlacional.

3.2.2 Variables

Variables independientes.

- Filosofía de diseño.

Variables dependientes.

- Esfuerzos internos.

3.2.3 Población, muestra y unidad de análisis

Población de estudio.

- Puentes simplemente apoyados de concreto armado de la provincia de Cajamarca.

Muestra.

- Un puente simplemente apoyado de concreto armado, para las condiciones locales de Cajamarca.

Unidad de Análisis.

- El diseño de un puente simplemente apoyado de concreto armado con las tres filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD), y Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

3.2.4 Técnicas de Instrumentación.

Dentro de las técnicas e instrumentos de recolección de datos a ser utilizados en la tesis tenemos las siguientes:

Etapa de revisión bibliográfica. En esta etapa se realizó la revisión bibliográfica, referente al tema de investigación, revisión de investigaciones alrededor del mundo. Además de la realización de cronograma de actividades.

Etapa de diseño. Se realizó el diseño de del puente de un tramo de concreto armado con las filosofías, de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD), y Factores de Carga y Resistencia (LRFD), para luego realizar las comparaciones de los resultados finales del diseño de las tres filosofías.

3.2.5 Análisis e Interpretación de Datos.

Para el presente trabajo es necesario la aplicación de programas informáticos como:

Microsoft Excel 2016: Para la realización de cálculos en el predimensionamiento y cálculo de cargas de la superestructura (vigas y losas), además se utilizó para la realización de cuadros y gráficos.

AutoCAD 2016: Para realizar las mediciones, cálculos de áreas y visualización de los elementos estructurales.

3.2.6 Técnicas de análisis e interpretación de resultados.

Los resultados a obtenidos son los siguientes:

- Dimensiones de los elementos estructurales del puente.
- Cargas de diseño de puente por cada filosofía de diseño.
- Esfuerzos internos de los elementos del puente.
- Valores de materiales (Concreto y acero)

Las comparaciones de las tres filosofías de diseño se realizaron de los resultados finales de los diseños del puente viga de concreto armado de un solo tramo.

CAPITULO IV. PROCEDIMIENTO METODOLOGICO

4.1 DISPOSICIONES DE LA NORMA AASHTO PARA LAS FILOSOFIAS DE DISEÑO ASD, LFD y LRFD.

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía, y estética son secundarios a los requerimientos de la seguridad. Esto no quiere decir que otros objetivos no sean importantes, pero la seguridad es superior. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Los puentes deben ser diseñados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser diseñados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

En los capítulos subsecuentes se hará una revisión de las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Filosofía de Diseño por Factores de Carga (LFD) y la Filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

4.2 CARGAS.

4.2.1 Cargas permanentes.

Son cargas que va a estar presente durante toda la vida del puente, entre estas tenemos:

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

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

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

EH= Empuje horizontal del suelo.

EL= Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.

ES= Sobrecarga de suelo.

Nota: El Manual de Diseño de Puentes – Perú, adopta para el concreto armado el peso específico de 2500kg/m^3 y para el caso de superficies de rodamiento bituminosas 2200Kg/m^3 .

4.2.2 Carga viva.

En LRFD el camión HL-93 de diseño reemplaza al típico semitrailer para carreteras de 20 ton (HS20-44) adoptado por AASHO (ahora AASHTO) para las filosofías ASD y LFD, el camión de diseño tiene una carga de 35 KN en el eje delantero a 4.30m se encuentra el segundo eje con un peso de 145 KN, el tercer eje esta posesionado en una distancia que varía de 4.30 a 9.0m con un peso de 145 KN, el camión de diseño tiene la misma configuración que el camión de diseño HS20-44.

La carga viva considerada en ASD y LFD consiste en un camión o un carril de diseño, dependiendo de cual ocasiona el mayor efecto.

a) Camión de diseño.

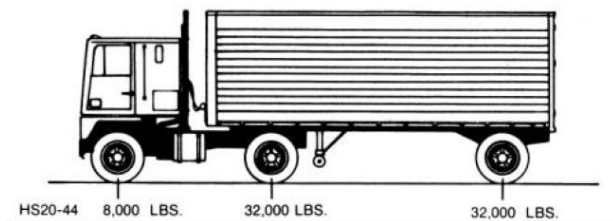


Ilustración 4 Tren de carga, camión de diseño HS 20-44

Fuente: (Ochoa Espinoza, 2008)

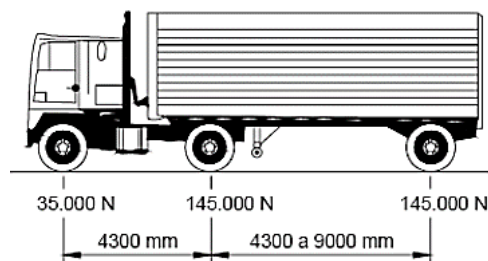


Ilustración 5 Tren de carga, camión de diseño HL-93

Fuente: (Ochoa Espinoza, 2008)

b) **Tándem de diseño.** - Consiste en dos ejes, cada uno de 110 KN, separados una distancia de 1.2 m.

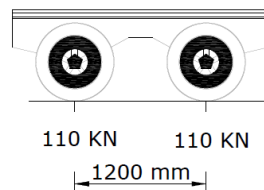


Ilustración 6 Tren de carga, tándem de diseño

Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

- c) **Carril de diseño.** - Se considerará una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0- ft (3,00 m) en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)
- d) **PL= sobrecarga peatonal.** - Se deberá aplicar una carga peatonal de $3.6 \cdot 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4.1 \cdot 10^{-3}$ MPa. Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño.

4.2.3 Carga de fatiga

El esfuerzo de fatiga se relaciona con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y con el número de ciclos de esfuerzo bajo condiciones de carga de servicio. (Gomez Jhonson, 2008)

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, con una distancia fija de 30 ft (9,14 m) entre los dos ejes de 32 kip (14,55 t) e incluyendo los efectos dinámicos. El camión se ubicará, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos. La frecuencia de la carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

En las filosofías ASD y LFD no se considera ninguna carga de fatiga, sin embargo, la carga la carga viva no debe exceder el camión de diseño. En LRFD, la carga de fatiga está dado por un camión de diseño con una separación entre ejes de 9 m y con un factor de carga de 0.75; así mismo se incluye un incremento por carga vehicular dinámica (IM), para un solo carril.

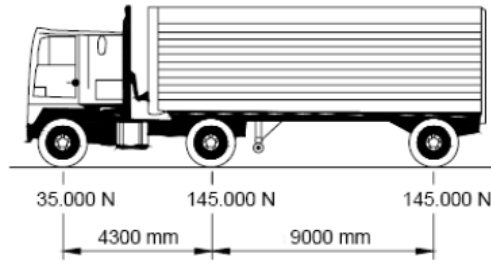


Ilustración 7 Tren de carga para carga de fatiga en LRFD

Fuente: (Ochoa Espinoza, 2008)

4.3 EFECTOS DINÁMICOS

Es un factor de amplificación que se debe aplicar a la respuesta estática para lograr un efecto de carga dinámica. Es importante observar que esta relación varía significativamente con las diferentes posiciones del vehículo.

En LFD y ASD el valor para el impacto para estas filosofías es un máximo de 30% y se aplica tanto al camión o al carril de diseño, dependiendo de cuál ocasione el mayor efecto.

$$I = \frac{15000}{L + 38000} \leq 0.3 \quad \text{Ec. 04}$$

Donde:

I = Factor de impacto.

L = Longitud del claro (mm).

En LRFD se aplica al camión o al tándem de diseño, dependiendo de cuál ocasione el mayor efecto y no así al carril de diseño.

Tabla 2 Incremento por carga vehicular dinámica, IM

Componentes	IM(%)
Juntas de tablero (todos los estados límites)	75
Todos los demás componentes	
Estados límites de fatiga y fractura	15
Todos los demás estados límite	33

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

4.4 FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

Este factor se refiere a la probabilidad de ocurrencia de tener carriles de diseño simultáneamente cargados; el máximo efecto de carga viva se deberá determinar considerando cada posible combinación del número de carriles cargados. Los factores de presencia múltiple (*m*) afectan a los factores de distribución de carga.

Tabla 3 Factores de presencia múltiple, m

Número de carriles de diseño	Factores de presencia múltiple, m	
	ASD, LFD	LRFD
1	1.00	1.20
2	1.00	1.00
3	0.90	0.85
Mayor a 3	0.75	0.65

Fuente: AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002 – Art.3.12.1 y AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 - Tabla 3.6.1.1.2-1

4.5 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA

Para ASD y LFD este factor está dado por:

$$g = \frac{S}{D} \quad \text{Ec. 05}$$

Donde:

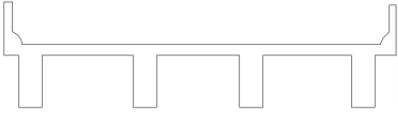
g = Factor de distribución (número de líneas de rueda cargadas por viga).

S = Separación entre vigas (mm).

D = Constante, dependiente del tipo de puente y del número de carriles de diseño cargados.

Los factores de distribución en LRFD, se desglosa para diferentes casos, teniendo en cuenta el material de construcción del puente, la ubicación de la viga y número de carriles cargados, para el caso de estudio tenemos las siguientes recomendaciones de la norma:

Tabla 4 Superestructuras habituales

COMPONENTES DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 <p>(e)</p>

Fuente: Tabla 4.6.2.2.1-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 5 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.2b-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 6 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.2d-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 7 Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te o doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1,5}$ $c_1 = 0,25 \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,25} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,5}$ si $\theta < 30^\circ$ usar $c_1 = 0,0$ si $\theta > 60^\circ$ usar $\theta = 60^\circ$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.2c-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 8 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.3a-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 9 Distribución de la sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.3b-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 10 Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina absoluta

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	$1,0 + 0,20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g}\right)^{0,3} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.3c-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

4.6 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los métodos de análisis a optar son varios, en esta investigación se tomará el método de franjas. Para el método de franjas, el ancho equivalente para losas, en el caso de losas, LFD y ASD definen un ancho de franja, según se trate de carga de ruedas o de la carga del carril de diseño.

$$E_{\text{carga. rueda}} = (120 + 0.6s) \leq 2130\text{mm} \quad (\text{para carga de ruedas}) \quad \text{Ec. 06}$$

$$E_{\text{carril. diseño}} = 2E_{\text{carga. rueda}} \quad (\text{para el carril de diseño}) \quad \text{Ec. 07}$$

donde:

$E_{\text{carga. ruedas}}$ = Ancho de franja para carga de ruedas (mm).

$E_{\text{carril. diseño}}$ = Ancho de franja para el carril de diseño (mm).

S = Longitud del claro (mm).

En LRFD se establece el cálculo de ancho equivalente con las siguientes expresiones:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1W_1} \text{ para un carril cargado} \quad \text{Ec. 08}$$

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1W_1} \leq \frac{W}{N_L} \text{ para mas de un carril cargado} \quad \text{Ec. 09}$$

donde:

E = Ancho de franja (mm).

L_1 = Longitud del claro modificada (mm).

N_L = Número de carriles de diseño.

W_1 = Ancho modificado entre los bordes del puente (mm).

W = Ancho físico entre los bordes del puente (mm).

Para losas sobre vigas, en ASD y LFD se define solo para voladizo (momento negativo exterior).

$$E = 0.8X + 1140 \text{ para el voladizo} \quad \text{Ec. 10}$$

$$E = 1420 + 0.063S \text{ para momento negativo y positivo interior} \quad \text{Ec. 11}$$

En LRFD esta en función del tipo de tablero. Para el caso particular de un tablero vaciado ínsito se tiene:

$$E = 0.833X + 1140 \text{ para voladizo.} \quad \text{Ec. 12}$$

$$E = 660 + 0.55S \text{ para momento positivo interior} \quad \text{Ec. 13}$$

$$E = 1120 + 0.25S \text{ para momento negativo interior} \quad \text{Ec. 14}$$

donde:

E = Ancho de franja (mm).

S = Separación entre traveses (mm).

X = Distancia desde la carga de rueda hasta el eje del apoyo (mm).

4.7 ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO

Un estado límite es una condición más allá de la cual la estructura o un componente de ésta, deja de cumplir con la función para la cual fue diseñada. Todas las especificaciones de diseño son escritas para establecer un nivel aceptable de seguridad.

Según el ministerio de Transportes y comunicaciones en el manual de puentes tenemos las siguientes definiciones:

4.7.1 Estado límite de servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones Estadísticas o de resistencia.

4.7.2 Estado límite de fatiga y fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un conjunto de requisitos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga intenta limitar el crecimiento de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la fractura durante la vida de diseño de puentes.

4.7.3 Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

4.7.4 Estado límite de evento extremo

El estado límite de evento extremo debe ser considerado para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es colisionado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente bajo condiciones severas de socavación.

Se considera que el Estado Limite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez con un período de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente.

4.8 COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

La combinación de carga que gobierna los estados límite en ASD y LFD:

$$\text{Grupo I} = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L + I)] \quad \text{Ec. 15}$$

donde:

γ = Factor de carga.

β = Coeficiente.

D = Carga muerta.

I = Impacto.

L = Carga viva.

Los factores de cargas para ASD y LFD, se muestran a continuación en la tabla:

Tabla 11 Factores de carga en LFD y ASD.

Factor de carga	LFD		ASD
	Estado límite		
	Resistencia	Servicio	
γ	1.30	1.00	1.00
β_D	1.00	1.00	1.00
β_L	1.67	1.00	1.00

Fuente: AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002 Tabla 3.22.1A

En LRFD la ecuación que gobierna los estados límite es la siguiente:

$$n[\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_{LL+IM} \cdot (LL + IM)] \quad \text{Ec. 16}$$

donde:

DC = Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = Carga muerta de la superficie de rodamiento

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Carga viva.

n = Factor de modificación de carga.

γ_{DC} = Factor de carga.

γ_{DW} = Factor de carga.

γ_{LL+IM} = Factor de carga.

En LRFD existen factores de carga máximos y mínimos, en función del tipo de efecto. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos valores positivos y máximos valores negativos.

Tabla 12 Factores de carga en LRFD

Combinación de Cargas Estado Limite	DC ES DD EL DW PS EH CR EV SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVEN TO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVEN TO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO IV	1.00		1.00	0.70		1.00	1.00/1.20		1.00					
FATIGA I Solamente LL, IM y CE		1.50												
FATIGA I II- Solamente LL, IM y CE		0.75												

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

donde:

γ_p = Factor de carga para carga permanente.

γ_{EQ} = Factor de carga para carga viva aplicado simultáneamente con cargas sísmicas.

Tabla 13 Factores de carga para carga permanente

Tipo de carga	γ_p	
	Máximo	Mínimo
Componentes y uniones, DC	1.25	0.90
Superficie de rodamiento, DW	1.50	0.65

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

El factor de modificación de carga (n) toma en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia operacional del puente, y se determina con la siguiente ecuación:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I \geq 0.95 \quad \text{Ec. 17}$$

donde:

n_D = Factor de ductilidad.

n_R = Factor de redundancia.

n_I = Factor de importancia operacional.

Factor de ductilidad, η_D . El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Se puede aceptar el uso de aparatos disipadores de energía para proveer ductilidad.

Los disipadores de energía pueden ser sustituidos por sistemas convencionales de resistencia sísmica dúctil.

Tabla 14 Factor de ductilidad

Estado límite	η_D
Resistencia:	
Componentes y conexiones no dúctiles	1.05
Diseños convencionales	1.00
Componentes y conexiones dúctiles	0.95
Todos los demás estados límite	1.00

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

Factor de redundancia, η_R . Se define la redundancia como: “La capacidad del sistema estructural de un puente de llevar cargas después de ser dañados o fallados uno o más de sus miembros”.

Deberán usarse rutas múltiples de carga y estructuras continuas a menos que se tengan razones convincentes de lo contrario.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa que provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica en tensión se pueden diseñar como de fractura crítica.

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

Tabla 15 Factor de redundancia

Estado límite	η_R
Resistencia:	
Miembros no redundantes	1.05
Niveles convencionales de redundancia	1.00
Miembros redundantes	0.95
Todos los demás estados límite	1.00

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

Factor de importancia, η_I .- Este artículo será aplicado solamente a los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo.

El propietario puede declarar si un puente, una conexión o una componente estructural tienen importancia operativa

Tabla 16 Factor de importancia operacional

Estado límite	η_I
Resistencia:	
Puentes operacionalmente importantes	1.05
Puentes operacionalmente no importantes	0.95
Todos los demás estados límite	1.00

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

4.9 REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA EN FLEXIÓN

4.9.1 Concreto Armado

En ASD, se definen los siguientes esfuerzos admisibles para evaluar el momento resistente de miembros de concreto armado sometidos a flexión:

Concreto:

$$\text{Fibra extrema en compresión: } f_c = 0.40f'_c \quad \text{Ec. 18}$$

$$\text{Fibra extrema en tensión: } f_t = 0.21f_r \quad \text{y} \quad f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 19}$$

donde:

f_c = Esfuerzo admisible de la fibra extrema en compresión (MPa).

f'_c = Resistencia especificada a compresión del concreto (MPa).

f_t = Esfuerzo admisible de la fibra extrema en tensión (MPa).

f_r = Módulo de ruptura del concreto (MPa).

f_s = Esfuerzo admisible a tensión del acero de refuerzo (MPa).

Para el cálculo de acero se debe realizar el equilibrio de las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, además se verificará que el esfuerzo actuante sea menor que el esfuerzo resistente. Donde:

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad \text{Ec. 20}$$

$$k_b d = \left(\frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \quad \text{Ec. 21}$$

$$j_b d = \left(1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d \quad \text{Ec. 22}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{diseño}}}{j_b \cdot d \cdot f_s} \quad \text{Ec. 23}$$

$$M_{\text{resistencia}} = A_s \cdot j_b \cdot d \cdot f_s \quad \text{Ec. 24}$$

donde:

- E_s = Módulo de elasticidad del acero (MPa).
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto (MPa).
- $j_b d$ = Distancia entre resultantes de fuerzas internas (mm).
- $k_b d$ = Profundidad del eje neutro (mm).
- $M_{\text{diseño}}$ = Momento de diseño (N*mm).
- $M_{\text{resistente}}$ = Momento resistente (N*mm).
- n = Relación modular.

En LFD y LRFD, esta es afectada por el factor de reducción de resistencia (ϕ), para flexión, este factor es igual a 0.9.

Se debe de verificar que la resistencia nominal a flexión afectada por el factor de reducción de resistencia, debe ser igual o mayor que el momento último.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 25}$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \text{Ec. 26}$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad \text{Ec. 27}$$

donde:

- a = Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión (mm).
- A_s = Acero de refuerzo (mm²/mm).
- b = Ancho de la sección (mm).
- c = Profundidad del eje neutro (mm).
- d_s = Peralte efectivo (mm).
- f'_c = Resistencia especificada del concreto (MPa).
- f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).
- M_n = Momento resistente (N*mm).
- β_1 = Parámetro del bloque rectangular de esfuerzos ($\beta_1=0.85$ para $f'_c=25$ MPa).

Donde la cuantía de refuerzo viene dada por:

$$\rho^2 - \left(1.7 \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \rho + \frac{1.7 f'_c \cdot M_u}{\phi \cdot b \cdot d_s^2 \cdot f_y^2} = 0 \quad \text{Ec. 28}$$

donde:

- M_u = Momento último (N*mm).
- ρ = Cuantía de refuerzo.
- ϕ = Factor de reducción de resistencia.

4.9.2 Acero de refuerzo máximo

En ASD, el refuerzo máximo estará dado por la cuantía balanceada y se calculará con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s} \quad \text{Ec. 29}$$

donde:

f_c = Esfuerzo admisible de compresión (MPa).

f_s = Esfuerzo admisible en el acero de refuerzo (MPa).

k_b = Parámetro adimensional.

ρ_b = Cuantía balanceada.

En el caso de que la cuantía de refuerzo es mayor a la cuantía balanceada, el esfuerzo calculado en el acero de refuerzo será menor que el esfuerzo admisible, entonces el momento resistente se calculará de la siguiente forma:

Si $\rho \leq \rho_b$:

$$M_{resistente} = A_s \cdot k_b \cdot d \cdot f_s \quad \text{Ec. 30}$$

Si $\rho > \rho_b$:

$$M_{resistente} = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot n \cdot \left(\frac{1-k}{k}\right) \cdot \left(1 - \frac{k}{3}\right) \quad \text{Ec. 31}$$

$$k = 2 \cdot n \cdot \rho \cdot (1 - k) \quad \text{Ec. 32}$$

donde:

ρ = Cuantía de refuerzo.

ρ_b = Cuantía de refuerzo balanceada.

En LFD la cuantía máxima viene dado por la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \quad \text{Ec. 33}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \rho_b \quad \text{Ec. 34}$$

donde:

ρ_b = Cuantía balanceada.

$\rho_{m\acute{a}x}$ = Cuantía de refuerzo máxima.

En LRFD se limita a la relación de la profundidad del eje neutro al peralte efectivo, que viene dado por:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad \text{Ec. 35}$$

donde:

c = Profundidad del eje neutro (mm).

d_e = Peralte efectivo (mm).

4.9.3 Acero de refuerzo mínimo

En ASD, el refuerzo mínimo viene dado por la cuantía mínima que se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad Ec. 36$$

donde:

ρ_{min} = Cuantía de refuerzo mínima.

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

En LFD y LRFD, la cuantía mínima viene dado por un valor adecuado para desarrollar al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento calculado con base en el módulo de ruptura del concreto, ó 1.33 el momento factorizado, cualquiera que resulte el menor.

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r \quad Ec. 37$$

$$M_f = M_u \quad Ec. 38$$

donde:

f_r = Módulo de ruptura del concreto (MPa).

M_{cr} = Momento de agrietamiento (N*mm).

M_f = Momento factorizado (N*mm).

M_u = Momento en el estado límite de resistencia para LFD y resistencia I para LRFD (N*mm).

S_c = Módulo de sección (mm³).

4.9.4 Acero de refuerzo por distribución y por temperatura

En ASD, LFD y LRFD, se recomienda optar por los siguientes valores para los casos de estudio:

Para el acero de distribución:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S_v}} \leq 67\% \quad Ec. 39$$

Para el acero por temperatura en losas:

$$A_{st} = 0.11 \frac{A_g}{f_y} \quad (LRFD) \quad Ec. 40$$

$$2.65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (ASD \text{ y } LFD) \quad Ec. 41$$

Para el acero de refuerzo por temperatura en vigas de concreto armado, siempre que el peralte efectivo sea mayor a 990mm y su separación no excederá un sexto del peralte efectivo ó 300 mm:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_s - 760) \leq \frac{A_s}{1200} \quad (LFRD) \quad Ec. 42$$

$$A_{sk} \geq (d_s - 760) \leq 0.5A_s \quad (ASD \text{ y } AFD) \quad Ec. 43$$

donde:

$\%$ = Porcentaje de acero de refuerzo por distribución (%).

A_g = Área bruta de la sección (mm²).

A_{st} = Área de acero de refuerzo por temperatura (losas macizas y losas sobre trabes) (mm²).

A_s = Área de acero de refuerzo por flexión (mm²).

presforzado o postensado)(mm²).

d_s = Peralte efectivo (mm).

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

S = Longitud entre ejes de apoyo (mm).

S_v = Distancia entre caras de vigas (mm).

4.10 REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA AL CORTANTE

4.10.1 Resistencia al cortante en método ASD

Si la fuerza cortante de diseño es mayor a la fuerza cortante del concreto, entonces se diseñará por corte:

$$v_{diseño} \geq v_c \quad Ec. 44$$

Donde

$$v_c = 0.075 \cdot \sqrt{f'_c} + 7.58 \left(\frac{V \cdot d}{M} \right) \leq 0.133 \sqrt{f'_c} \quad Ec. 45$$

donde:

A_v = Área del acero de refuerzo transversal (mm²).

d = Peralte efectivo de la sección (mm).

f'_c = Resistencia especificada del concreto (MPa).

M = Momento de diseño (N*mm).

V = Fuerza cortante de diseño (N).

v_c = Esfuerzo cortante asumido por el concreto (MPa).

$v_{diseño}$ = Esfuerzo cortante de diseño (MPa).

4.10.2 Resistencia al cortante en método LFD

Se verificará la necesidad de acero por corte con la expresión:

$$V_u \geq \phi V_c \quad \text{Ec. 46}$$

Donde:

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + 17.2 \rho_w \left(\frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \right] \cdot b_w \cdot d \leq 0.29 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ec. 47}$$

donde:

b_w = Ancho del alma del elemento (mm).

d = Peralte efectivo de la sección (mm).

f'_c = Resistencia especificada del concreto (MPa).

M_u = Momento en el estado límite de resistencia ($N \cdot mm$).

V_c = Fuerza cortante asumida por el concreto (N).

V_u = Fuerza cortante última (N).

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

4.10.3 Resistencia al cortante en método LRFD

Se debe verificar la necesidad de acero por corte si:

$$V_u \geq 0.5 \phi_v V_c \quad \text{Ec. 48}$$

donde:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} \quad \text{Ec. 49}$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \cdot d_v \cdot b_v \quad \text{Ec. 50}$$

donde:

b_v = Ancho del alma del elemento (mm).

d_v = Peralte efectivo de la sección (mm).

f'_c = Resistencia especificada del concreto (MPa).

V_c = Fuerza cortante asumida por el concreto (N).

V_u = Fuerza cortante en el estado límite de resistencia I (N).

ϕ_v = Factor de reducción de resistencia por cortante.

ϕ_f = Factor de reducción de resistencia por flexión.

4.11 REQUERIMIENTOS DE SERVICIO

4.11.1 Control de agrietamiento

Si los esfuerzos de tensión en la sección de concreto superan el 80% del módulo de ruptura, la sección se encuentra agrietada y por lo tanto se debe verificar que la distribución

del refuerzo en la zona de tensión sea la adecuada para controlar el agrietamiento. Esta verificación se realizará en todos los miembros de concreto armado. (Gomez Jhonson, 2008)

La expresión y valor límite para la verificación del control de agrietamiento en concreto armado permanece invariante en ASD, LFD y LRFD:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6f_y \quad \text{Ec. 51}$$

donde:

f_{sa} = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo debido a las cargas de servicio (MPa).

A = Área de concreto que tiene el mismo centroide que el acero de refuerzo en tensión (mm²).

d_c = Profundidad del concreto medida desde la fibra extrema en tensión al centroide de la varilla (mm).

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

Z = Parámetro de ancho de grieta (N/mm).

4.11.2 Control de deflexiones

No se encuentran diferencias en el valor límite de la deflexión debido a la carga vehicular en ASD, LFD y LRFD. Para puentes simplemente apoyados se establece que la máxima deflexión, producto de la carga vehicular, no debe ser mayor que la longitud del claro dividida entre 800. En el caso de LRFD, se tomará el mayor valor que resulte de considerar el camión de diseño, el 25% del camión y el carril de diseño. En LFD, se establece que la deflexión será debida a la carga viva, es decir al camión o al carril de diseño. (Gomez Jhonson, 2008)

4.11.3 Fatiga

Para ASD, LFD Y LRFD el rango de esfuerzos corresponde al camión de diseño y está sujeto al cumplimiento.

$$f_f \leq 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right) \quad \text{Ec. 52}$$

donde:

f_f = Rango de esfuerzos (MPa).

f_{min} = Esfuerzo mínimo debido a la carga vehicular (MPa).

r/h = Relación del radio base a la altura de la deformación transversal, si no se dispone de esta información, se debe utilizar un valor igual a 0.3.

CAPÍTULO V. CASO DE ESTUDIO.

5.1 GENERALIDADES.

En el anexo 01, 02 y 03 se muestra el diseño de la superestructura de un puente vehicular de concreto armado, para las filosofías diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD); y Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

La Superestructura tipo losa de concreto armado sobre vigas, simplemente apoyada, tendrá una separación entre ejes de viga de 3.60 m, con 2 carriles de tránsito de 3.60 m de ancho, con calzada de circulación peatonal de 1.00 metros de ancho.

Para el diseño se tendrá en cuenta algunas propiedades de los materiales como son los siguientes:

<i>Luz libre de puente</i>	: 20 m
<i>Tren de carga</i>	: HS-20 (ASD y LFD) : HL-93 (LRFD)
<i>Ancho de carril</i>	: 7.20 m
<i>Número de vigas</i>	: 3
<i>f'c</i>	: 280 kg/cm ²
<i>fy</i>	: 4200 kg/cm ²
<i>Ec</i>	: 250998.01 kg/cm ²
<i>Es</i>	: 2000000 kg/cm ²

En el anexo 01 se muestra el redimensionamiento de la estructura del puente, cuyas dimensiones serán los valores iniciales que se tomarán en el diseño del concreto armado y se modificarán de acuerdo al requerimiento de cada filosofía de diseño.

5.2 RESULTADOS.

Los resultados se tomaron directamente de los diseños de las superestructuras (Anexos 01, 02 y 03). Para efecto de comparación entre las dimensiones, demandas de momento, cortante, cantidades de acero de refuerzo; el cálculo de los porcentajes de incremento (+) o decremento (-) se realizó con respecto a las cantidades calculadas con la filosofía LRFD, por ser la filosofía de diseño más reciente y utilizada en la actualidad.

5.2.1 Resultados del diseño para losa.

a) Demanda de momento positivo.

Tabla 17 Demanda de momento positivo para losas.

FILOSOFIA DE DISEÑO	M(+) (T.m-m)	% Variación
ASD	2.528	-45
AFD	4.912	7
LRFD	4.603	--

Fuente: elaboración propia.

El momento positivo en la losa está afectado directamente por las combinaciones de cargas. La demanda máxima de momento se encuentra en el método AFD, y la más baja en ASD.

b) Cantidades de Acero de Refuerzo.

Tabla 18 Cantidades de acero de refuerzo para losas..

DESCRIPCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	LRFD	ASD		LFD	
	Cantidad (cm ² /m)	Cantidad (cm ² /m)	Variación (%)	Cantidad (cm ² /m)	Variación (%)
positivo	5.66	7.20	27.208	5.09	-10.07
negativo	5.66	7.20	27.208	5.09	-10.07
Voladizo	3.96	7.20	81.818	4.68	18.18
Distribución	3.79	4.82	27.177	3.41	-10.03
Contracción y temperatura	0.68	2.65	--	2.65	--

Fuente: elaboración propia.

La cantidad de refuerzo positivo máximo para la losa se da en ASD, esto se debe a los factores de seguridad que afectan a los esfuerzos admisibles de los materiales, en el cálculo del acero, factores que no intervienen en LDF y LRFD, cuyo cálculo de acero son iguales y que la diferencia está dada por el momento último producto de las combinaciones de cargas.

c) Relación de momento resistente y momento último (+).

Tabla 19 Relación de momentos resistentes y momentos últimos en losas.

FILOSOFIA DE DISEÑO	Momento Resistente (N.mm)	Momento último (N.mm)	Relación de momentos ($\phi M_r/M_u$)
ASD	25201567.70	24791211.20	1.02
AFD	49122459.26	48170264.80	1.02
LRFD	46023893.55	45140009.95	1.02

Fuente: elaboración propia.

Los momentos resistentes están en función a la sección de la estructura y cantidad de acero requerido, para fines comparativos se mantuvo la relación de momentos resistentes y momentos últimos en los márgenes más bajos posibles.

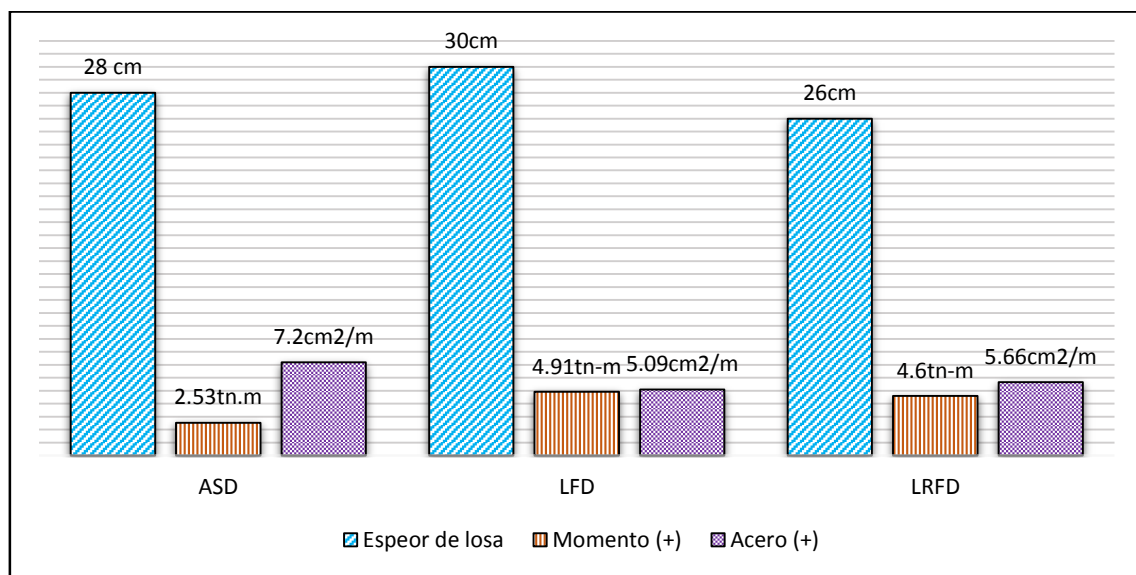
d) Espesores de diseño para losas.

Tabla 20 Relación de espesores de losas.

FILOSOFIA DE DISEÑO	espesor (cm)	% Variación
ASD	28	8
AFD	30	15
LRFD	26	--

Fuente: elaboración propia.

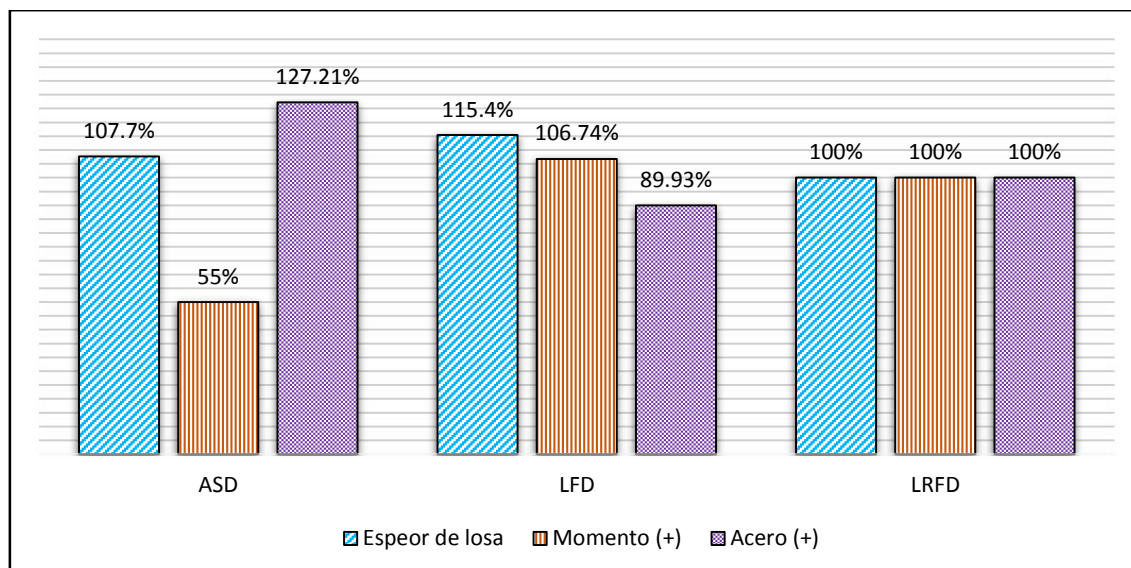
El espesor de losa se obtuvo como resultado de la demanda de acero positivo y el requerimiento de momento resistente, para lo cual se utilizaron los espesores más bajos que cumplan con las condiciones, con la finalidad de realizar una comparación más acertada.



Gráfica 1 Comparación entre espesores, momento positivo último y acero positivo para losas.

Fuente: elaboración propia.

En la gráfica podemos observar los espesores de losa, demanda de momento positivo y demanda de acero positivo para las losas.



Gráfica 2 Porcentaje de variación entre espesores, momento positivo último y acero positivo para losas, respecto a la filosofía LRFD.

Fuente: elaboración propia.

En la gráfica podemos apreciar la variación en porcentajes (%) de los espesores de losa, demanda de momento positivo y acero de refuerzo.

5.2.2 Resultados del diseño para vigas.

a) Demanda de momento positivo.

Tabla 21 Demanda de momentos positivos en vigas

FILOSOFIA DE DISEÑO	M(+) (T.m-m)	% Variación
ASD	556.73	-22
AFD	889.12	25
LRFD	711.7	--

Fuente: elaboración propia.

La demanda de momento positivo en viga, así como de la losa, está directamente afectado por las combinaciones de cargas. Teniendo como máximo valor para AFD y como mínima para ASD.

b) Demanda de Fuerza Cortante.

Tabla 22 Demanda de Fuerzas cortantes en vigas.

FILOSOFIA DE DISEÑO	Cortante (Tn)	% Variación
ASD	111.420	-17
AFD	190.486	37
LRFD	138.631	--

Fuente: elaboración propia.

La fuerza cortante, de la misma forma que para el momento es calculado con las cargas obtenidas por las combinaciones de cargas, siendo la mayor fuerza cortante solicitante en AFD y la mínima en ASD.

c) Cantidades de Refuerzo.

Tabla 23 Cantidades de acero de refuerzo para vigas.

Descripción del acero de refuerzo	LRFD	ASD		LFD	
	Cantidad (cm ² /m)	Cantidad (cm ² /m)	Variación (%)	Cantidad (cm ² /m)	Variación (%)
positivo	133.13	159.30	19.66	152.12	14.26
negativo	26.94	28.20	4.68	29.62	9.95

Fuente: elaboración propia.

El refuerzo máximo en vigas, se obtuvo en ASD debido a los altos factores de seguridad utilizados en el cálculo del acero, que disminuyen los esfuerzos permisibles de los materiales.

d) Relación de momento resistente y momento último (+)

Tabla 24 Relación de momentos resistentes y momentos últimos para vigas

NORMA DE DISEÑO	Momento Resistente (N.mm)	Momento último (N.mm)	Relación de momentos ($\phi M_r/M_u$)
ASD	5459683378	5459656255	1.00
AFD	9405937171	8719288648	1.08
LRFD	7510891455	6979392805	1.08

Fuente: elaboración propia.

La relación de momentos resistentes y momentos últimos se trabajaron en los más bajos aceptables, con la finalidad de obtener valores límites con el fin de tener datos más exactos para la comparación.

e) Peraltes de diseño para vigas.

Tabla 25 Peraltes de diseño de vigas.

FILOSOFIA DE DISEÑO	Peralte (m)	% Variación
ASD	2.44	44
LFD	1.86	9
LRFD	1.70	--

Fuente: elaboración propia.

Los peraltes de las vigas se obtuvieron como resultado de la demanda de acero positivo y el requerimiento de momento resistente, para lo cual se utilizaron los espesores más bajos que cumplan con las condiciones, con la finalidad de realizar una comparación más acertada.

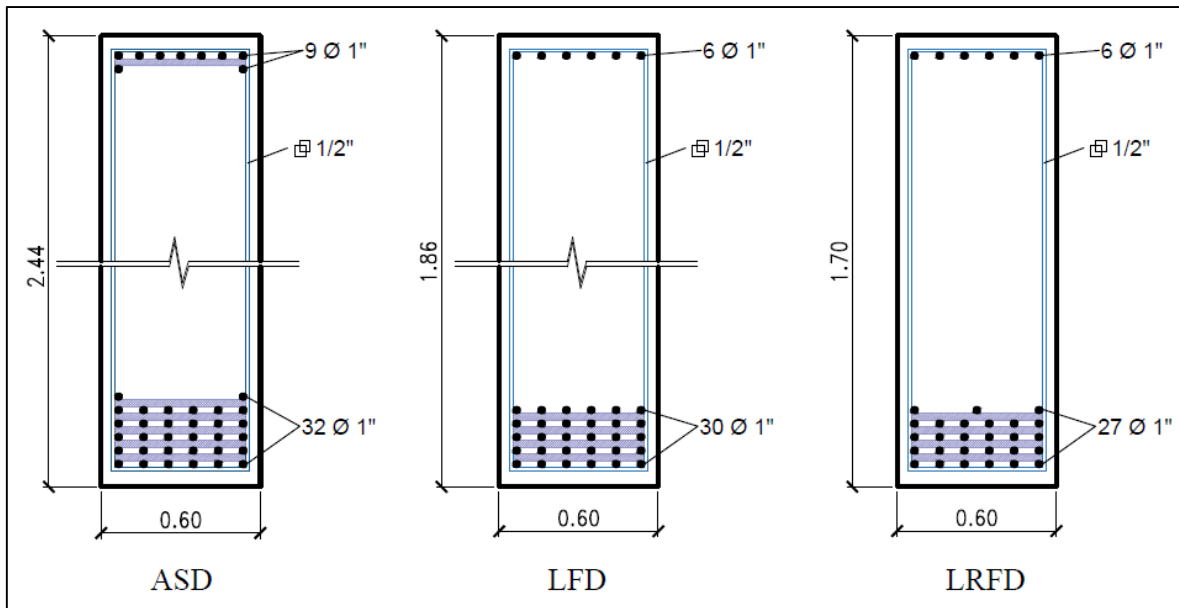
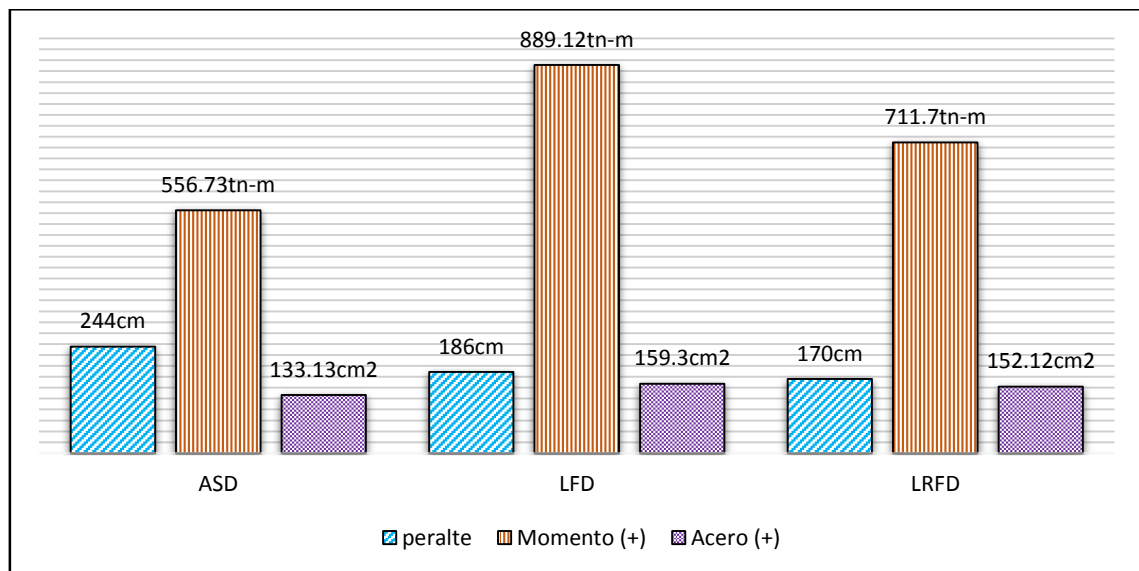


Ilustración 8 Detalle de acero en vigas para las filosofías de diseño ASD, LFD y LRFD.

Fuente: elaboración propia.

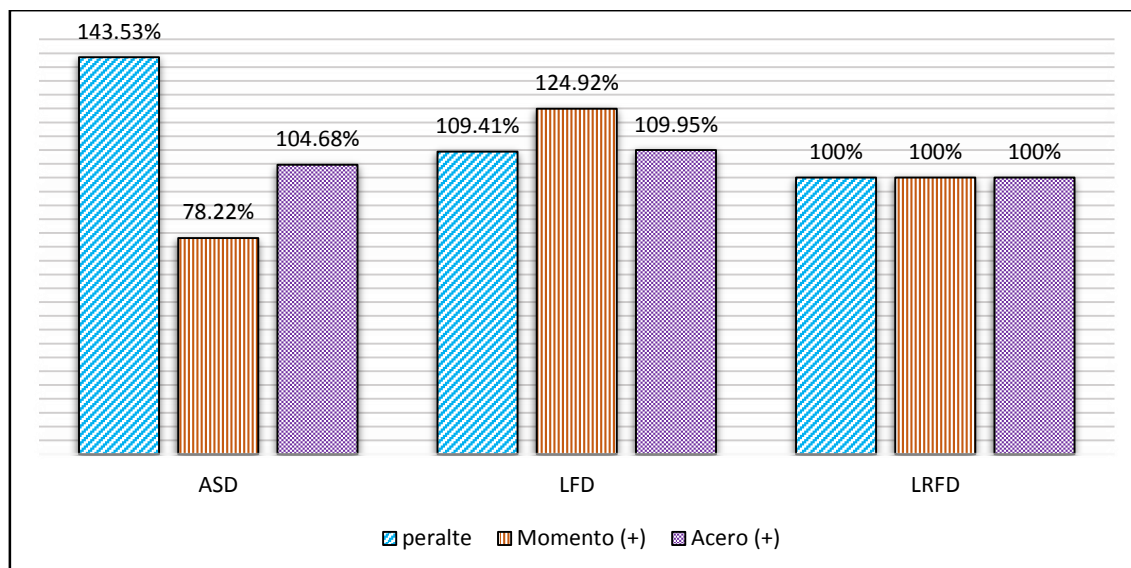
En la ilustración podemos apreciar los detalles de armadura de las vigas, en la que se utilizó varillas de acero de $\varnothing 1''$ para requerimiento en flexión, distribuidos en capas de seis varillas cada una, separadas entre capas por un espacio de una pulgada y varillas de $\varnothing 1/2''$ para los estribos.



Gráfica 3 Comparación entre peralte, momento positivo último y acero positivo para vigas.

Fuente: elaboración propia.

En la gráfica podemos observar los peraltes, demanda de momento positivo y demanda de acero positivo para las vigas.



Gráfica 4 Porcentaje de variación entre peralte, momento positivo último y acero positivo para vigas, respecto a la filosofía LRFD.

Fuente: elaboración propia.

En la gráfica podemos observar las variaciones en porcentajes (%), para los peraltes, demanda de momento positivo y demanda de acero positivo para las vigas.

5.3 CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Luego de obtener los resultados de los diseños para las filosofías de diseño para ASD, LFD y LRFD podemos decir que la hipótesis planteada ha sido correcta, en efecto los factores que afectan a las cargas vivas, peso propio y cargas muerta en la combinación de cargas, afectan directamente a los esfuerzos resultantes, y como consecuencia de esto a la variación de armadura requerida en cada diseño, siendo el método LRFD la que más combinaciones de carga ofrecen y consecuentemente la que proporciona una representación más acertada a la realidad de los puentes en cada proyecto.

En consecuencia, el método de diseño de puentes que mejor se ajusta a la realidad de Perú es el método LRFD, por las consideraciones que ofrece y la optimización del proyecto.

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Se realizó la revisión bibliográfica, así como la comparación entre los métodos de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) y Factores de Carga y Resistencia (LRFD), aplicada a la superestructura de un puente viga de concreto armado, correspondientes a puentes simplemente apoyados, llegando a las siguientes conclusiones:

1. En LRFD, con base en la teoría de la confiabilidad se define el nivel de seguridad (índice de confiabilidad), β donde para los diversos tipo y configuraciones de puentes se tiene un $\beta \approx 3.5$, en la que la probabilidad de falla es de 0.02%, mientras que en ASD y LFD, se tienen $\beta < 2.0$ o $\beta > 4.5$, siendo $\beta < 2.0$ probabilidad de falla de 4% (costos elevados de mantenimiento) y $\beta > 4.5$ Diseño conservador y costoso. La carencia en el método ASD está en que no es posible determinar de manera cuantitativa los factores de seguridad FS, y que más bien se dan de forma subjetiva, mientras que en LFD se encuentran inexactitudes en el análisis por trabajar con factores de carga constantes para todos los casos, no teniendo en cuenta las características propias del proyecto.
2. En la combinación de cargas, las tres filosofías de diseño poseen sus propios coeficientes de modificación de cargas, además en LRFD se aprecia un factor de modificación de carga que toma en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia, según el tipo de carga, lo que en ASD Y LFD no se toma mucha importancia.
3. En el requerimiento de resistencia en flexión, para miembros de concreto armado, en LRFD y LFD son iguales, mientras que en ASD la capacidad de la sección a flexión depende de la relación modular (n) y de los esfuerzos admisibles del concreto en compresión y del acero de refuerzo.
4. En lo que se refiere a la demanda de momentos positivos en losa, se aprecia un decremento del orden del 45% en ASD y un incremento en el orden del 7% en LDF, respecto a LRFD, mientras que para vigas se aprecia un decremento en el orden del 22% para ASD e incremento en el orden del 25% para LFD, respecto a LRFD; diferencia producto de la combinación de cargas para cada filosofía de diseño. Esta variación está directamente afectada por las combinaciones de cargas y los factores de cargas que interviene en las mismas.

5. Con respecto al espesor de losa, se nota un incremento del orden del 8% en LFD y del orden del 15% ASD respecto a LRFD, que son similares. Con respecto a al peralte ultimo de diseño de la viga, se tienen incrementos en ASD del orden del 44% y en LFD del orden del 9%, ambos incrementos respecto al peralte de LRFD, producto de la verificación de la cantidad acero de refuerzo máximo.
6. En el caso del acero de refuerzo por flexión positivo, se nota un incremento en el orden del 19.66% para ASD y un incremento en el orden del 14.26% para LFD, respecto al requerimiento de acero para LRFD.
7. Por todo lo anterior podemos decir que el método de diseño LRFD, ha incorporado grandes aportes al diseño de estructuras de puentes, tratando a cada proyecto de forma singular, que han logrado una optimización de recursos considerables en comparación de sus antecesores.

6.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda hacer la comparación del método de diseño por factores de cargas y resistencias (LRFD) con normas internacionales como las normas europeas o similares con la finalidad de evaluar las diferencias, ventajas y desventajas que poseen.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1973). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington D.C: General Offices.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2002). *Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD*. Washington.
- American Concrete Institute. (2011). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11)*. USA.
- Cruz Arcos, J. J. (2016). *Comparación entre los Métodos de Diseño por Esfuerzos Permisibles AASHTO ASD Y LRFD, Aplicado a Puente Sobre el Río Mira*. Sangolquí.
- De Luna del Rosario, J. B. (202). *Manual de Puentes*. Chile: Universidad Central de Chile.
- Dhayan Rafael, M. O., & Henry Edinson, S. N. (2015). *Diseño de un Puente Sobre El Río Olichoco Km. 27+000 Entre Los Anexos de Yanasara y Pallar, Distrito de Curgos-Sánchez Carrión – La Libertad*. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- Enrique Arturo, V. M. (2015). *Elección y Diseño de Alternativa de Puente Sobre el Río Chilloroya (Cusco) para Acceso a la Planta de Procesos del Proyecto Constancia*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gomez Jhonson, R. C. (2008, Abril). Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales. México, Ciudad DF, México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Jiménez Hualpa, D. D. (2011). *Bridges*. Winter: Atlantic International University.
- Jiménez Ruiz, M. J. (2016). *Diferencia entre los códigos "ASD" y "LRFD" adaptándose al "IMCA"*. Aguascalientes : Universidad Autónoma de Aguascalientes.
- Llopiz, C. R. (2013). *Filosofía de Diseño para Estructuras de Hormigón Armado*. Mendoza-Argentina: Universidad Nacional de Cuyo.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Puentes*. Lima.

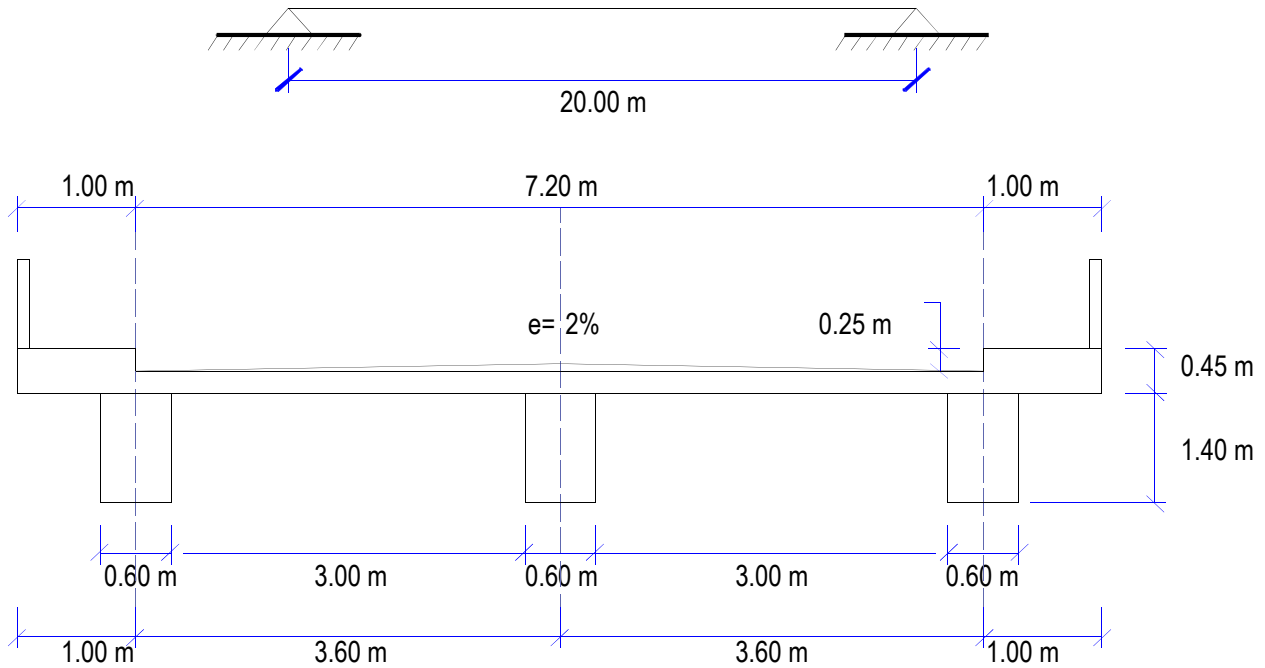
- MSc. Ing. Rodríguez Serquén, A. (2016). *Puentes Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition)*. Perú.
- Ochoa Espinoza, C. A. (2008). Diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado. Comparación entre diseño según norma AASHTO standard (método ASD) y norma AASHTO LRFD. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile.
- Ramirez Coria, P. E., & Leon Avila, N. J. (2010). *Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312*. Cochabamba - Bolivia: Universidad Mayor de San Simón.
- Richard Mijael, F. B., & Oscar Enrique, L. S. (2015). *Diseño de Puentes con vigas Prefabricadas*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Seminario Manrique, E. (2004). *Guía para el Diseño de Puentes con vigas y losas*. Piura-Perú: Universidad de Piura.
- Yerson, B. L. (2014). *Fallas Estructurales del Puente Chacarume, Celendin; Según la directiva N° 01-2006-MTC/14, del Ministerio de Transportes y Comunicaciones*. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.

ANEXO 01

*Diseño de Puente por Filosofía de Diseño
por Esfuerzos Admisibles (ASD).*

PREDIMENSIONAMIENTO DE PUENTE

Se diseñará un puente ubicado en Cajamarca, de dos carriles y una luz de 20 metros



Ancho de la viga

Siendo:

S' = espaciamiento entre ejes de vigas

L = luz del puente

$$b = 0.0157\sqrt{S'} \cdot L \quad (\text{Continuos Concrete Bridges, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION})$$

$$b = 0.596 \text{ m} \quad \text{Adoptamos } b = \mathbf{0.600 \text{ m}}$$

Espesor de losa

a) En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{\min} = 0.175 \text{ m} \quad (\text{AASHTO LRFD Art. 9.7.1.1})$$

b) Acero principal perpendicular al tráfico:

$$t_{\min} = \frac{S + 3}{30} \geq 0.165 \quad t_{\min} = 0.200 \text{ m}$$

c) En voladizos de concreto que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de losa es:

$$t_{\min} = 0.200 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con:

0.200 m

Peralte de viga

$$h_{\min} = 0.07L \quad (\text{AASHTO LRFD Tabla 2.5.2.6.3-1})$$

$$h_{\min} = 1.400 \text{ m} \quad \text{Adoptamos } h = \mathbf{1.400 \text{ m}}$$

DISEÑO DE LOSA (ASD)

1.1. METRADO DE CARGAS

a.- En los tramos intermedios

* Carga muerta

_ Peso de la losa = $0.28 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ Tn/m}^3 =$	0.700 Tn/m
_ Peso del asfalto = $0.05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.2 \text{ Tn/m}^3 =$	0.110 Tn/m
	$D_i = 0.810 \text{ Tn/m}$

b.- En volados

* Carga muerta

_ Peso de la losa + vereda = $0.53 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ Tn/m}^3 =$	1.33 Tn/m
_ Peso piso terminado = $1 \text{ m} \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 =$	0.10 Tn/m
	$D_v = 1.43 \text{ Tn/m}$

* Carga en baranda

_ Carga muerta	$P_D = 0.080 \text{ Tn/m}$
_ Sobrecarga	$P_L = 0.150 \text{ Tn/m}$

* Sobrecarga peatonal:

$$L_v = 0.360 \text{ Tn/m}$$

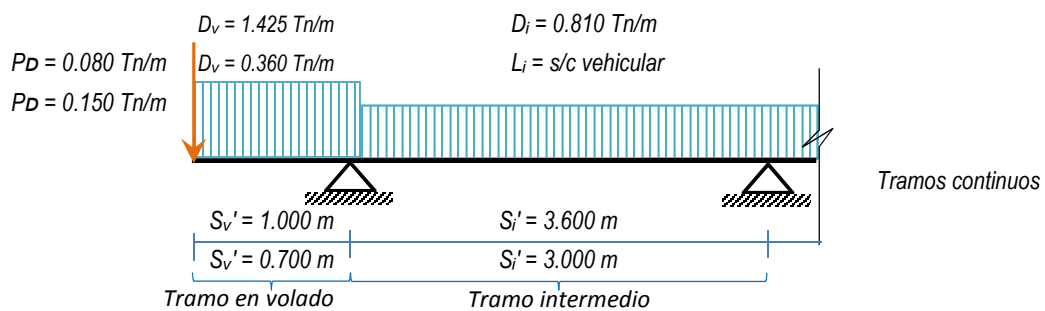
1.2. COEFICIENTE DE IMPACTO

(Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos)

$$I = \frac{15000}{S + 38000} \leq 30\%$$

$$\rightarrow I = 0.30$$

1.3. CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES



a.- En tramos intermedios

* Por carga muerta

$$(+)\ M_D = D_i S_i^2 / 10 = 0.81 \times 3^2 / 10 = 0.729 \quad M_D = 0.729 \text{ Tn-m}$$

* Por sobrecarga vehicular

$$M_{LL} = \left(\frac{P^*}{E} \right) X$$

$$E_{\text{carga rueda}} = (120 + 0.6S) \leq 2130 \text{ mm}$$

$$P^* = P_{CMOP}$$

$$P = 7.26 \quad T.$$

$$C_{mop} = 1.2 \quad m$$

$$P^* = 8.712 \quad m$$

$$E = 1.92 \quad m$$

$x =$ distancia entre el punto de aplicación de la carga y el borde del voladizo (la carga de rueda se aplica a 0.305m del guardavías)

$$x = 0.305 \quad m$$

$$M_L = 1.384 \text{ Tn-m}$$

Por impacto

$$M_I = M_L \times I = 1.3839375 \times 0.3 = 0.4152$$

$$M_I = 0.415 \text{ Tn-m}$$

b.- En voladizos

* Por carga muerta

$$(-) M_D = D_i S_v^2/2 + P_D \times S_v = 1.425 \times 0.7^2/2 + 0.08 \times 0.7 = 0.4051$$

$$M_D = 0.405 \text{ Tn-m}$$

* Momento por sobrecarga

$$(-) M_{s/c} = L_v S_v^2/2 + P_L \times S_v = 0.36 \times 0.7^2/2 + 0.15 \times 0.7 = 0.1932$$

$$M_L = 0.193 \text{ Tn-m}$$

c.- Momento último

* En tramos intermedios

$$M_{sol} = M_{DL} + M_{LL} + M_{IL}$$

$$M_U = 2.528 \text{ Tn-m}$$

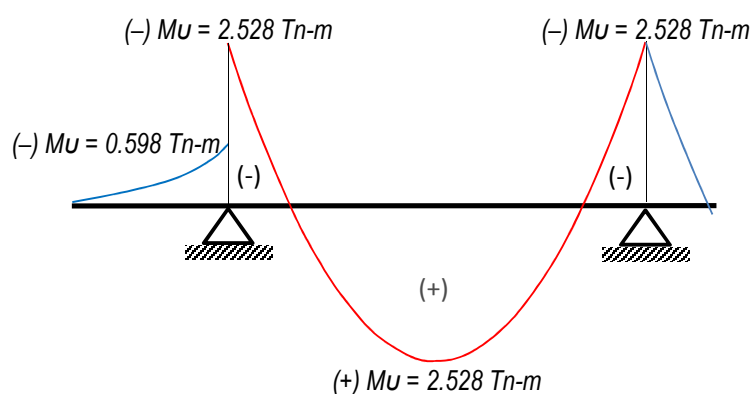
* En volado

Caso normal

$$M_{sol} = M_{DL} + M_{s/c}$$

$$M_U = 0.598 \text{ Tn-m}$$

d.- diagrama de los momentos flectores últimos



Para el momento negativo del tramo central $M(-)$ no hay norma, solo es un criterio tomar los siguientes valores:

Si $M(+)$ es pequeño ($\leq 5 \text{ Tn-m}$) $\rightarrow M(-) = M(+)$

Si $M(+)$ es grande ($> 5 \text{ Tn-m}$) $\rightarrow M(-) = M(+)/2$

1.4. VERIFICACION DEL ESPESOR DE LA LOSA

a.- Por el método elástico:

Espesor de la losa:

$$e = 28 \text{ cm}$$

Recubrimiento efectivo:

$$r_e = 4 \text{ cm}$$

$$e = 28 \text{ cm}$$

$$d = 24 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Momento de servicio

$$M_s = M_D + M_L + M_I = 0.729 + 1.3839375 + 0.415 = 2.5279375$$

$$M_s = 2.528 \text{ Tn-m}$$

Peralte mínimo de servicio: d_{min}

$$d_{min} = \sqrt{\frac{(2M_s)}{(f_c \cdot K \cdot J \cdot b)}}$$

$$f_s = 0.50f_y = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ó} \quad 1700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45f'_c = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$K = (nf_c)/(nf_c + f_s) = 0.372$$

$$J = 1 - K/3 = 0.876$$

$$d_{min} = \sqrt{[2 \times 2.5279375 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / (126 \text{ Kg-cm}^2 \times 0.372 \times 0.876 \times 100 \text{ cm})]} = 11.0966$$

$$d_{min} = 11.10 \text{ cm}$$

Comparando:

$$d_{real} > d_{min}$$

$$24 \text{ cm} > 11.10 \text{ cm}$$

OK!

b.- Por el método plástico (resistencia última)

$$d_{min} = \sqrt{\frac{(M_u (+))}{(K_u b)}} = \sqrt{[2.528 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / (66.0402 \text{ Kg-cm}^2 \times 100 \text{ cm})]} = 6.19 \text{ cm}$$

$$d_{real} > d_{min}$$

$$24 \text{ cm} > 6.19 \text{ cm}$$

OK!

1.5. DISEÑO POR FLEXIÓN

a.- Tramos intermedios

$d = 24 \text{ cm}$	\approx	240	mm
$b = 100 \text{ cm}$	\approx	1000	mm
$(+) M_u = 2.528 \text{ Tn-m}$	\approx	24791211.2	N.mm/mm
$(-) M_u = 2.528 \text{ Tn-m}$	\approx	24791211.2	N.mm/mm

Para $M_u (+)$

Acero de refuerzo

$$f'_c = 28.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 25399.2 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420.00 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_c = 11.20 \text{ MPa}$$

$$n = 7.87426$$

$$f_r = 3.28 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.69 \text{ MPa}$$

$$f_s = 165.00 \text{ MPa}$$

$$K_b d = \left(\frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \cdot d$$

$$j_b d = \left(1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d$$

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b \cdot d \cdot f_s} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$K_b = 0.34832$$

$$A_s = 7.08276 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$j_b d = 212.134 \text{ mm}$$

$$\rho = 0.00295$$

- Cuantía máxima

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s} = 0.0120$$

– Cuantía mínima para losas

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0030$$

Comparando

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

Acero mínimo

– Área de acero positivo

$$A_s^{(+)} = \rho b d = 0.00295115107427367 \times 100 \times 24 = 7.0828$$

$$A_s^{(+)} = 7.08 \text{ cm}^2$$

– Área de acero mínimo

$$A_s^{min} = \rho_{min} b d = 0.003 \times 100 \times 24 = 7.2$$

$$A_s^{min} = 7.20 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es menor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(+)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 6

$$\rightarrow A_b = 2.85 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100 A_b / A_s = 39.58 \text{ cm}$$

– Espaciamiento máximo: S_{max}

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm. (E-0.60, Item 9.8.1)

$$S_{max} = 3h_f = 3 \times 28 = 84 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{max} = 40 \text{ cm} \quad (\text{E-0.60 - Item 10.5.4})$$

Consideramos:

$$S = 39 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 6 @ 39 cm

Chequeo por momento resistente

$$M_r = A_s \cdot j_b \cdot d \cdot f_s$$

$$M_r = 25201567.7 \text{ N.mm}$$

OK!

Para Mu (–)

Acero de refuerzo

$$f'_c = 28.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 25399.2 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420.00 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_c = 11.20 \text{ MPa}$$

$$n = 7.87426$$

$$f_r = 3.28 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.69 \text{ MPa}$$

$$f_s = 165.00 \text{ MPa}$$

$$K_b d = \left(\frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \cdot d$$

$$j_b d = \left(1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d$$

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b \cdot d \cdot f_s} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$K_b = 0.34832 \qquad A_s = 7.08276 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$j_b d = 212.134 \text{ mm} \qquad \rho = 0.00295 \text{ mm}$$

– Cuantía máxima

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s} = 0.0120$$

– Cuantía mínima para losas

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0030$$

Comparando

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

Acero mínimo

– Área de acero negativo

$$A_s^{(-)} = \rho b d = 0.00295115107427367 \times 100 \times 24 = 7.0828$$

$$A_s^{(-)} = 7.08 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es menor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(-)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f = \# 6$

$$\rightarrow A_b = 2.85 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100 A_b / A_s = 39.58 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 39 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 6 @ 39 cm

b.- Volados

$$(-) M_u = 0.598 \text{ Tn-m} \approx 5864376.7 \text{ N.mm/mm}$$

Acero de refuerzo

$$f'_c = 28.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 25399.2 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420.00 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_c = 11.20 \text{ MPa}$$

$$n = 7.87426$$

$$f_r = 3.28 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.69 \text{ MPa}$$

$$f_s = 165.00 \text{ MPa}$$

$$K_b d = \left(\frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \cdot d$$

$$j_b d = \left(1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d$$

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b \cdot d \cdot f_s} \qquad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$K_b = 0.34832 \qquad A_s = 1.67543 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$j_b d = 212.134 \text{ mm} \qquad \rho = 7E-06 \text{ mm}$$

– Cuantía máxima

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s} = 0.0120$$

– Cuantía mínima para losas

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0030$$

Comparando

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

Acero mínimo

– Área de acero negativo

$$A_s^{(-)} = pbd = 6.98096654436573E-06 \times 24 \times 100 = 0.0168$$

$$A_s^{(-)} = 0.02 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(-)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f = \# 4$

$$\rightarrow A_b = 1.27 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 17.64 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 17 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 4 @ 17 cm

c.- Acero de distribución

El acero será un porcentaje del acero principal.

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = 70.108$$

$$\text{optamos} = 67 \%$$

$$A_s = 4.82 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f = \# 4$

$$\rightarrow A_b = 1.27 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 26.33 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 26 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 4 @ 26 cm

c.- Acero de repartición por temperatura: Para tramos intermedios y volados

– Área de acero mínimo

$$A_s \text{ min} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f = \# 3$

$$\rightarrow A_b = 0.71 \text{ cm}^2$$

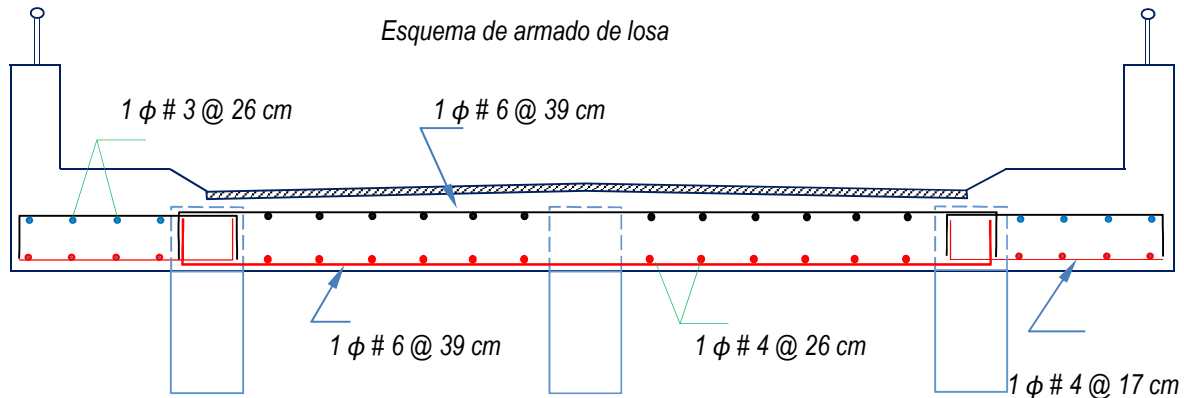
– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 26.79 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 26 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 3 @ 26 cm



1.6. VERIFICACION POR CORTE

a.- En tramos intermedios

* Por carga muerta

$$V_D = D_i S / 2 = 0.81 \times 3 / 2 = 1.215$$

$$V_D = 1.215 \text{ Tn}$$

* Por sobrecarga vehicular

$$P/E = 7.39 \text{ Tn} / 1.92 \text{ m} = 3.849$$

$$P/E = 3.849 \text{ Tn/m}$$

$$V_L = [3.849 \times 1.5 + 3.849 \times (1.5 + 1.8)] / 3.3 = 5.5985$$

$$V_L = 5.599 \text{ Tn}$$

* Por impacto

$$V_I = V_L \times I = 5.599 \times 0.3 = 1.6797$$

$$V_I = 1.680 \text{ Tn}$$

* Cortante último

$$V_{sol} = V_{DL} + V_{LL} + V_I$$

$$V_u = 8.494 \text{ Tn}$$

Chequeo por corte

Esfuerzo de corte de diseño, V :

$$V = \frac{V_d}{b_w \cdot d}$$

Donde:	$V_d =$	Fuerza cortante de diseño =	8.49	T
			83297.69	N
	$M_u =$	Momento de diseño	2.53	T-m
			24791211.2	N-mm
	$d =$	Altura util de la viga =	240	mm
	$b_w =$	Ancho del alma =	1000	mm
		Utilizando un s mínimo =	200	mm
		$f_s =$	165	MPa

$$v_c = 0.075 \sqrt{f'c} + 7.58 \left(\frac{V \cdot d}{M} \right) \leq 0.133 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.075 \sqrt{f'c} + 7.58 \left(\frac{V \cdot d}{M} \right) = 61.521 \text{ MPa}$$

$$0.133 * \sqrt{f'c} = 2.226 \text{ MPa}$$

$$v_c = 2.226 \text{ MPa}$$

$$v = 0.35 \text{ MPa}$$

Comparando

$$V \leq V_c$$

OK! No necesita refuerzo por corte

b.- En volados

* Por carga muerta

$$V_D = D_v S_v + P_D = 1.425 \times 0.7 + 0.08 = 1.078$$

$$V_D = 1.078 \text{ Tn}$$

* Por carga viva

$$V_L = L_v S_v + P_L = 0.36 \times 0.7 + 0.15 = 0.402$$

$$V_L = 0.402 \text{ Tn}$$

* Cortante último

$$V_{sol} = V_D + V_L = 1.078 + 0.402 = 1.48$$

$$V_u = 1.480 \text{ Tn}$$

Comparando

$$V \leq \phi V_c$$

$$0.06 \text{ Tn} \leq 2.23 \text{ Tn}$$

OK! No necesita refuerzo por corte

DISEÑO DE VIGA (ASD)

2.1. PREDIMENSIONAMIENTO

$$b = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 244 \text{ cm}$$

2.2. METRADO DE CARGAS

$$P_D = 0.080 \text{ Tn/m}$$

$$P_L = 0.150 \text{ Tn/m}$$

2.2.1.- Carga muerta

$$\textcircled{1} \quad D_v S_v' = 1.425 \times 1 = 1.425$$

$$1.425 \text{ Tn}$$

$$\textcircled{2} \quad D_i S_i / 2 = 0.81 \times 3.6 / 2 = 1.458$$

$$1.458 \text{ Tn}$$

$$\textcircled{3} \quad b(t-e) \gamma_c = 0.6 \times 2.16 \times 2.5 = 3.24$$

$$3.240 \text{ Tn}$$

$$\textcircled{4} \quad P_D = 0.08$$

$$0.080 \text{ Tn}$$

$$W_D = 6.203 \text{ Tn}$$

2.2.2.- Carga viva

a.- Carga peatonal

$$\textcircled{1} \quad L_v S_v' = 0.36 \times 1 = 0.36$$

$$0.360 \text{ Tn}$$

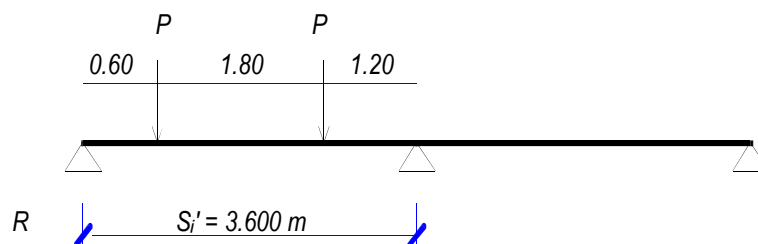
$$\textcircled{4} \quad P_L = 0.15$$

$$0.150 \text{ Tn}$$

$$W_L = 0.510 \text{ Tn}$$

b.- Coeficiente de incidencia vehicular (λ)

Determinación del coeficiente de incidencia vehicular (λ), según la norma de diseño de puentes del MTC, se usará el método de la palanca.



$$R = [1.2 \times P + (1.2 + 1.8)P] / 3.6 = 1.167P$$

$$\therefore \lambda = 1.167$$

2.2.3.- Coeficiente de impacto

$$I = 0.30$$

2.2.4.- Carga sobre la viga

$$\text{Eje delantero: } \lambda P' = 1.167 \times 35 \text{ kN} / 9.81$$

$$4.16 \text{ Tn}$$

$$\text{Eje posterior: } \lambda P' = 1.167 \times 145 \text{ kN} / 9.81$$

$$17.25 \text{ Tn}$$

2.3. CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES

2.3.1.- Por carga muerta

$$(+)\ M_D = W_D L^2 / 8 = 6.203 \times 20^2 / 8 = 310.15$$

$$M_D = 310.15 \text{ Tn-m}$$

2.3.2.- Por sobrecarga en veredas

$$(+)\ M_L = W_L L^2 / 8 = 0.51 \times 20^2 / 8 = 25.5$$

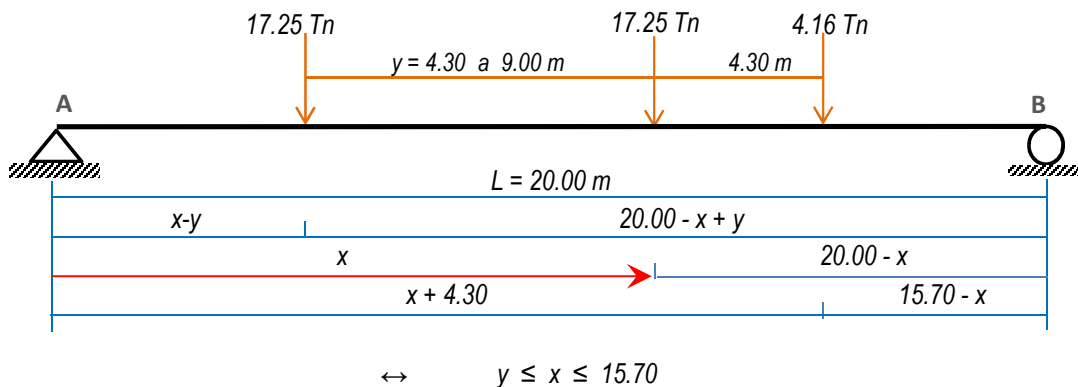
$$M_L = 25.500 \text{ Tn-m}$$

2.3.3.- Por sobrecarga vehicular

a.- Camión de diseño

Según el Reglamento del MTC, el vehículo de diseño será:

El Diagrama de cuerpo libre del camión de diseño será:



$$R_A = [17.25(20-x+y) + 17.25(20-x) + 4.16(15.7-x)] / 20$$

$$R_A = 37.77 + 0.86y - 1.93x$$

$$M(x) = R_A(x) - 17.25y = (37.77 + 0.86y)x - 1.93x^2 - 17.25y$$

De la ecuación anterior, para que el momento sea máximo 'y' debe tomar el valor mín o sea 4.30 m

$$\partial M_x = 37.77 + 0.86y - (2)1.93x = 0$$

$$x = 9.77 + 0.22y$$

$$y = 4.30 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = 10.73 \text{ m}$$

Comparando:

$$4.3 \leq x = 10.73 \leq 15.7 \quad \text{OK!}$$

Luego,

$$(+)\ M_I = (37.77 + 0.86 \cdot 4.3) \cdot 10.73 - 1.93 \cdot 10.73^2 - 17.25 \cdot 4.3$$

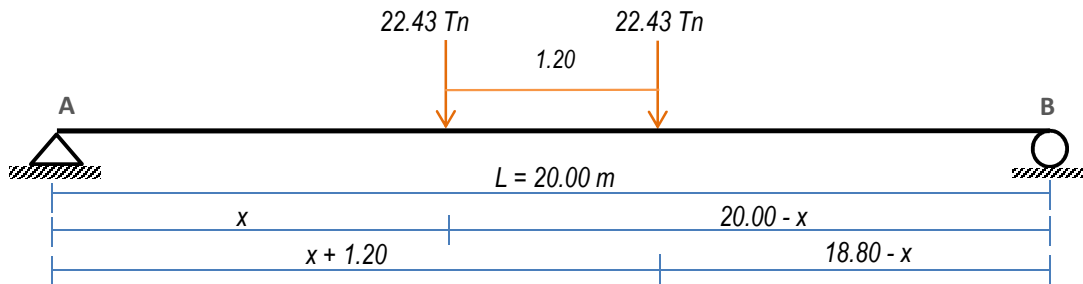
$$(+)\ M_I = 148.29 \text{ Tn-m/m}$$

Factor por N° de vías cargadas = 1.00

$$\rightarrow (+)\ M_I = 148.29 \text{ Tn-m/m}$$

b.- Eje tándem

Diagrama de cuerpo libre del Eje tándem



$$\leftrightarrow 0 \leq x \leq 18.80$$

$$R_A = [22.43 \cdot (20 - x) + 22.43 \cdot (18.8 - x)] / 20$$

$$R_A = 43.51 - 2.24x$$

$$M(x) = R_A(x) = 43.51x - 2.24x^2$$

Momento máximo:

$$\partial M_x = 43.51 - 2 \cdot 2.24x = 0$$

$$\rightarrow x = 9.70 \text{ m}$$

Comparando:

$$0 \leq x = 9.7 \leq 18.8$$

OK!

Luego,

$$M_{\text{máx}} = 43.51 (9.7) - 2.24 (9.7)^2 = 211.04 \text{ Tn-m/vía}$$

$$M_{\text{máx}} = 211.040 \text{ Tn-m/vía}$$

Convirtiendo a momento lineal

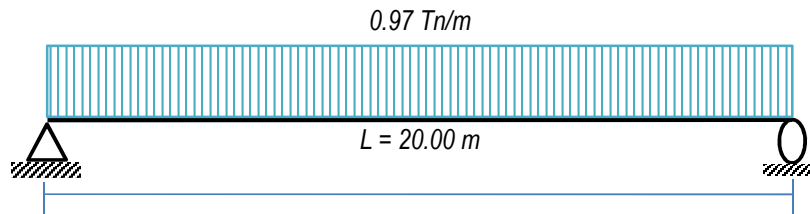
$$(+)\ M_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^{\circ} \text{ de vías cargadas}$$

$$(+)\ M_l = (211.04 \times 1.167 \times 1) / 2 = 123.14$$

$$(+)\ M_l = 123.14 \text{ Tn-m}$$

c.- Sobrecarga en el carril

Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga



$$(+)\ M_s/c = DL^2/8 = 0.97 \times 20^2 / 8 \text{ Tn-m/vía}$$

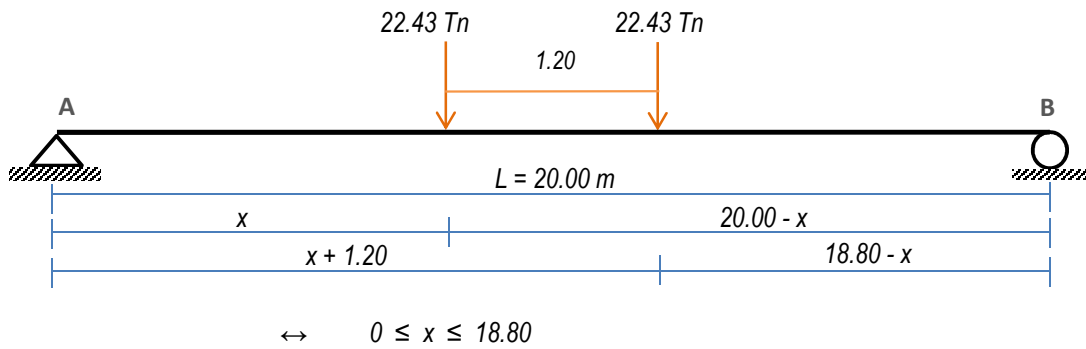
$$(+)\ M_s/c = 48.50 \text{ Tn-m/vía}$$

Convirtiendo a momento lineal

$$(+)\ M_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^{\circ} \text{ de vías cargadas}$$

$$(+)\ M_l = (48.5 \times 1.167 \times 1) / 2 = 28.3$$

$$(+)\ M_l = 28.30 \text{ Tn-m}$$



$$R_A = [22.43 \cdot (20 - x) + 22.43 \cdot (18.8 - x)] / 20$$

$$R_A = 43.51 - 2.24x$$

Cortante máximo: $x = C/2$
 $\rightarrow x = 0.48 \text{ m}$

Comparando:
 $0 \leq x = 0.48 \leq 18.8$ OK!

$$V_{\text{máx}} = 43.51 - 2.24 \cdot 0.475 \qquad V_{\text{máx}} = 42.45 \text{ Tn/vía}$$

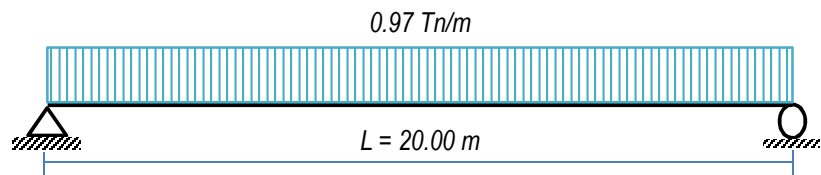
Convirtiendo a cortante lineal

$$V_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$$

$$VI = (42.45 \times 1.167 \times 1) / 2 = 24.77 \qquad VI = 24.77 \text{ Tn}$$

c.- Sobrecarga en el carril

Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga



$$V_{s/c} = D(L-c)/2 = 0.97 \times (20 - 0.0095) / 2 = 9.24 \text{ Tn/vía} \qquad V_{s/c} = 9.24 \text{ Tn/vía}$$

Convirtiendo a cortante lineal

$$V_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$$

$$VI = (9.24 \times 1.167 \times 1) / 2 = 5.39 \qquad VI = 5.39 \text{ Tn}$$

d.- Cortante de diseño: $M_{\text{máx}} + M_{s/c}$

$$VI (\text{diseño}) = 32.23 + 5.39 \qquad VI (\text{diseño}) = 37.62 \text{ Tn-m/viga}$$

e.- Cortante por impacto

$$VI = I \times V_{\text{máx}} = 0.3 \times 32.23 \text{ Tn-m/viga} \qquad VI = 9.67 \text{ Tn/viga}$$

2.5. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

2.5.1- Por flexión

a.- Momento último actuante : M_u

$$M_u = M_D + M_L + M_I$$

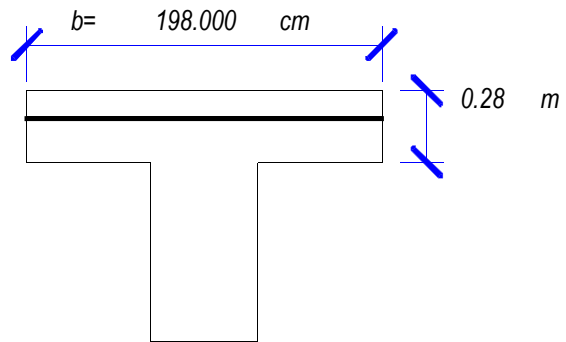
$$M_u = 310.15 + 202.09 + 44.49$$

$$M_u = 556.73 \text{ Tn-m/viga}$$

Chequeo si se diseña como viga T o viga rectangular

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$c = 0.24 \quad m$
 $M_u = 55673000 \quad Kg\cdot m$
 $d = 235.00 \quad cm$
 $f_y = 4200 \quad kg/cm^2$
 $f_c = 280 \quad kg/cm^2$



$A_s = 62.70539924 \quad cm^2$
 $\rho = 0.001347634$

$$c = 1.18 \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 f'_c} \quad c = 6.594685481$$

Como $c < t$, se diseña como viga rectangular

b.- Geometria de Viga

$$\phi M_r = f K_{um\acute{a}x} b d^2$$

$b = 60 \quad cm$
 $h = 244 \quad cm$
 $dc = 9 \quad cm$
 $d = 235 \quad cm$

Nº de capas de refuerzo	Clima Normal dc (cm)	Clima Severo dc (cm)
1	6	7
2	9	10
3	12	13

Acero de refuerzo

(+) $M_u = 556.730 \quad Tn\cdot m \quad \approx \quad 5459656255 \quad N\cdot mm/mm$

Para Mu (+)

$f'_c = 28.00 \quad MPa \quad E_c = 25399.2 \quad MPa$
 $f_y = 420.00 \quad MPa \quad E_s = 200000 \quad MPa$
 $f_c = 11.20 \quad MPa \quad n = 7.87426$
 $f_r = 3.28 \quad MPa$
 $f_t = 0.69 \quad MPa$
 $f_s = 165.00 \quad MPa$

$$j_b d = \left(1 - \frac{k_b}{3}\right) \cdot d$$

$$K_b d = \left(\frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}}\right) \cdot d \quad A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b \cdot d \cdot f_s} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$K_b = 0.34832 \quad A_s = 159.299 \quad cm^2/m$
 $j_b d = 2077.15 \quad mm \quad \rho = 0.0113 \quad mm$

- Cuantía máxima

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s} = 0.0120$$

– Cuantía mínima para losas

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0030$$

Comparando

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

OK!

– Área de acero positivo

$$A_s^{(+)} = \rho b d = 0.0112978162127113 \times 60 \times 235$$

$$A_s^{(+)} = 159.30 \text{ cm}^2$$

φ	φ
# 8	# 6
32	0
162.24 cm ²	0.00 cm ²
Área total = 162.24 cm ²	

Cambie combinación

Usaremos: 32 ϕ # 8

c. Chequeo por Momento resistente

$$M_r = A_s \cdot j_b \cdot d \cdot f_s$$

$$M_r = 5459683378 \text{ N.mm}$$

OK!

– Área de acero negativo

$$A_s \text{ mín} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.003 \times 60 \times 235$$

$$A_s \text{ mín} = 42.30 \text{ cm}^2$$

φ	φ
# 8	# 6
9	0
45.63 cm ²	0.00 cm ²
Área total = 45.63 cm ²	

Cambie combinación

Usaremos: 9 ϕ # 8

– Área de acero lateral por flambéo

$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 60 \times 235$$

$$A_{s \text{ lat}} = 28.20 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento máximo

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

$$S \leq 380(250/f_s) - 2.5 \times d_c \quad f_s \text{ (Mpa) y } d_c \text{ (mm)}$$

$$S \leq 300(250/f_s)$$

$$f_s = M_s / (\phi \times d \times A_s)$$

d. Chequeo por Corte

Esfuerzo de corte de diseño, V:

$$V = \frac{V_d}{b_w \cdot d}$$

Donde:	$V_d =$	Fuerza cortante de diseño =	114.42	T
			1122076.89	N
	$M_u =$	Momento de diseño	556.73	T-m
			5459656255	N-mm
	$d =$	Altura util de la viga =	2230	mm
	$b_w =$	Ancho del alma =	600	mm
		Utilizando un s mínimo =	200	mm
		$f_s =$	165	MPa

$$v_c = 0.075\sqrt{f'c} + 7.58\left(\frac{V \cdot d}{M}\right) \leq 0.133\sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.075\sqrt{f'c} + 7.58\left(\frac{V \cdot d}{M}\right) = 3.871 \quad \text{MPa}$$

$$0.133 * \sqrt{f'c} = 2.226 \quad \text{MPa}$$

$$v_c = 2.226 \quad \text{MPa}$$

$$v = 0.84 \quad \text{MPa}$$

Comparando

$$V \leq V_c$$

OK! No necesita refuerzo por corte

ANEXO 02

*Diseño de Puente por Filosofía de Diseño
por Factores de Carga (LFD).*

DISEÑO DE LOSA (LFD)

1.1. METRADO DE CARGAS

a.- En los tramos intermedios

* Carga muerta

_ Peso de la losa = $0.3 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ Tn/m}^3 =$	0.750 Tn/m
_ Peso del asfalto = $0.05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.2 \text{ Tn/m}^3 =$	0.110 Tn/m
	$D_i = 0.860 \text{ Tn/m}$

b.- En volados

* Carga muerta

_ Peso de la losa + vereda = $0.55 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ Tn/m}^3 =$	1.38 Tn/m
_ Peso piso terminado = $1 \text{ m} \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 =$	0.10 Tn/m
	$D_v = 1.48 \text{ Tn/m}$

* Carga en baranda

_ Carga muerta	$P_D = 0.080 \text{ Tn/m}$
_ Sobrecarga	$P_L = 0.150 \text{ Tn/m}$

* Sobrecarga peatonal:

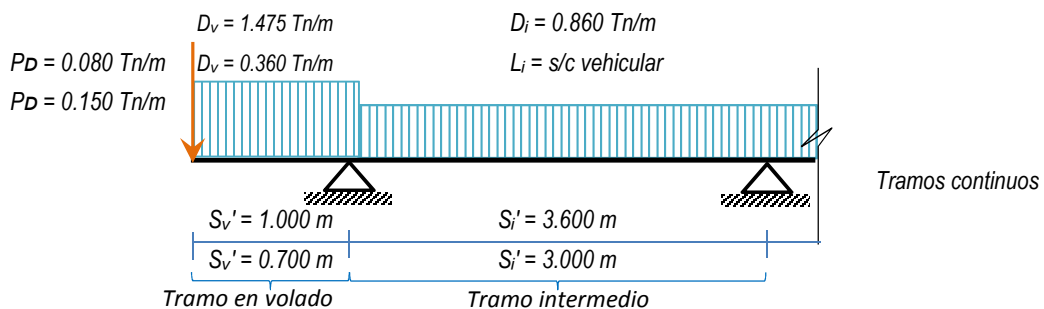
$L_v = 0.360 \text{ Tn/m}$

1.2. COEFICIENTE DE IMPACTO

$$I = \frac{15000}{S + 38000} \leq 30\%$$

→ $I = 0.30$

1.3. CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES



a.- En tramos intermedios

* Por carga muerta

(+) $M_D = D_i S_i^2 / 10 = 0.86 \times 3^2 / 10 = 0.774$ $M_D = 0.774 \text{ Tn-m}$

* Por sobrecarga vehicular

$$M_{LL} = \left(\frac{P^*}{E} \right) X$$

$$E_{\text{carga rueda}} = (120 + 0.6S) \leq 2130 \text{ mm}$$

$P^* = P_{CMOP}$

$P = 7.26 \quad T.$

$C_{mop} = 1.2 \quad m$

$P^* = 8.712 \quad m$

$E = 1.92 \quad m$

$x =$ distancia entre el punto de aplicación de la carga y el borde del voladizo (la carga de rueda se aplica a 0.305m del guardavías)

$x = 0.305 \quad m$

$$M_L = 1.384 \text{ Tn-m}$$

Por impacto

$$M_I = M_L \times I = 1.3839375 \times 0.3 = 0.4152$$

$$M_I = 0.415 \text{ Tn-m}$$

b.- En voladizos

* Por carga muerta

$$(-) M_D = D_i S_v^2 / 2 + P_D \times S_v = 1.475 \times 0.7^2 / 2 + 0.08 \times 0.7 = 0.4174$$

$$M_D = 0.417 \text{ Tn-m}$$

* Momento por sobrecarga

$$(-) M_{s/c} = L_v S_v^2 / 2 + P_L \times S_v = 0.36 \times 0.7^2 / 2 + 0.15 \times 0.7 = 0.1932$$

$$M_L = 0.193 \text{ Tn-m}$$

c.- Momento último

* En tramos intermedios

$$M_u = 1.3(M_D + 1.67(M_L + 0.75M_I))$$

$$\rightarrow M_u = 1.3(0.774 + 1.67 \times 1.3839375 + 1.67 \times 0.415) = 4.9117$$

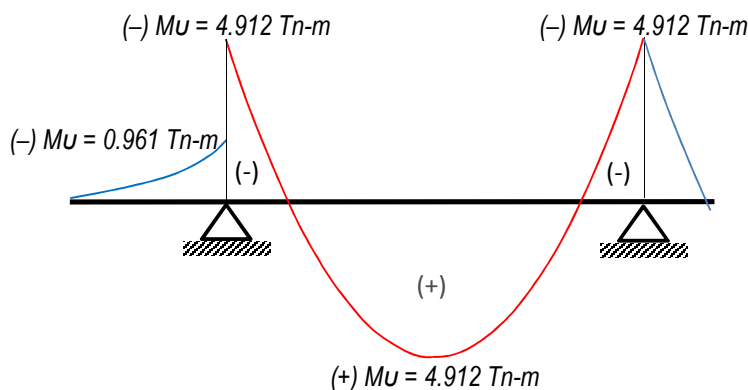
$$M_u = 4.912 \text{ Tn-m}$$

* En volado

$$M_u = 1.3(M_D + 1.67 M_L) = 1.3(0.417 + 1.67 \times 0.193) = 0.9611$$

$$M_u = 0.961 \text{ Tn-m}$$

d.- diagrama de los momentos flectores últimos



Para el momento negativo del tramo central $M (-)$ no hay norma, solo es un criterio tomar los siguientes valores:

Si $M (+)$ es pequeño ($\leq 5 \text{ Tn-m}$) $\rightarrow M (-) = M (+)$

Si $M (+)$ es grande ($> 5 \text{ Tn-m}$) $\rightarrow M (-) = M (+) / 2$

1.4. VERIFICACION DEL ESPESOR DE LA LOSA

a.- Por el método elástico:

Espesor de la losa:

$$e = 30 \text{ cm}$$

Recubrimiento efectivo:

$$r_e = 4 \text{ cm}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Momento de servicio

$$M_s = M_D + M_L + M_I = 0.774 + 1.3839375 + 0.415 = 2.5729375$$

$$M_s = 2.573 \text{ Tn-m}$$

Peralte mínimo de servicio: d_{min}

$$d_{min} = \sqrt{((2M_s)/(f_c K J b))}$$

$$f_s = 0.50f_y = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ó} \quad 1700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45f'_c = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$K = (nf_c)/(nf_c + f_s) = 0.372$$

$$J = 1 - K/3 = 0.876$$

$$d_{min} = \sqrt{[2 \times 2.5729375 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / (126 \text{ Kg-cm}^2 \times 0.372 \times 0.876 \times 100 \text{ cm})]} = 11.1949$$

$$d_{min} = 11.19 \text{ cm}$$

Comparando:

$$d_{real} > d_{min}$$

$$26 \text{ cm} > 11.19 \text{ cm}$$

OK!

b.- Por el método plástico (resistencia última)

$$d_{min} = \sqrt{((M_u (+)) / (K_u b))} = \sqrt{[4.912 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / (66.0402 \text{ Kg-cm}^2 \times 100 \text{ cm})]} = 8.62 \text{ cm}$$

$$d_{real} > d_{min}$$

$$26 \text{ cm} > 8.62 \text{ cm}$$

OK!

1.5. DISEÑO POR FLEXIÓN

a.- Tramos intermedios

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$(+) Mu = 4.912 \text{ Tn-m} \quad \approx \quad 48170264.8 \quad \text{N.mm}$$

$$(-) Mu = 4.912 \text{ Tn-m} \quad \approx \quad 48170264.8 \quad \text{N.mm}$$

Para Mu (+)

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{(0.7225 - (0.7 M_u \times [(10)^5] / (\phi f_c) b d^2))}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{[0.7225 - 1.7 \times 4.912 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 100 \times 26^2)]} = 0.029341$$

$$\omega = 0.029341$$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.029341 \times 280 / 4200 = 0.001956$$

$$\rho = 0.001956$$

– Cuantía mínima para losas

$$\rho_{min} = 0.0018$$

– Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b = 0.5 \times 0.0289 = 0.01445$$

$$\rho_{max} = 0.014450$$

Comparando

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

OK!

– Área de acero positivo

$$As^{(+)} = \rho b d = 0.001956 \times 100 \times 26 = 5.0856$$

$$As^{(+)} = 5.09 \text{ cm}^2$$

– Área de acero mínimo

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0018 \times 100 \times 26 = 4.68$$

$$A_{s \text{ mín}} = 4.68 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(+)} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 6

$$\rightarrow A_b = 2.85 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100 A_b / A_s = 56.04 \text{ cm}$$

– Espaciamiento máximo: $S_{\text{máx}}$

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm. (E-0.60, Item 9.8.1)

$$S_{\text{máx}} = 3h_f = 3 \times 30 = 90 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{\text{máx}} = 40 \text{ cm} \quad (\text{E-0.60 - Item 10.5.4})$$

Consideramos:

$$S = 40 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 6 @ 40 cm

Chequeo por momento resistente

$$\phi M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$\phi = 0.900$$

$$c = 10.559 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.850 \text{ MPa}$$

$$a = 8.98 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 49122454.26 \text{ N.mm}$$

OK!

Para Mu (-)

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - (0.7 M_u \times [(10)^5]) / (\phi f_c (c)^2 \cdot b d^2)}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7 \times 4.912 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 100 \times 26^2)} = 0.029341$$

$$\omega = 0.029341$$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.029341 \times 280 / 4200 = 0.001956$$

$$\rho = 0.001956$$

Comparando

$$r_{\text{mín}} < r < r_{\text{máx}}$$

OK!

– Área de acero negativo

$$A_s^{(-)} = \rho b d = 0.001956 \times 100 \times 26 = 5.0856$$

$$A_s^{(-)} = 5.09 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(-)} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 5
 $\rightarrow A_b = 1.98 \text{ cm}^2$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 38.90 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 38 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 5 @ 38 cm

b.- Volados

(-) $M_u = 0.961 \text{ Tn-m}$

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{(0.7225 - (0.7M_u \times [10]^5) / (\phi f_c \cdot bd^2))}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{[0.7225 - 1.7 \times 0.961 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 100 \times 26^2)]} = 0.00566$$

$$\omega = 0.005660$$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.00566 \times 280 / 4200 = 0.000377$$

$$\rho = 0.000377$$

Comparando

$$r_{\min} < r < r_{\max}$$

No cumple

– Área de acero negativo

$$A_s^{(-)} = \rho b d = 0.000377 \times 100 \times 26 = 0.9802$$

$$A_s^{(-)} = 0.98 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es menor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(-)} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 4

$$\rightarrow A_b = 1.27 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 27.14 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 27 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 4 @ 27 cm

c.- Acero de repartición

El acero será un porcentaje del acero principal.

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = 40.477$$

$$\text{optamos} = 67 \%$$

$$A_s = 3.41 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 4

$$\rightarrow A_b = 1.27 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 37.27 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 37 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 4 @ 37 cm

d.- Acero de repartición por temperatura: Para tramos intermedios y volados

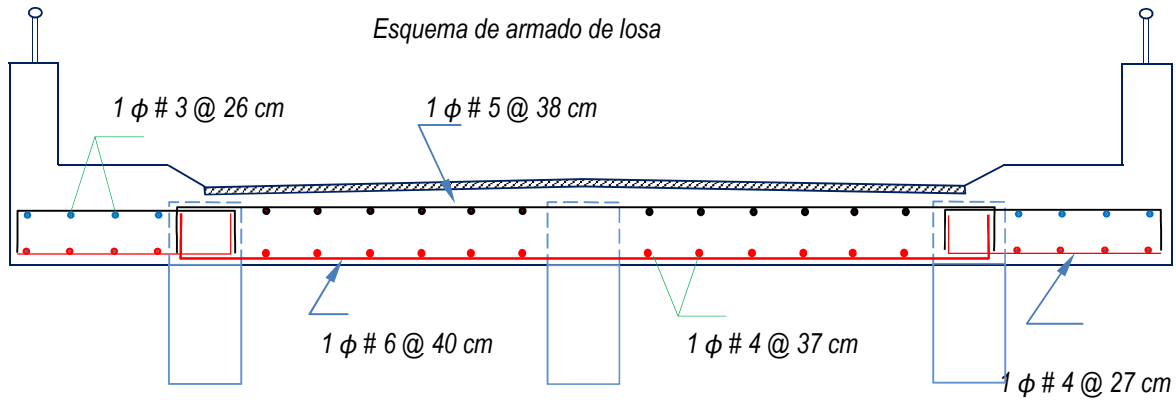
$A_s \text{ min} = 2.65 \text{ cm}^2$

Considerando varillas de $f = \quad \# 3$
 $\rightarrow A_b = \quad 0.71 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento: S
 $S = 100A_b / A_s = \quad 26.79 \text{ cm}$

Consideramos: $S = 26 \text{ cm}$

\therefore Usaremos: $1 \phi \# 3 @ 26 \text{ cm}$



1.6. VERIFICACION POR CORTE

a.- En tramos intermedios

* Por carga muerta

$V_D = D_l S_l / 2 = 0.86 \times 3 / 2 = 1.29$

$V_D = 1.290 \text{ Tn}$

* Por sobrecarga vehicular

$P/E = 7.39 \text{ Tn} / 1.92 \text{ m} = 3.849$

$P/E = 3.849 \text{ Tn/m}$

$V_L = [3.849 \times 1.5 + 3.849 \times (1.5 + 1.8)] / 3.3 = 5.5985$

$V_L = 5.599 \text{ Tn}$

* Por impacto

$V_I = V_L \times I = 5.599 \times 0.3 = 1.6797$

$V_I = 1.680 \text{ Tn}$

* Cortante último

$V_u = 1.3(V_D + 1.67 V_L + 1.67 V_I) = 1.3(1.29 + 1.67 \times 5.599 + 1.67 \times 1.68)$

$V_u = 17.480 \text{ Tn}$

* Cortante resistente del concreto

$V_c = 0.17 \sqrt{f'c} b d = 0.17 \sqrt{(280)} \times 100 \times 26 = 23.85 \text{ Kg}$

$V_c = 23.850 \text{ Tn}$

$\phi V_c = 0.85 \times 23.85 = 20.2725$

$\phi V_c = 20.273 \text{ Tn}$

Comparando

$V_u \leq \phi V_c$

$17.48 \text{ Tn} \leq 20.27 \text{ Tn}$

OK!

b.- En volados

* Por carga muerta

$$V_D = D_v S_v + P_D = 1.475 \times 0.7 + 0.08 = 1.113$$

$$V_D = 1.113 \text{ Tn}$$

* Por carga viva

$$V_L = L_v S_v + P_L = 0.36 \times 0.7 + 0.15 = 0.402$$

$$V_L = 0.402 \text{ Tn}$$

* Cortante último

$$V_u = 1.4 V_D + 1.7 V_L = 1.4 \times 1.113 + 1.7 \times 0.402 = 2.242$$

$$V_u = 2.242 \text{ Tn}$$

Comparando

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$2.24 \text{ Tn} \leq 20.27 \text{ Tn}$$

OK!

DISEÑO DE VIGA (LFD)

2.1. PREDIMENSIONAMIENTO

$$b = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 186 \text{ cm}$$

2.2. METRADO DE CARGAS

$$P_D = 0.080 \text{ Tn/m}$$

$$P_L = 0.150 \text{ Tn/m}$$

2.2.1.- Carga muerta

$$\textcircled{1} \quad D_v S_v' = 1.475 \times 1 = 1.475$$

$$1.475 \text{ Tn}$$

$$\textcircled{2} \quad D_i S_i / 2 = 0.86 \times 3.6 / 2 = 1.548$$

$$1.548 \text{ Tn}$$

$$\textcircled{3} \quad b(t-e) \gamma_c = 0.6 \times 1.56 \times 2.5 = 2.34$$

$$2.340 \text{ Tn}$$

$$\textcircled{4} \quad P_D = 0.08$$

$$0.080 \text{ Tn}$$

$$W_D = 5.443 \text{ Tn}$$

2.2.2.- Carga viva

a.- Carga peatonal

$$\textcircled{1} \quad L_v S_v' = 0.36 \times 1 = 0.36$$

$$0.360 \text{ Tn}$$

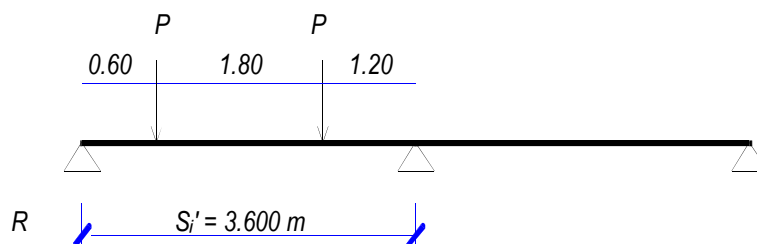
$$\textcircled{4} \quad P_L = 0.15$$

$$0.150 \text{ Tn}$$

$$W_L = 0.510 \text{ Tn}$$

b.- Coeficiente de incidencia vehicular (λ)

Determinación del coeficiente de incidencia vehicular (λ), según la norma de diseño de puentes del MTC, se usará el método de la palanca.



$$R = [1.2 \times P + (1.2 + 1.8)P] / 3.6 = 1.167P$$

$$\therefore \lambda = 1.167$$

2.2.3.- Coeficiente de impacto

$I = 0.30$

2.2.4.- Carga sobre la viga

Eje delantero: $\lambda P' = 1.167 \times 35 \text{ kN} / 9.81$

4.16 Tn

Eje posterior: $\lambda P' = 1.167 \times 145 \text{ kN} / 9.81$

17.25 Tn

2.3. CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES

2.3.1.- Por carga muerta

(+) $M_D = W_D L^2 / 8 = 5.443 \times 20^2 / 8 = 272.15$

$M_D = 272.15 \text{ Tn-m}$

2.3.2.- Por sobrecarga en veredas

(+) $M_L = W_L L^2 / 8 = 0.51 \times 20^2 / 8 = 25.5$

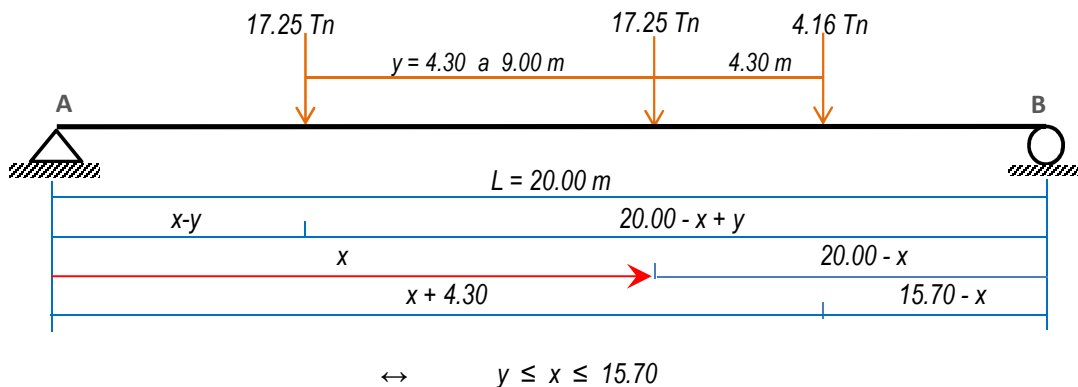
$M_L = 25.500 \text{ Tn-m}$

2.3.3.- Por sobrecarga vehicular

a.- Camión de diseño

Según el Reglamento del MTC, el vehículo de diseño será:

El Diagrama de cuerpo libre del camión de diseño será:



$RA = [17.25(20-x+y) + 17.25(20-x) + 4.16(15.7-x)] / 20$

$RA = 37.77 + 0.86y - 1.93x$

$M(x) = RA(x) - 17.25y = (37.77 + 0.86y)x - 1.93x^2 - 17.25y$

De la ecuación anterior, para que el momento sea máximo 'y' debe tomar el valor mín o sea 4.30 m

$\partial M_x = 37.77 + 0.86y - (2)1.93x = 0$

$x = 9.77 + 0.22y$

$y = 4.30 \text{ m}$

$\rightarrow x = 10.73 \text{ m}$

Comparando:

$4.3 \leq x = 10.73 \leq 15.7$ OK!

Luego,

(+) $M_I = (37.77 + 0.86 \cdot 4.3) \cdot 10.73 - 1.93 \cdot 10.73^2 - 17.25 \cdot 4.3$

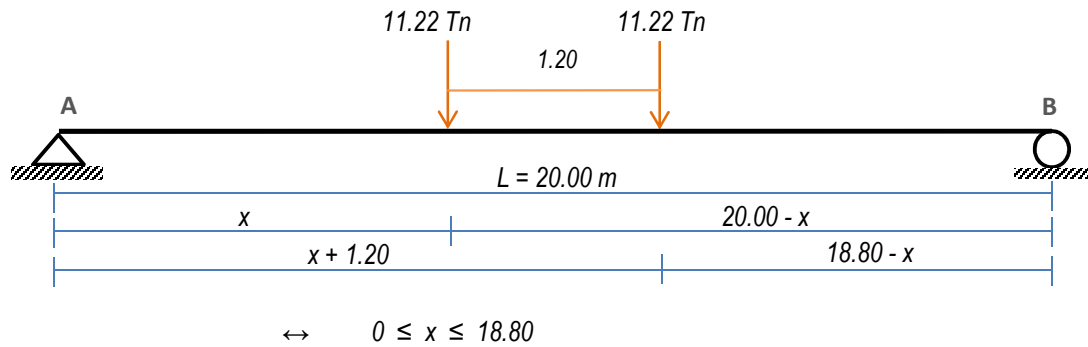
(+) $M_I = 148.29 \text{ Tn-m/m}$

Factor por N° de vías cargadas = 1.00

$\rightarrow (+) M_I = 148.29 \text{ Tn-m/m}$

b.- Eje tándem

Diagrama de cuerpo libre del Eje tándem



$$R_A = [11.22 \cdot (20 - x) + 11.22 \cdot (18.8 - x)] / 20$$

$$R_A = 21.76 - 1.12x$$

$$M(x) = R_A(x) = 21.76x - 1.12x^2$$

Momento máximo:

$$\partial M_x = 21.76 - 2 \cdot 1.12x = 0$$

$$\rightarrow x = 9.70 \text{ m}$$

Comparando:

$$0 \leq x = 9.7 \leq 18.8$$

OK!

Luego,

$$M_{\text{máx}} = 21.76 (9.7) - 1.12 (9.7)^2 = 105.52 \text{ Tn-m/vía}$$

$$M_{\text{máx}} = 105.520 \text{ Tn-m/vía}$$

Convirtiendo a momento lineal

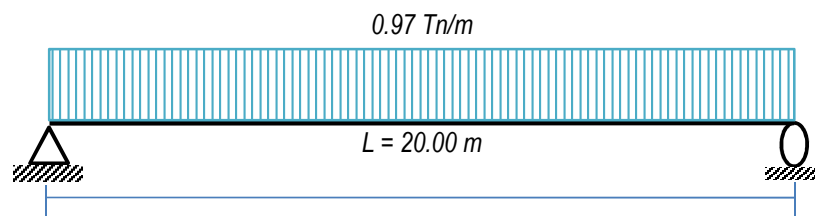
$$(+)\ M_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$$

$$(+)\ M_l = (105.52 \times 1.167 \times 1) / 2 = 61.57$$

$$(+)\ M_l = 61.57 \text{ Tn-m}$$

c.- Sobrecarga en el carril

Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga



$$(+)\ M_{s/c} = DL^2/8 = 0.97 \times 20^2 / 8 \text{ Tn-m/vía}$$

$$(+)\ M_{s/c} = 48.50 \text{ Tn-m/vía}$$

Convirtiendo a momento lineal

$$(+)\ M_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$$

$$(+)\ M_l = (48.5 \times 1.167 \times 1) / 2 = 28.3$$

$$(+)\ M_l = 28.30 \text{ Tn-m}$$

d.- Momento de diseño: $M_{m\acute{a}x} + M_{s/c}$

$$(+)\ MI (\text{dise\~{n}o}) = 148.29 + 28.3$$

$$(+)\ MI (\text{dise\~{n}o}) = 176.59 \text{ Tn-m/m}$$

e.- Momento de impacto

$$MI = I \times M_{m\acute{a}x} = 0.3 \times 148.29 \text{ Tn-m/m}$$

$$MI = 44.49 \text{ Tn-m/m}$$

2.4. FUERZAS CORTANTES

2.4.1.- Por carga muerta

$$V_D = V_{DL}'/2 = 5.443 \times 20/2 = 54.43$$

$$V_D = 54.430 \text{ Tn}$$

2.4.2.- Por sobrecarga en vereda

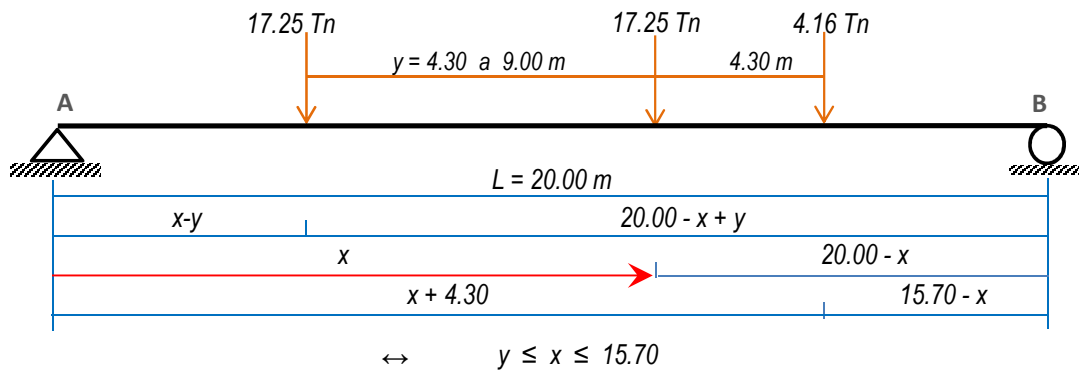
$$V_L = W_{LL}' = 0.51 \times 20/2 = 5.1$$

$$V_L = 5.100 \text{ Tn}$$

2.4.3.- Por sobrecarga vehicular

a.- Cami3n de dise~{n}o

Diagrama de cuerpo libre del cami3n de dise~{n}o



$$R_A = [17.25(20-x+y) + 17.25(20-x) + 4.16(15.7-x)]/20$$

$$R_A = 37.77 + 0.86y - 1.93x$$

Como el cortante m\~{a}ximo se presenta en la cara del apoyo, entonces:

$$x = y + C/2 = 4.3 + 0.95/2$$

$$y = 4.30 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = 4.78 \text{ m}$$

Comparando:

$$4.3 \leq x = 4.78 \leq 15.7 \quad \text{OK!}$$

$$V_I = 37.77 + 0.86 \times 4.3 - 1.93 \times 4.78$$

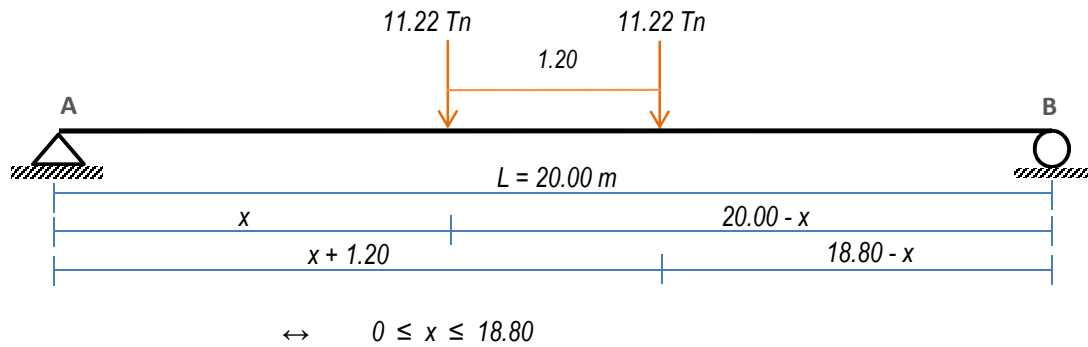
$$V_I = 32.23 \text{ Tn}$$

Factor por N\~{o} de v\~{i}as cargadas = 1.00

$$\rightarrow V_I = 32.23 \text{ Tn}$$

b.- Eje t\~{a}ndem

Diagrama de cuerpo libre del Eje t\~{a}ndem



$$R_A = [11.22 \cdot (20 - x) + 11.22 \cdot (18.8 - x)] / 20$$

$$R_A = 21.76 - 1.12x$$

Cortante máximo: $x = C/2$
 $\rightarrow x = 0.48 \text{ m}$

Comparando:
 $0 \leq x = 0.48 \leq 18.8$ OK!

$$V_{\text{máx}} = 21.76 - 1.12 \cdot 0.475 \qquad V_{\text{máx}} = 21.22 \text{ Tn/vía}$$

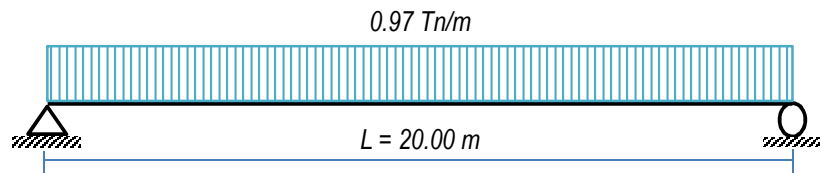
Convirtiendo a cortante lineal

$$V_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^{\circ} \text{ de vías cargadas}$$

$$V_l = (21.22 \times 1.167 \times 1) / 2 = 12.38 \qquad V_l = 12.38 \text{ Tn}$$

c.- Sobrecarga en el carril

Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga



$$V_{s/c} = D(L-c)/2 = 0.97 \times (20 - 0.0095) / 2 = 9.24 \text{ Tn/vía} \qquad V_{s/c} = 9.24 \text{ Tn/vía}$$

Convirtiendo a cortante lineal

$$V_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^{\circ} \text{ de vías cargadas}$$

$$V_l = (9.24 \times 1.167 \times 1) / 2 = 5.39 \qquad V_l = 5.39 \text{ Tn}$$

d.- Cortante de diseño: $V_{\text{máx}} + V_{s/c}$

$$V_l (\text{diseño}) = 32.23 + 5.39 \qquad V_l (\text{diseño}) = 37.62 \text{ Tn-m/viga}$$

e.- Cortante por impacto

$$V_l = I \times V_{\text{máx}} = 0.3 \times 32.23 \text{ Tn-m/viga} \qquad V_l = 9.67 \text{ Tn/viga}$$

2.5. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

2.5.1- Por flexión

a.- Momento último actuante : M_u

$$M_u = 1.3(M_D + 1.67 M_L + 1.67 M_I)$$

$$M_u = 1.3 \times (272.15 + 1.67 \times 202.09 + 1.67 \times 44.49)$$

$$M_u = 889.12 \text{ Tn-m/viga}$$

$$M_u = 8719288648 \text{ N.mm/viga}$$

Chequeo si se diseña como viga T o viga rectangular

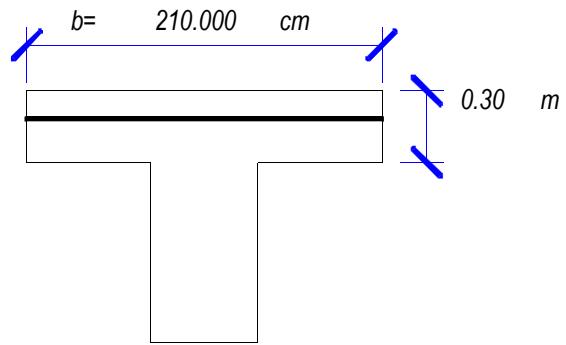
$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y(d - \frac{a}{2})}$$

$a = 0.26 \text{ m}$
 $M_u = 88912000 \text{ Kg-m}$
 $d = 177.00 \text{ cm}$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 132.9867171 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.003577797$$

$$c = 1.18 \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85f'_c} = 13.18691817$$



Como $c < t$, se diseña como viga rectangular

b.- Geometria de viga

$b = 60 \text{ cm}$
 $h = 186 \text{ cm}$
 $dc = 9 \text{ cm}$
 $d = 177 \text{ cm}$

Nº de capas de refuerzo	Clima Normal dc (cm)	Clima Severo dc (cm)
1	6	7
2	9	10
3	12	13

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - (0.7M_u \times [10]^5) / (\phi f_c) bd^2}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7 \times 889.12 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 60 \times 177^2)}$$

$\omega = 0.214853$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.214853 \times 280 / 4200$$

$\rho = 0.014324$

– Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y = 0.7 \times \sqrt{280} / 4200$$

$\rho_{\min} = 0.002789$

– Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b = 0.5 \times 0.0289$$

$\rho_{\max} = 0.014450$

Comparando

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

OK!

– Área de acero positivo

$$A_s^{(+)} = \rho b d = 0.014324 \times 60 \times 177$$

$A_s^{(+)} = 152.12 \text{ cm}^2$

φ	φ
# 8	# 6
30	0
152.10 cm ²	0.00 cm ²
Área total = 152.10 cm ²	

OK!

Usaremos: 30 ϕ # 8

c. Chequeo por momento resistente

$$\phi M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi = 0.900$$

$$c = 315.820 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.850 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 268.45 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 9405937171.48 \text{ N.mm}$$

OK!

– Área de acero negativo

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.002789 \times 60 \times 177$$

$$A_{s \text{ mín}} = 29.62 \text{ cm}^2$$

φ	φ
# 8	# 6
6	0
30.42 cm ²	0.00 cm ²
Área total = 30.42 cm ²	

OK!

Usaremos: 6 ϕ # 8

– Área de acero lateral por flambéo

$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \times 60 \times 177$$

$$A_{s \text{ lat}} = 21.24 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento máximo

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

$$S \leq 380(250/f_s) - 2.5 \cdot d_c \quad f_s \text{ (Mpa) y } d_c \text{ (mm)}$$

$$S \leq 300(250/f_s)$$

$$f_s = M_s / (\phi \cdot d \cdot A_s)$$

c. Chequeo por cortante

* Por carga muerta

$$V_D = 54.430 \text{ Tn}$$

* Por sobrecarga de vedera

$$V_L = 5.100 \text{ Tn}$$

* Por sobrecarga vehicular

$$V_L = 32.230 \text{ Tn}$$

* Por impacto

$$V_I = 9.670 \text{ Tn}$$

* Cortante último

$$V_u = 1.3(V_D + 1.67V_L + 1.67V_I) = 1.3(54.43 + 1.67 \times 37.33 + 1.67 \times 9.67)$$

$$V_u = 190.486 \text{ Tn}$$

* Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd = 0.17\sqrt{(28)} \times 600 \times 1660$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 91.362 = 77.6577$$

$$V_c = 91.362 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 77.658 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$190.49 \text{ Tn} \leq 77.66 \text{ Tn}$$

No cumple

Diseño por corte

Corte de acero= $\phi V_s = V_u - \phi V_c =$

$$\phi V_s = 112.828 \text{ Tn}$$

Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte $V_s \text{ max}$
Para acero de 1/2"

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

$$1 \text{ rama} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ ramas} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Para 1 rama $V_s = 59.9592 \text{ Tn}$

Para 2 ramas $V_s = 119.918 \text{ Tn}$

$$V_{s \text{ max}} \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad V_s \text{ max} \leq 373.184 \text{ Tn}$$

Cortante que debe adsorber el acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq V_{s \text{ max}} \quad V_s = 120.289 \text{ Tn}$$

$$120.29 \text{ Tn} \leq 373.2 \text{ Tn}$$

OK!

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad \left\{ \begin{array}{l} S \text{ max} \leq 60 \text{ cm} \\ S \text{ max} \leq d_v/2 = 83 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{caso contrario} \quad \left\{ \begin{array}{l} S \text{ max} \leq 30 \text{ cm} \\ S \text{ max} \leq d_v/4 = 41.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Verificamos

$$V_s = 120.289 \text{ Tn} \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v = 183.329 \text{ Tn}$$

OK!

$$S_{\text{max}} = 60 \text{ cm}$$

ANEXO 03

*Diseño de Puente por Filosofía de Diseño
por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).*

DISEÑO DE LOSA (LRFD)

1.1. METRADO DE CARGAS

a.- En los tramos intermedios

* Carga muerta

_ Peso de la losa = $0.26 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ Tn/m}^3 =$	0.650 Tn/m
_ Peso del asfalto = $0.05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.2 \text{ Tn/m}^3 =$	0.110 Tn/m
	$D_i = 0.760 \text{ Tn/m}$

b.- En volados

* Carga muerta

_ Peso de la losa + vereda = $0.51 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ Tn/m}^3 =$	1.28 Tn/m
_ Peso piso terminado = $1 \text{ m} \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 =$	0.10 Tn/m
	$D_v = 1.38 \text{ Tn/m}$

* Carga en baranda

_ Carga muerta	$P_D = 0.080 \text{ Tn/m}$
_ Sobrecarga	$P_L = 0.150 \text{ Tn/m}$

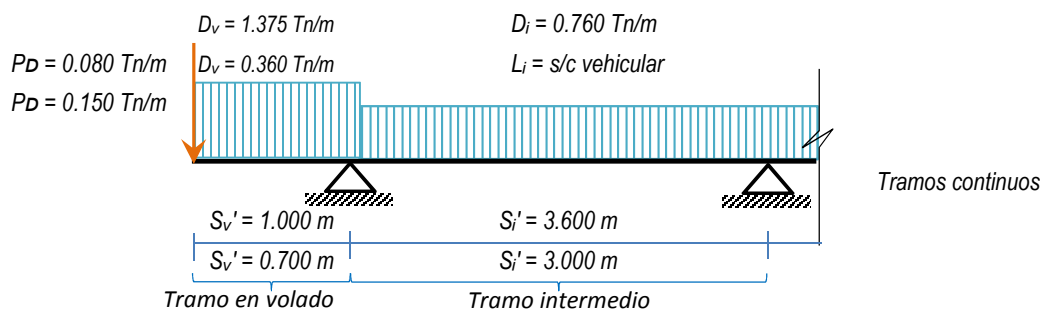
* Sobrecarga peatonal: $L_v = 0.360 \text{ Tn/m}$

1.2. COEFICIENTE DE IMPACTO

Estado límite de resistencia última

→ $I = 0.33$

1.3. CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES



a.- En tramos intermedios

* Por carga muerta

(+) $M_D = D_i S_i^2 / 10 = 0.76 \times 3^2 / 10 = 0.684$ $M_D = 0.684 \text{ Tn-m}$

* Por sobrecarga vehicular

(±) $M_L = C \times I \times p \times D^0.25 [42.3 \text{Log}(0.039 \times S_i) - 74]$

S_i : Luz a salvar (mm) $500 \text{ mm} < S_i = 3 \text{ m} < 10000 \text{ mm}$ $S_i = 3000 \text{ mm}$

C : Factor de continuidad, 1.0 para simplemente apoyadas y 0.8 para tramos continuos: $C = 0.8$

I : Longitud de llanta (mm), en la dirección del tráfico.

p : Presión de llanta tomada como 0.86 Mpa $p = 0.86 \text{ N/mm}^2$

$D = D_x / D_y$

D_x : Rigidez flexional en la dirección de las barras principales (N.mm²/mm)

D_y : Rigidez flexional perpendicular a las barras principales (N.mm²/mm)

Para emparillados totalmente llenos $D = 2.5$

Cálculo del ancho de la franja para la carga viva

Para un carril: $E = 250 + 0.42\sqrt{(L_1 W_1)}$

Para más de un carril: $E = 2100 + 0.12\sqrt{(L_1 W_1)} \leq W/N_L$

E: Ancho equivalente (mm)

L_1 : Longitud de la luz modificado tomado igual al más pequeño de la luz real ó 18000 mm.

W_1 : Ancho de borde a borde de puente será tomado igual al menor del ancho real ó 18000 mm para carriles múltiples cargados a 9000 mm para un solo carril cargado.

W: Ancho físico de borde a borde del puente (mm)

N_L : Número de carriles de diseño

$L_1 = 18000 \text{ mm}$

$W_1 = 7200 \text{ mm}$

$W = 7200 \text{ mm}$

$N_L = 2$

Para un carril: $N > 1$

→ El puente tiene más de un carril

Para más de un carril:

$E = 2100 + 0.12\sqrt{(18000 \times 7200)} = 3466 \leq 7200/2 = 3600$

→ $E = 3466 \text{ mm}$

Asumimos:

$E = 3.47 \text{ m}$

$E_{\text{lineal}} = E/2 = 1.74 \text{ m}$

*** Área de contacto de la rueda**

$I = 0.0228gP$

I: Dimensión del área de contacto en la dirección longitudinal del puente.

g: Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada.

P: Carga correspondiente a una rueda (kN)

Para: RESISTENCIA I (TABLA 2.4.5.3 -1 Combinaciones de carga y factores de carga)

$\gamma = 1.75$

Para camión de diseño: $P = 72.50 \text{ kN}$

$I = 0.0228 \times 1.75 \times 36.25 = 1.446 \text{ m}$

$I = 1446 \text{ mm}$

Luego:

$M_L = 0.8 \times 1446 \times 0.86 \times 2.5^{0.25} \times [42.3 \text{Log}(0.039 \times 3000) - 74] = 16868 \text{ N.mm/mm}$

$M_L = 1.719 \text{ Tn-m}$

Por impacto

$M_I = M_L \times I = 1.719 \times 0.33 = 0.5673$

$M_I = 0.567 \text{ Tn-m}$

b.- En voladizos

*** Por carga muerta**

(-) $M_D = D_i S_v^2/2 + P_D \times S_v = 1.375 \times 0.7^2/2 + 0.08 \times 0.7 = 0.3929$

$M_D = 0.393 \text{ Tn-m}$

*** Momento por sobrecarga**

(-) $M_{s/c} = L_v S_v^2/2 + P_L \times S_v = 0.36 \times 0.7^2/2 + 0.15 \times 0.7 = 0.1932$

$M_L = 0.193 \text{ Tn-m}$

c.- Momento último

* En tramos intermedios

$$M_u = n(1.25M_D + 1.75 M_L + 1.75M_I)$$

- Estados límites

$$n = n_D n_R n_I > 0.95$$

n : factor que relaciona a la ductilidad, redundancia e importancia operativa

n_D : factor que se refiere a la ductilidad

n_R : factor que se refiere a la redundancia

n_I : factor que se refiere a la importancia operacional

Considerando:

$$n_D = 0.95$$

Para componentes y conexiones dúctiles

$$n_R = 0.95$$

Para miembros redundantes

$$n_I = 1.05$$

Puente de importancia operativa

$$\rightarrow n = 0.948$$

$$\rightarrow M_u = 0.948 \times (1.25 \times 0.684 + 1.75 \times 1.719 + 1.75 \times 0.567) = 4.603$$

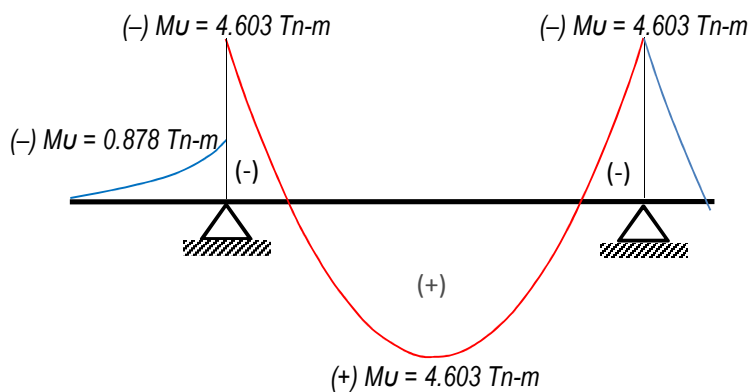
$$M_u = 4.603 \text{ Tn-m}$$

* En volado

$$M_u = 1.4M_D + 1.7 M_L = 1.4 \times 0.393 + 1.7 \times 0.193 = 0.8783$$

$$M_u = 0.878 \text{ Tn-m}$$

d.- diagrama de los momentos flectores últimos



Para el momento negativo del tramo central $M(-)$ no hay norma, solo es un criterio tomar los siguientes valores:

Si $M(+)$ es pequeño ($\leq 5 \text{ Tn-m}$) $\rightarrow M(-) = M(+)$

Si $M(+)$ es grande ($> 5 \text{ Tn-m}$) $\rightarrow M(-) = M(+)/2$

1.4. VERIFICACION DEL ESPESOR DE LA LOSA

a.- Por el método elástico:

Espesor de la losa:

$$e = 26 \text{ cm}$$

Recubrimiento efectivo:

$$r_e = 4 \text{ cm}$$

$$e = 26 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Momento de servicio

$$M_s = M_D + M_L + M_I = 0.684 + 1.719 + 0.567 = 2.97$$

$$M_s = 2.970 \text{ Tn-m}$$

Peralte mínimo de servicio: d_{\min}

$$d_{\min} = \sqrt{(2M_s) / (f_c \cdot K \cdot J \cdot b)}$$

$$f_s = 0.50f_y = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ó} \quad 1700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45f'_c = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$K = (nf_c) / (nf_c + f_s) = 0.372$$

$$J = 1 - K/3 = 0.876$$

$$d_{\min} = \sqrt{[2 \times 2.97 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / (126 \text{ Kg-cm}^2 \times 0.372 \times 0.876 \times 100 \text{ cm})]} = 12.0278$$

$$d_{\min} = 12.03 \text{ cm}$$

Comparando:

$$d_{\text{real}} > d_{\min}$$

$$22 \text{ cm} > 12.03 \text{ cm}$$

OK!

b.- Por el método plástico (resistencia última)

$$d_{\min} = \sqrt{(M_u (+)) / (K_u b)} = \sqrt{[4.603 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / (66.0402 \text{ Kg-cm}^2 \times 100 \text{ cm})]} = 8.35 \text{ cm}$$

$$d_{\text{real}} > d_{\min}$$

$$22 \text{ cm} > 8.35 \text{ cm}$$

OK!

1.5. DISEÑO POR FLEXIÓN

a.- Tramos intermedios

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$(+)\ M_u = 4.603 \text{ Tn-m} \quad \approx \quad 45140009.95 \quad \text{N.mm}$$

$$(-)\ M_u = 4.603 \text{ Tn-m} \quad \approx \quad 45140009.95 \quad \text{N.mm}$$

Para $M_u (+)$

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{(0.7225 - (0.7M_u \times [10]^5) / (\phi f_c) \cdot b d^2)}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{[0.7225 - 1.7 \times 4.603 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 100 \times 22^2)]} = 0.038617 \quad \omega = 0.038617$$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.038617 \times 280 / 4200 = 0.002574$$

$$\rho = 0.002574$$

– Cuantía mínima para losas

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

– Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_b = 0.5 \times 0.0289 = 0.01445$$

$$\rho_{\max} = 0.014450$$

Comparando

$$r_{\min} < r < r_{\max}$$

OK!

– Área de acero positivo

$$A_s^{(+)} = \rho b d = 0.002574 \times 100 \times 22 = 5.6628$$

$$A_s^{(+)} = 5.66 \text{ cm}^2$$

– Área de acero mínimo

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96$$

$$A_{s \text{ mín}} = 3.96 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(+)} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 6

$$\rightarrow A_b = 2.85 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento: S

$$S = 100 A_b / A_s = 50.33 \text{ cm}$$

– Espaciamiento máximo: $S_{\text{máx}}$

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm. (E-0.60, Item 9.8.1)

$$S_{\text{máx}} = 3h_f = 3 \times 26 = 78 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{\text{máx}} = 40 \text{ cm} \quad (\text{E-0.60 - Item 10.5.4})$$

Consideramos:

$$S = 40 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 ϕ # 6 @ 40 cm

Chequeo por momento resistente

$$\phi M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$\phi = 0.900$$

$$c = 11.757 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.850 \text{ MPa}$$

$$a = 9.99 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 46023893.55 \text{ N.mm}$$

OK!

Para Mu (-)

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - (0.7 M_u \times [(10)]^5) / (\phi f_c \cdot b d^2)}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7 \times 4.603 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 100 \times 22^2)} = 0.038617$$

$$\omega = 0.038617$$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.038617 \times 280 / 4200 = 0.002574$$

$$\rho = 0.002574$$

Comparando

$$r_{\text{mín}} < r < r_{\text{máx}}$$

OK!

– Área de acero negativo

$$A_s^{(-)} = \rho b d = 0.002574 \times 100 \times 22 = 5.6628$$

$$A_s^{(-)} = 5.66 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(-)} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 5
 $\rightarrow A_b = 1.98 \text{ cm}^2$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 34.98 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 34 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 5 @ 34 cm

b.- Volados

(-) $MU = 0.878 \text{ Tn-m}$

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{(0.7225 - (0.7Mu \times [10]^5) / (\phi f_c \cdot bd^2))}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{[0.7225 - 1.7 \times 0.878 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 100 \times 22^2)]} = 0.007229$$

$$\omega = 0.007229$$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.007229 \times 280 / 4200 = 0.000482$$

$$\rho = 0.000482$$

Comparando

$$r_{\min} < r < r_{\max}$$

Acero mínimo

– Área de acero negativo

$$A_s^{(-)} = \rho b d = 0.000482 \times 100 \times 22 = 1.0604$$

$$A_s^{(-)} = 1.06 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es menor al acero mínimo, entonces:

$$A_s^{(-)} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 4
 $\rightarrow A_b = 1.27 \text{ cm}^2$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 32.07 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 32 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 4 @ 32 cm

c.- Acero de distribución

El acero será un porcentaje del acero principal.

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = 40.477$$

$$\text{optamos} = 67 \%$$

$$A_s = 3.79 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $f =$ # 4
 $\rightarrow A_b = 1.27 \text{ cm}^2$

– Espaciamiento: S

$$S = 100A_b/A_s = 33.47 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 33 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 4 @ 33 cm

d.- Acero de repartición por temperatura: Para tramos intermedios y volados

– Área de acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = 0.11 \cdot A_g / f_y$$

$$A_s \text{ mín} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_g = \text{área bruta de la sección} = 260 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$f_y = \text{Limite de fluencia del acero} = 420 \text{ MPa}$$

Considerando varillas de $f = \# 3$

$$\rightarrow A_b = 0.71 \text{ cm}^2$$

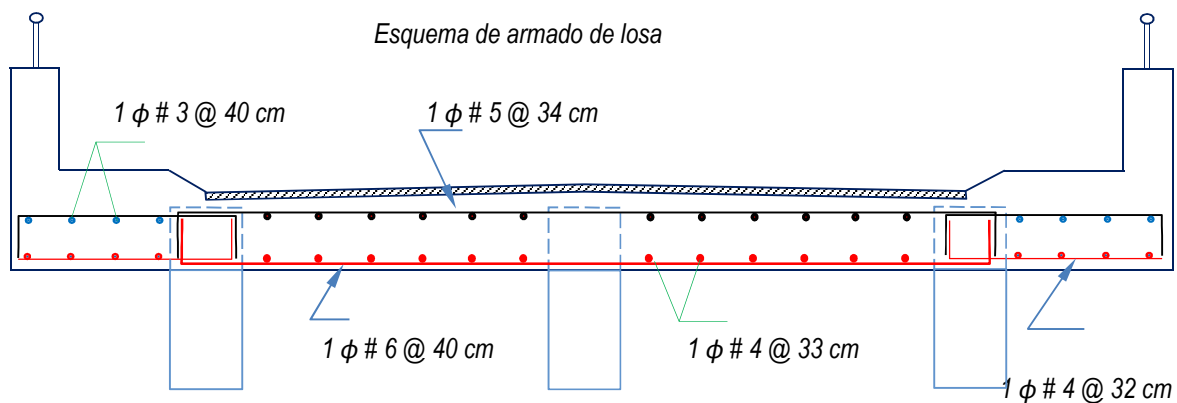
– Espaciamiento: S

$$S = 100 A_b / A_s = 104.41 \text{ cm}$$

Consideramos:

$$S = 40 \text{ cm}$$

∴ Usaremos: 1 φ # 3 @ 40 cm



1.6. VERIFICACION POR CORTE

a.- En tramos intermedios

* Por carga muerta

$$V_D = D_l S / 2 = 0.76 \times 3 / 2 = 1.14$$

$$V_D = 1.140 \text{ Tn}$$

* Por sobrecarga vehicular

$$P/E = 7.39 \text{ Tn} / 1.735 \text{ m} = 4.2594$$

$$P/E = 4.259 \text{ Tn/m}$$

$$V_L = [4.259 \times 1.5 + 4.259 \times (1.5 + 1.8)] / 3.3 = 6.1949$$

$$V_L = 6.195 \text{ Tn}$$

* Por impacto

$$V_I = V_L \times I = 6.195 \times 0.33 = 2.0444$$

$$V_I = 2.044 \text{ Tn}$$

* Cortante último

$$V_u = \eta (1.25 V_D + 1.75 V_L + 1.75 V_I) = 0.948 (1.25 \times 1.14 + 1.75 \times 6.195 + 1.75 \times 2.044)$$

$$V_u = 15.019 \text{ Tn}$$

* Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.083 B \sqrt{f'_c} b d = 0.083 \times 2 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 198 = 17.74 \text{ Kg}$$

$$V_c = 17.735 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 17.735 = 15.0748$$

$$\phi V_c = 15.075 \text{ Tn}$$

Comparando

12.86473974

$$V_u \leq \phi V_c$$
$$15.02 Tn \leq 15.08 Tn \quad \text{OK!}$$

b.- En volados

* Por carga muerta

$$V_D = D_v S_v + P_D = 1.375 \times 0.7 + 0.08 = 1.043 \quad V_D = 1.043 Tn$$

* Por carga viva

$$V_L = L_v S_v + P_L = 0.36 \times 0.7 + 0.15 = 0.402 \quad V_L = 0.402 Tn$$

* Cortante último

$$V_u = 1.4 V_D + 1.7 V_L = 1.4 \times 1.043 + 1.7 \times 0.402 = 2.144 \quad V_u = 2.144 Tn$$

Comparando

$$V_u \leq \phi V_c$$
$$2.14 Tn \leq 15.08 Tn \quad \text{OK!}$$

DISEÑO DE VIGA (LRFD)

2.1. PREDIMENSIONAMIENTO

$$b = 0.60 m$$

$$h = 170 cm$$

2.2. METRADO DE CARGAS

$$P_D = 0.080 Tn/m$$

$$P_L = 0.150 Tn/m$$

2.2.1.- Carga muerta

$$\textcircled{1} \quad D_v S_v' = 1.375 \times 1 = 1.375 \quad 1.375 Tn$$

$$\textcircled{2} \quad D_i S_i / 2 = 0.76 \times 3.6 / 2 = 1.368 \quad 1.368 Tn$$

$$\textcircled{3} \quad b(t-e) \gamma_c = 0.6 \times 1.44 \times 2.5 = 2.16 \quad 2.160 Tn$$

$$\textcircled{4} \quad P_D = 0.08 \quad 0.080 Tn$$

$$W_D = 4.983 Tn$$

2.2.2.- Carga viva

a.- Carga peatonal

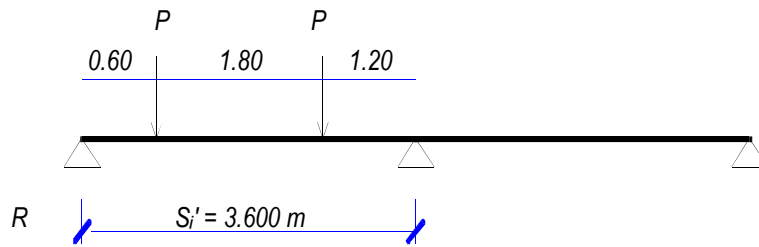
$$\textcircled{1} \quad L_v S_v' = 0.36 \times 1 = 0.36 \quad 0.360 Tn$$

$$\textcircled{4} \quad P_L = 0.15 \quad 0.150 Tn$$

$$W_L = 0.510 Tn$$

b.- Coeficiente de incidencia vehicular (λ)

Determinación del coeficiente de incidencia vehicular (λ), según la norma de diseño de puentes del MTC, se usará el método de la palanca.



$$R = [1.2xP + (1.2+1.8)P]/3.6 = 1.167P$$

$$\therefore \lambda = 1.167$$

2.2.3.- Coeficiente de impacto

$$I = 0.33$$

2.2.4.- Carga sobre la viga

Eje delantero:	$\lambda P' = 1.167 \times 35 \text{ kN} / 9.81$	4.16 Tn
Eje posterior:	$\lambda P' = 1.167 \times 145 \text{ kN} / 9.81$	17.25 Tn

2.3. CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES

2.3.1.- Por carga muerta

$$(+)\ M_D = WDL^2/8 = 4.983 \times 20^2/8 = 249.15 \quad M_D = 249.15 \text{ Tn-m}$$

2.3.2.- Por sobrecarga en veredas

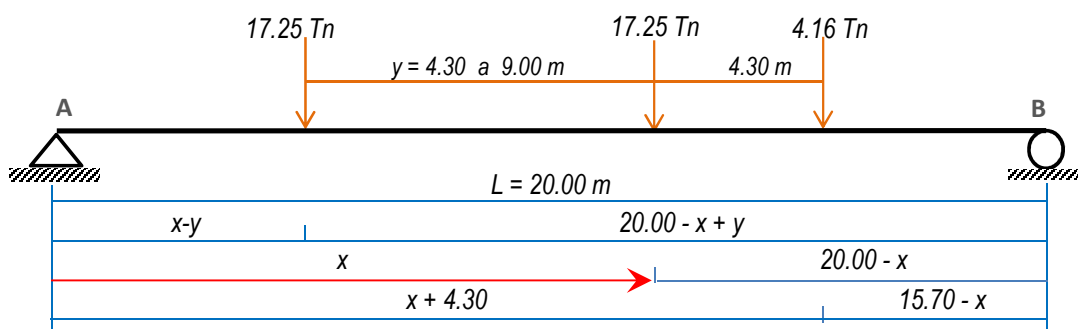
$$(+)\ M_L = WLL^2/8 = 0.51 \times 20^2/8 = 25.5 \quad M_L = 25.500 \text{ Tn-m}$$

2.3.3.- Por sobrecarga vehicular

a.- Camión de diseño

Según el Reglamento del MTC, el vehículo de diseño será:

El Diagrama de cuerpo libre del camión de diseño será:



$$\leftrightarrow \quad y \leq x \leq 15.70$$

$$R_A = [17.25(20-x+y) + 17.25(20-x) + 4.16(15.7-x)]/20$$

$$R_A = 37.77 + 0.86y - 1.93x$$

$$M(x) = R_A(x) - 17.25y = (37.77 + 0.86y)x - 1.93x^2 - 17.25y$$

De la ecuación anterior, para que el momento sea máximo 'y' debe tomar el valor mín o sea 4.30 m

$$\partial M_x = 37.77 + 0.86y - (2)1.93x = 0$$

$$x = 9.77 + 0.22y$$

$$y = 4.30 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = 10.73 \text{ m}$$

Comparando:

$$4.3 \leq x = 10.73 \leq 15.7 \quad \text{OK!}$$

Luego,

$$(+)\ MI = (37.77 + 0.86 \cdot 4.3) \cdot 10.73 - 1.93 \cdot 10.73^2 - 17.25 \cdot 4.3$$

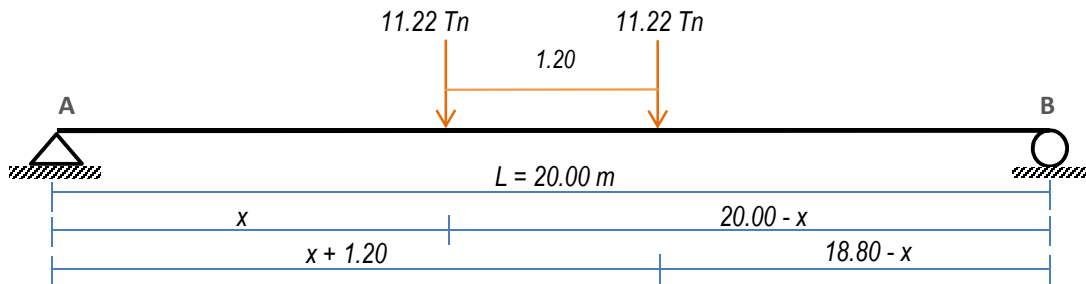
$$(+)\ MI = 148.29 \text{ Tn-m/m}$$

Factor por N° de vías cargadas = 1.00

$$\rightarrow (+)\ MI = 148.29 \text{ Tn-m/m}$$

b.- Eje tándem

Diagrama de cuerpo libre del Eje tándem



$$\leftrightarrow \quad 0 \leq x \leq 18.80$$

$$R_A = [11.22 \cdot (20 - x) + 11.22 \cdot (18.8 - x)] / 20$$

$$R_A = 21.76 - 1.12x$$

$$M(x) = R_A(x) = 21.76x - 1.12x^2$$

Momento máximo:

$$\partial M_x = 21.76 - 2 \cdot 1.12x = 0$$

$$\rightarrow x = 9.70 \text{ m}$$

Comparando:

$$0 \leq x = 9.7 \leq 18.8$$

OK!

Luego,

$$M_{\text{máx}} = 21.76 (9.7) - 1.12 (9.7)^2 = 105.52 \text{ Tn-m / vía}$$

$$M_{\text{máx}} = 105.520 \text{ Tn-m/vía}$$

Convirtiendo a momento lineal

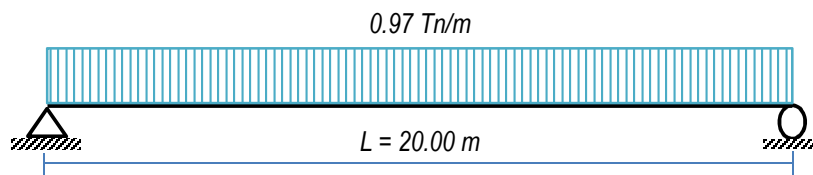
$$(+)\ M_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por N° de vías cargadas}$$

$$(+)\ MI = (105.52 \times 1.167 \times 1) / 2 = 61.57$$

$$(+)\ MI = 61.57 \text{ Tn-m}$$

c.- Sobrecarga en el carril

Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga



$$(+)\ Ms/c = DL^2/8 = 0.97 \times 20^2 / 8 \text{ Tn-m/vía}$$

$$(+)\ Ms/c = 48.50 \text{ Tn-m/vía}$$

Convirtiendo a momento lineal

(+) $M_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$

(+) $MI = (48.5 \times 1.167 \times 1) / 2 = 28.3$

(+) $MI = 28.30 \text{ Tn-m}$

d.- Momento de diseño: $M_{\text{máx}} + M_{\text{s/c}}$

(+) $MI (\text{diseño}) = 148.29 + 28.3$

(+) $MI (\text{diseño}) = 176.59 \text{ Tn-m/m}$

e.- Momento de impacto

$MI = I \times M_{\text{máx}} = 0.33 \times 148.29 \text{ Tn-m/m}$

$MI = 48.94 \text{ Tn-m/m}$

2.4. FUERZAS CORTANTES

2.4.1.- Por carga muerta

$V_D = V_{DL}' / 2 = 4.983 \times 20 / 2 = 49.83$

$V_D = 49.830 \text{ Tn}$

2.4.2.- Por sobrecarga en vereda

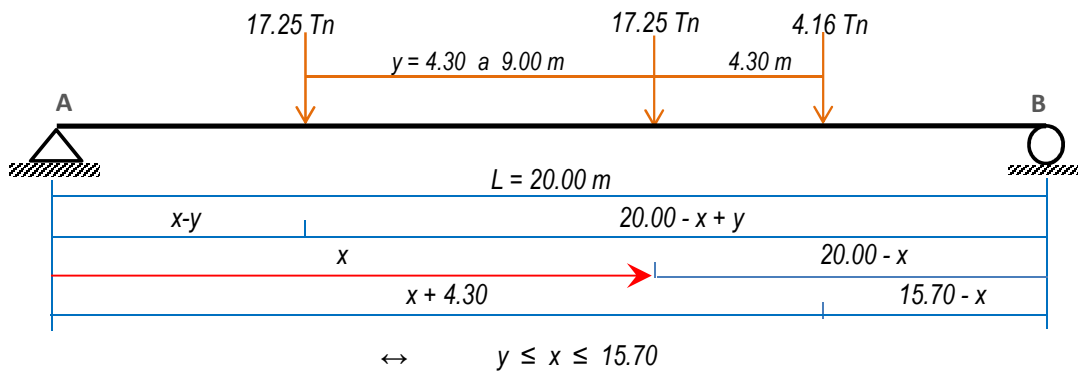
$V_L = W_{LL}' = 0.51 \times 20 / 2 = 5.1$

$V_L = 5.100 \text{ Tn}$

2.4.3.- Por sobrecarga vehicular

a.- Camión de diseño

Diagrama de cuerpo libre del camión de diseño



$RA = [17.25(20-x+y) + 17.25(20-x) + 4.16(15.7-x)] / 20$

$RA = 37.77 + 0.86y - 1.93x$

Como el cortante máximo se presenta en la cara del apoyo, entonces:

$x = y + C/2 = 4.3 + 0.95/2$

$y = 4.30 \text{ m}$

$\rightarrow x = 4.78 \text{ m}$

Comparando:

$4.3 \leq x = 4.78 \leq 15.7 \quad \text{OK!}$

$VI = 37.77 + 0.86 \times 4.3 - 1.93 \times 4.78$

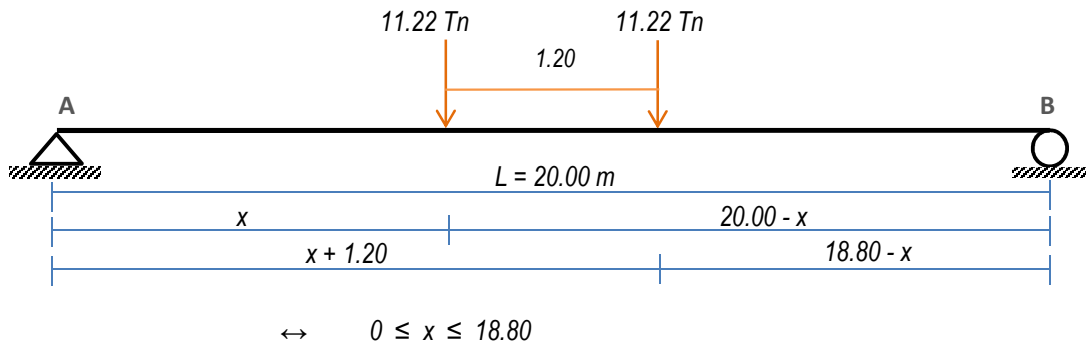
$VI = 32.23 \text{ Tn}$

Factor por N° de vías cargadas = 1.00

$\rightarrow VI = 32.23 \text{ Tn}$

b.- Eje tándem

Diagrama de cuerpo libre del Eje tándem



$$R_A = [11.22 \cdot (20 - x) + 11.22 \cdot (18.8 - x)] / 20$$

$$R_A = 21.76 - 1.12x$$

Cortante máximo: $x = C/2$
 $\rightarrow x = 0.48 \text{ m}$

Comparando:
 $0 \leq x = 0.48 \leq 18.8$ OK!

$$V_{\text{máx}} = 21.76 - 1.12 \cdot 0.475 \qquad V_{\text{máx}} = 21.22 \text{ Tn/vía}$$

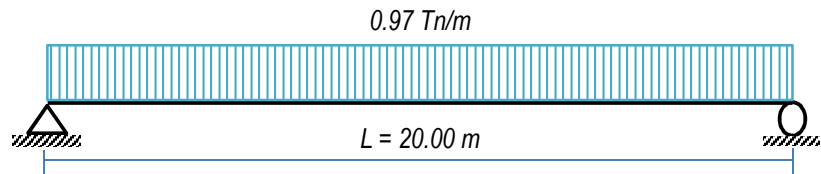
Convirtiendo a cortante lineal

$$V_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$$

$$V_l = (21.22 \times 1.167 \times 1) / 2 = 12.38 \qquad V_l = 12.38 \text{ Tn}$$

c.- Sobrecarga en el carril

Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga



$$V_{s/c} = D(L-c)/2 = 0.97 \times (20 - 0.0095) / 2 = 9.24 \text{ Tn/vía} \qquad V_{s/c} = 9.24 \text{ Tn/vía}$$

Convirtiendo a cortante lineal

$$V_l = (M_{\text{máx}} \times \lambda) / (\# \text{ de ruedas}) \times \text{Factor por } N^\circ \text{ de vías cargadas}$$

$$V_l = (9.24 \times 1.167 \times 1) / 2 = 5.39 \qquad V_l = 5.39 \text{ Tn}$$

d.- Cortante de diseño: $V_{\text{máx}} + V_{s/c}$

$$V_l (\text{diseño}) = 32.23 + 5.39 \qquad V_l (\text{diseño}) = 37.62 \text{ Tn-m/viga}$$

e.- Cortante por impacto

$$V_l = I \times V_{\text{máx}} = 0.33 \times 32.23 \text{ Tn-m/viga} \qquad V_l = 10.64 \text{ Tn/viga}$$

2.5. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

2.5.1- Por flexión

a.- Momento último actuante : M_u

$$M_u = n(1.25M_D + 1.75M_L + 1.75M_I + 1.75P_L)$$

$$M_u = 0.948 \times (1.25 \times 249.15 + 1.75 \times 176.59 + 1.75 \times 48.94 + 1.75 \times 25.5)$$

$$M_u = 711.70 \text{ Tn-m/viga}$$

$$M_u = 6979392805 \text{ N.mm/viga}$$

Chequeo si se diseña como viga T o viga rectangular

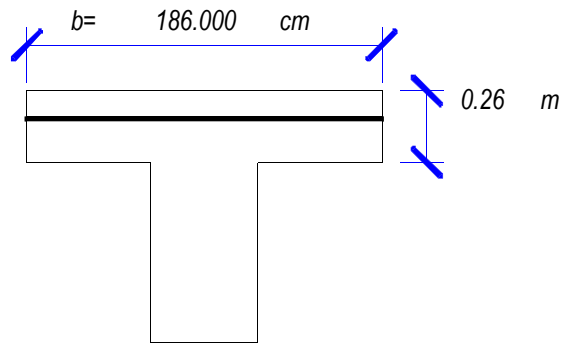
$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y(d - \frac{a}{2})}$$

$a = 0.22 \text{ m}$
 $M_u = 71170000 \text{ Kg-m}$
 $d = 161.00 \text{ cm}$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 117.0246805 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.003907857$$

$$c = 1.18 \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85f'_c} = 13.10143482$$



Como $c < t$, se diseña como viga rectangular

b.- Geometria de viga

$b = 60 \text{ cm}$
 $h = 170 \text{ cm}$
 $dc = 9 \text{ cm}$
 $d = 161 \text{ cm}$

Nº de capas de refuerzo	Clima Normal dc (cm)	Clima Severo dc (cm)
1	6	7
2	9	10
3	12	13

– Índice de refuerzo

$$\omega = 0.85 - \sqrt{(0.7225 - (0.7M_u \times [10]^5) / (\phi f_c) \cdot bd^2)}$$

$$\omega = 0.85 - \sqrt{[0.7225 - 1.7 \times 711.7 \times 10^5 / (0.9 \times 280 \times 60 \times 161^2)]}$$

$\omega = 0.206730$

– Cuantía de acero

$$\rho = \omega f_c / f_y = 0.20673 \times 280 / 4200$$

$\rho = 0.013782$

– Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y = 0.7 \times \sqrt{280} / 4200$$

$\rho_{\min} = 0.002789$

– Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b = 0.5 \times 0.0289$$

$\rho_{\max} = 0.014450$

Comparando

$$r_{\min} < r < r_{\max}$$

OK!

– Área de acero positivo

$$A_s^{(+)} = \rho b d = 0.013782 \times 60 \times 161$$

$A_s^{(+)} = 133.13 \text{ cm}^2$

φ	φ
# 8	# 6
27	0
136.89 cm ²	0.00 cm ²
Área total = 136.89 cm ²	

Cambie combinación

Usaremos: 27 ϕ # 8

c. Chequeo por momento resistente

$$\phi M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi = 0.900$$

$$c = 276.394 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.850 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 234.94 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 7510891455.16 \text{ N.mm}$$

OK!

– Área de acero negativo

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.002789 \times 60 \times 161$$

$$A_{s \text{ mín}} = 26.94 \text{ cm}^2$$

φ	φ
# 8	# 6
6	0
30.42 cm ²	0.00 cm ²
Área total = 30.42 cm ²	

Cambie combinación

Usaremos: 6 ϕ # 8

– Área de acero lateral por flambéo

$$A_{s \text{ lat}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \times 60 \times 161$$

$$A_{s \text{ lat}} = 19.32 \text{ cm}^2$$

– Espaciamiento máximo

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

$$S \leq 380(250/f_s) - 2.5 \cdot d_c \quad f_s \text{ (Mpa) y } d_c \text{ (mm)}$$

$$S \leq 300(250/f_s)$$

$$f_s = M_s / (\phi \cdot d \cdot A_s)$$

c. Chequeo por Cortante

* Por carga muerta

$$V_D = 49.830 \text{ Tn}$$

* Por sobrecarga de vedera

$$V_L = 5.100 \text{ Tn}$$

* Por sobrecarga vehicular

$$V_L = 32.230 \text{ Tn}$$

* Por impacto

$$V_I = 10.640 \text{ Tn}$$

* Cortante último

$$V_u = \eta(1.25V_D + 1.75V_L + 1.75V_I) = \eta(1.25 \times 49.83 + 1.75 \times 37.33 + 1.75 \times 10.64)$$

$$V_u = 138.631 \text{ Tn}$$

* Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.083 \cdot B \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.083 \cdot 2 \cdot \sqrt{28} \times 600 \times 1510$$

$$V_c = 73.036 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 73.036 = 62.0806$$

$$\phi V_c = 62.081 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$138.63 \text{ Tn} \leq 62.08 \text{ Tn}$$

No cumple

Diseño por corte

Corte de acero=

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c =$$

$$\phi V_s = 76.550 \text{ Tn}$$

Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte $V_s \text{ max}$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

Para acero de 1/2"

$$\begin{aligned} 1 \text{ rama} &= 1.29 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ ramas} &= 2.58 \text{ cm}^2 \\ S &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para 1 rama

$$V_s = 54.5412 \text{ Tn}$$

Para 2 ramas

$$V_s = 109.082 \text{ Tn}$$

$$V_{s \text{ max}} \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

$$V_s \text{ max} \leq 339.45 \text{ Tn}$$

Cortante que debe adsorber el acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq V_{s \text{ max}}$$

$$V_s = 80.9984 \text{ Tn}$$

$$81.00 \text{ Tn} \leq 339.4 \text{ Tn}$$

OK!

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad \left\{ \begin{array}{l} S \text{ max} \leq 60 \text{ cm} \\ S \text{ max} \leq d_v/2 = 75.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

caso contrario

$$\left\{ \begin{array}{l} S \text{ max} \leq 30 \text{ cm} \\ S \text{ max} \leq d_v/4 = 37.75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Verificamos

$$V_s = 80.9984 \text{ Tn} \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v = 166.763 \text{ Tn}$$

$$S_{\text{max}} = 60 \text{ cm}$$

OK!

3. REQUERIMIENTO DE SERVICIO

3.1 Control de Fisuras y Agrietamiento.

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 9.6 f_y$$

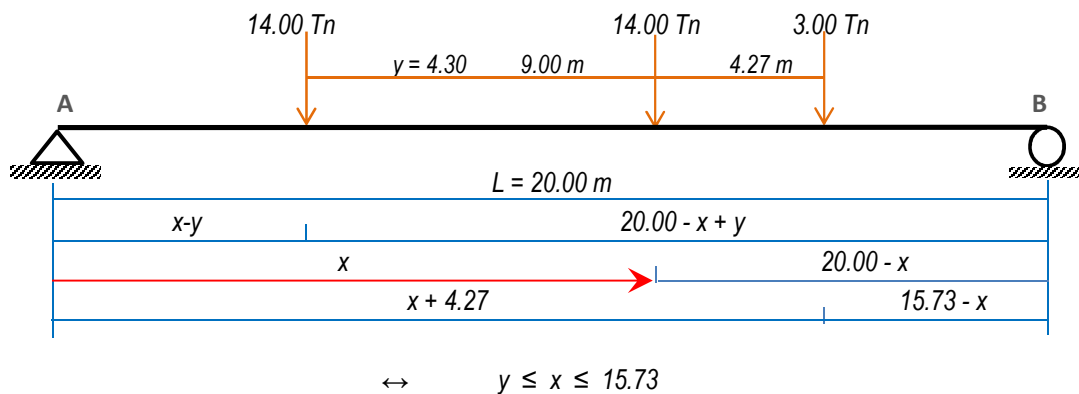
dc=	19 cm		
bw=	60 cm		
Nv=	27		
A =	84.44 cm ²		
Z =	23000	(exposicion severa)	
f _y =	4200 Kg/cm ²		

$$f_{sa} = 1964.654896 \leq 0.6 f_y = 2520$$

OK!

3.2 Fatiga

El Diagrama de cuerpo libre del camión de diseño será:



$$R_A = [14(20-x+y) + 14(20-x) + 3(15.73-x)]/20$$

$$R_A = 30.36 + 0.7y - 1.55x$$

$$M(x) = R_A(x) - 14y = (30.36 + 0.7y)x - 1.55x^2 - 14y$$

De la ecuación anterior, para que el momento sea máximo 'y' debe tomar el valor mínimo o sea 4.30 m

$$\partial M_x = 30.36 + 0.7y - (2)1.55x = 0$$

$$x = 9.79 + 0.23y$$

$$y = 9.00 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = 11.83 \text{ m}$$

Comparando:

$$9 \leq x = 11.83 \leq 15.73 \quad \text{OK!}$$

Luego,

$$(+)\ M_L = 367.00 \text{ Tn-m/m}$$

$$I = 0.15 \text{ Fatiga}$$

$$(+)\ M_I = 55.05 \text{ Tn-m/m}$$

$$M_u = n(0.75(M_L + M_I))$$

$$M_u = 316.54 \text{ Tn-m/viga}$$

Se debe de verificar

$$f_f \leq 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{t}\right) \quad f_{s \max} < f_f$$

$$d = 161 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$A_s = 133.13 \text{ cm}^2$$

$$n = 7.96819 \text{ (relacion modular)}$$

$$x = 598.155 \text{ mm}$$

$$E = 1.167 \text{ mm}$$

$$M_u \text{ fatiga} = 2659959275 \text{ N.mm/viga}$$

$$I_{cr} = 1.51411E+11$$

$$f_s = 141.642 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } f_{min} = 0$$

$$r/t = 0.3$$

$$\frac{1}{2} b x^2 = n A_s (d - x)$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 + n A_s (d - x)$$

$$\frac{f_s}{n} = \frac{M(d - x)}{I_{cr}}$$

$$f_f = 161.500 \text{ N/mm}^2$$

OK!