

**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón
presforzado de puentes de 30 a 40 metros, diseñadas con
AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO
LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de
carga viva.**

AUTOR:

González Muñoz, Oswaldo David

**Trabajo de Titulación previo a la Obtención del Título de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ponce Vásquez, Guillermo Alfonso

Guayaquil, Ecuador

22 de marzo del 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **González Muñoz, Oswaldo David**, como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. _____
Ponce Vásquez, Guillermo Alfonso

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. _____
Alcívar Bastidas, Stefany Esther

Guayaquil, a los 22 días del mes de marzo del año 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **González Muñoz, Oswaldo David**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014** debido al cambio de carga viva previo a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 22 días del mes de marzo del año 2017

EL AUTOR:

f. _____
González Muñoz, Oswaldo David



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **González Muñoz, Oswaldo David**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 22 días del mes de marzo del año 2017

EL AUTOR:

f. _____
González Muñoz, Oswaldo David

Urkund Analysis Result

Analysed Document: TRABAJO DE TITULO DAVID GONZALEZ.docx (D26111335)
Submitted: 2017-03-02 01:57:00
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 2 %

Sources included in the report:

TESIS JORGE CRUZ REVISION URKUND.docx (D21490429)
1473990387_AUGUSTO ANTONIO TALLEDO MERA.pdf (D21782071)
<http://ultimahoraec.com/el-intenso-trafico-en-quito-guayaquil-y-cuenca-se-concentra-de-1800-a-2000/>
<http://www.eadic.com/sap-2000-software-aplicado-calculo-estructuras/>
<http://www.fhumyar.unr.edu.ar/escuelas/3/materiales%20de%20catedras/trabajo%20de%20campo/solefabri1.htm>
<http://dani14238551.blogspot.com/2009/03/la-recopilacion-documental-como-tecnica.html>

Instances where selected sources appear:

9

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por cuidar de mi familia y de mí.

A mi madre, Clemencia Beatriz Muñoz Chachapoyas, que por su esfuerzo y dedicación me ha brindado su apoyo y amor incondicional.

A mi hermana, Beatriz Paola González Muñoz, por su apoyo a lo largo de esta etapa de mi vida.

A mi novia, María Teresa Castro Hidalgo, por su apoyo a lo largo del proceso de titulación.

A mi colega, el Ing. Andrés Enrique Mackliff Pinto, por su apoyo en este proceso de titulación.

Al Ing. Guillermo Alfonso Ponce Vásquez por su asesoría, consejos y experiencia a lo largo de este proceso de titulación.

DEDICATORIA

Dedicado por completo a mi madre Beatriz, por su amor, cariño y afecto. Entregándole de esta manera simbólica el amor que le tengo y demostrándole que el esfuerzo no fue solo de ella.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

f. _____

ING. GUILLERMO ALFONSO PONCE VÁSQUEZ, Ms. C.

TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

ING. STEFANY ESTHER ALCÍVAR BASTIDAS, Ms. C.

DIRECTORA DE CARRERA

ING. JAIME HERNÁNDEZ BARREDO, Ms. C.

OPONENTE

f. _____

ING. XAVIER FEDERICO CASAL RODRÍGUEZ, Ms. C.

DOCENTE DE LA CARRERA

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	xvi
1.1. INTRODUCCIÓN	17
1.2. ANTECEDENTES	18
1.3. ALCANCE	26
1.4. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	27
1.5 JUSTIFICACIÓN	27
1.6 OBJETIVOS	27
1.6.1 OBJETIVO GENERAL.....	27
1.6.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	27
1.7 METODOLOGÍA.....	28
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	30
2.1. AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS 2002 FOR HIGHWAYS BRIDGES.....	30
2.1.1. ASD (ALLOWABLE STRESS DESIGN) Y LFD (LOAD FACTOR DESIGN).....	30
2.1.2. CARGAS	31
2.1.3. COMBINACIONES DE CARGAS	38
2.1.4. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA LARGUEROS, VIGAS LONGITUDINALES Y DE PISO	40
2.1.5. FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTOS Y CORTANTES EN LARGUEROS Y VIGAS LONGITUDINALES PARA CARGAS VIVAS.....	41
2.1.6. FACTOR DE RESISTENCIA	43
2.2. AASHTO STANDARD LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2014	43
2.2.1. ESTADOS LÍMITES.....	44
2.2.2. CARGAS (NORMA AASHTO STANDARD LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2014)	47
2.2.3. COMBINACIONES DE CARGA	52
2.2.4. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA	55
2.2.5. FACTOR DE RESISTENCIA	60
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE VIGA.....	61
3.1. VIGA DE 30 METROS DE LONGITUD INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES.....	61
3.1.1. SECCIÓN LONGITUDINAL.....	61
3.1.2. SECCIÓN TRANSVERSAL	62
3.1.3. VIGA TIPO I USADA EN EL PUENTE.....	63
3.1.4. BARANDAS.....	64
3.1.5. NOTAS GENERALES DE MATERIALES	65
3.2. ANÁLISIS DE VIGA DE 30 METROS DE LONGITUD INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES.....	66
3.2.1. USO DEL SAP 2000 V14	66
3.3. CARGA VIVA SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD 2002	73
3.3.1. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 30 M AASHTO STANDARD 2002.....	74
3.3.2. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 32.5 M	75

3.3.3. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 35 M	76
3.3.4. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 37.5 M	77
3.3.5. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 40 M	77
3.4. CARGA VIVA SEGÚN NORMA AASHTO LRFD 2014.....	78
3.4.1. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 30 M	80
3.4.2. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 32.5 M	80
3.4.3. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 35 M	81
3.4.5. MOMENTOS DE CARGA VIVA VIGA DE 40 M	83
3.5. CUADRO COMPARATIVO DE LAS CARGAS VIVAS SEGÚN NORMAS AASHTO STANDARD 2002 Y AASHTO LRFD 2014	84
3.6. ANÁLISIS LONGITUDINAL DE VIGA DE LONGITUD 30 M DEL INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES POR EL MÉTODO AASHTO STANDARD SPECIFICATION 2002.	85
3.6.1. INGRESO DE CARGA VIVA.	87
3.7. ANÁLISIS LONGITUDINAL DE VIGA DE LONGITUD 30 M DEL INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y AV. BENJAMÍN ROSALES POR EL MÉTODO AASHTO LRFD SPECIFICATION 2014.	89
3.7.1. INGRESO DE CARGA VIVA	91
CAPÍTULO 4: VERIFICACIÓN ANÁLISIS DEMANDA VS RESISTENCIA DE LA VIGA.	95
4.1. ANÁLISIS DE MOMENTOS DE LA VIGA.	95
4.1.1. VERIFICACIÓN ANÁLISIS DEMANDA VS RESISTENCIA DE LA VIGA POR MÉTODO STANDARD 2002 (LEUSCHNER, 2009, PÁGS. 22-23)	97
4.1.2. VERIFICACIÓN ANÁLISIS DEMANDA VS RESISTENCIA DE LA VIGA POR MÉTODO LRFD 2014 (LEUSCHNER, 2009, PÁGS. 22-23)	97
4.2. ANÁLISIS DE CORTANTES DE LA VIGA.	98
4.2.1. ANÁLISIS DE CORTANTES DE LA VIGA POR STANDARD 2002.	98
4.2.2. ANÁLISIS DE CORTANTES DE LA VIGA POR LRFD 2014..	99
4.3 ESFUERZOS PERMISIBLES PARA LA VIGA PRESFORZADA ..	101
4.3.1. VERIFICACIÓN DE ESTADOS POR NORMA STANDARD 2002	101
4.3.2. ESFUERZOS POR NORMA AASHTO STANDARD 2002 ...	103
4.3.3. ESFUERZOS DE TRANSFERENCIA POR NORMA AASHTO LRFD 2014	104
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
5.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
BIBLIOGRAFÍA.....	108

ÍNDICE DE TABLA

TABLA 1: TABLA COMPARATIVA DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS PASOS ELEVADOS.....	26
TABLA 2: TABLA DE PESOS TÍPICOS DE MATERIALES USADOS....	32
TABLA 3: TABLA DE DENSIDADES MATERIALES USADAS EN CARGAS PERMANENTES	48
TABLA 4: VALORES POR CARGA VIVA DEL CAMIÓN MILITAR.....	73
TABLA 5: VALORES POR CARGA VIVA DEL CAMIÓN HS20-44.....	74
TABLA 6: VALOR POR CARGA VIVA DEL CAMIÓN MILITAR HL93-M	79
TABLA 7: VALORES POR CARGA VIVA: CAMIÓN MILITAR HL-93.....	79
TABLA 8: MOMENTOS PRODUCIDOS POR CARGAS VIVAS INGRESADOS POR EL SAP Y POR EL MÉTODO DE CÁLCULO TRADICIONAL.....	84

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: PASO ELEVADO AV. DE LAS AMÉRICAS FRENTE AL ARCHIVO HISTÓRICO GUAYAQUIL.....	18
FIGURA 2: PASO ELEVADO AV. DE LAS AMÉRICAS FRENTE AL ARCHIVO HISTÓRICO GUAYAQUIL.....	18
FIGURA 3: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. DE LAS AMÉRICAS FRENTE AL ARCHIVO HISTÓRICO GUAYAQUIL	19
FIGURA 4: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. DE LAS AMÉRICAS FRENTE AL ARCHIVO HISTÓRICO GUAYAQUIL	19
FIGURA 5: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE AL BANCO BOLIVARIANO	20
FIGURA 6: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE AL BANCO BOLIVARIANO	20
FIGURA 7: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE AL BANCO BOLIVARIANO	20
FIGURA 8: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE AL BANCO BOLIVARIANO	21
FIGURA 9: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE A DISENSA	21
FIGURA 10: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE A DISENSA	22
FIGURA 11: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA FRENTE A DISENSA	22
FIGURA 12: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA INTERSECCIÓN PERIMETRAL	23
FIGURA 13: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA INTERSECCIÓN PERIMETRAL	23
FIGURA 14: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DEL PASO ELEVADO AV. FRANCISCO DE ORELLANA INTERSECCIÓN PERIMETRAL	24
FIGURA 15: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DE LA AV. BENJAMÍN ROSALES.....	24
FIGURA 16: AV. BENJAMÍN ROSALES.....	25
FIGURA 17: CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA AV. BENJAMÍN ROSALES.....	25
FIGURA 18: MODELO DE CAMIÓN H15 Y H20.....	33
FIGURA 19: MODELO DE CAMIÓN HS15 Y HS20.....	34
FIGURA 20: MODELO DE CAMIÓN HS15 Y HS20.....	34
FIGURA 21: MODELO DE CAMIÓN HS15 Y HS20.....	35
FIGURA 22: CARGA DE FAJA PARA CAMIONES H15 O H20.....	35
FIGURA 23: COMBINACIONES DE CARGAS.	38
FIGURA 24: TABLA DE COEFICIENTES.	39
FIGURA 25: ESQUEMA DE CAMIÓN SOBRE VIGA.....	40
FIGURA 26: FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DE LOS CORTANTES MÁXIMOS EN LA VIGA.....	40
FIGURA 27: CARGAS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO LRFD 2012.	41
FIGURA 28: CARGAS DE LAS RUEDAS DE DISTRIBUCIÓN EN VIGAS LONGITUDINALES.	42
FIGURA 29: TABLA DE FACTORES DE RESISTENCIA.	43
FIGURA 30: CAMIÓN DE DISEÑO HS20-44.....	49

FIGURA 31: CAMIÓN DE DISEÑO HS20-44.....	49
FIGURA 32: CARGAS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO LRFD 2012.	50
FIGURA 33: CARGAS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO LRFD 2012.	50
FIGURA 34: TABLA DE LOS PORCENTAJES DE COMPONENTES DE LA CARGA VEHICULAR.	51
FIGURA 35: COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA. ...	53
FIGURA 36: COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA. ...	54
FIGURA 37: COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA. ...	54
FIGURA 38: TABLERO DE SUPERESTRUCTURAS COMUNES.....	55
FIGURA 39: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA INTERIOR	56
FIGURA 40: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA EXTERIOR.....	57
FIGURA 41: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA INTERIOR.....	58
FIGURA 42: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA EXTERIOR.....	59
FIGURA 43: TABLA DE FACTORES DE RESISTENCIA.....	60
FIGURA 44: CORTE LONGITUDINAL DE LA VIGA.....	62
FIGURA 45: CORTE TRANSVERSAL TABLERO.....	62
FIGURA 46: DISPOSICIÓN DE CABLES EN LA VIGA TIPO I.....	63
FIGURA 47: DETALLE DE LA BARANDA UTILIZADA EN LA ESTRUCTURA.....	64
FIGURA 48: NOTAS GENERALES DE MATERIALES.....	65
FIGURA 49: RESUMEN DE MATERIALES.....	65
FIGURA 50: INGRESO DE LA VIGA.....	66
FIGURA 51: INGRESO DE VANOS.....	67
FIGURA 52: MODIFICACIÓN DE VANOS EXTERIORES.....	67
FIGURA 53: MODIFICACIÓN DE RESTRICCIONES.....	68
FIGURA 54: RETIRO DE APOYO EN LOS EXTREMOS.....	68
FIGURA 55: INGRESO DEL MATERIAL DE LA LOSA.....	69
FIGURA 56: SELECCIÓN DE LA SECCIÓN RECTANGULAR DEL TABLERO.....	69
FIGURA 57: INGRESO DE LAS MEDIDAS DEL TABLERO.....	69
FIGURA 58: INGRESO DE PATRONES DE CARGA.....	70
FIGURA 59: INGRESO DE CARGAS.....	70
FIGURA 60: INGRESO DE CARGA DISTRIBUIDA DE ASFALTO.....	71
FIGURA 61: INGRESO DE CARGA DISTRIBUIDA DE BARANDAS.	71
FIGURA 62: INGRESO DE CARGA DE POSTES.....	71
FIGURA 63: INGRESO DE COMBINACIONES DE CARGAS.....	72
FIGURA 64: CARGA PRODUCIDA EN LA VIGA INTERIOR POR COMBINACIÓN DE CARGAS TRANSVERSALES EXPRESADA EN 15.18 KN/M.....	72
FIGURA 65: COMBINACIÓN SDL EXPRESADA EN 4.17 KN/M.....	72
FIGURA 66: MOMENTO MÁXIMO EXPRESADO EN 3.35 KN-M.	73
FIGURA 67: MOMENTO POR CAMIÓN MILITAR.....	75
FIGURA 68: MOMENTO POR CAMIÓN HS20-44.....	75
FIGURA 69: MOMENTO POR CAMIÓN MILITAR.....	75
FIGURA 70: MOMENTO POR CAMIÓN MILITAR.....	76
FIGURA 71: MOMENTO POR CAMIÓN HS20-44.....	76

FIGURA 72: MOMENTO POR CAMIÓN MILITAR.....	77
FIGURA 73: MOMENTO POR CAMIÓN HS20-44.....	77
FIGURA 74: MOMENTO POR CAMIÓN MILITAR.....	78
FIGURA 75: MOMENTO POR CAMIÓN HS20-44.....	78
FIGURA 76: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93M.....	80
FIGURA 77: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93K.....	80
FIGURA 78: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93M.....	81
FIGURA 79: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93K.....	81
FIGURA 80: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93M.....	82
FIGURA 81: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93K.....	82
FIGURA 82: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93M.....	82
FIGURA 83: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93K.....	83
FIGURA 84: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93 M.....	83
FIGURA 85: MOMENTO POR CAMIÓN HL 93K.....	84
FIGURA 86: INGRESO DE GEOMETRÍA-MATERIALES DEL MACIZO.	85
FIGURA 87: INGRESO DE GEOMETRÍA-MATERIALES DE LA VIGA. .	85
FIGURA 88: INGRESO DE PATRONES DE CARGA.	86
FIGURA 89: INGRESO DE VALOR DE CARGAS SDL.	86
FIGURA 90: INGRESO DE VALOR DE LOSA.....	86
FIGURA 91: INGRESO DE CARGA VIVA.	87
FIGURA 92: INGRESO DE CARGA VIVA.	87
FIGURA 93: INGRESO DE COMBINACIONES DE CARGA.	88
FIGURA 94: VALOR MÁXIMO POR CORTE.....	88
FIGURA 95: VALOR MÁXIMO POR MOMENTO.....	88
FIGURA 96: INGRESO DE GEOMETRÍA-MATERIALES DEL MACIZO.	89
FIGURA 97: INGRESO DE GEOMETRÍA-MATERIALES DE LA VIGA. .	89
FIGURA 98: INGRESO DE PATRONES DE CARGA.	90
FIGURA 99: INGRESO DE VALOR DE CARGAS SDL.	90
FIGURA 100: INGRESO DE VALOR DE LOSA: 10.98 KN/M.....	91
FIGURA 101: INGRESO DE CARGA VIVA.....	91
FIGURA 102: INGRESO DE CARGA VIVA.....	92
FIGURA 103: INGRESO DE COMBINACIÓN DE CARGA.	92
FIGURA 104: VALOR MÁXIMO DE CORTE.....	93
FIGURA 105: VALOR MÁXIMO DE MOMENTO.....	93
FIGURA 106: INGRESO DE COMBINACIÓN DE CARGA.	93
FIGURA 107: VALOR MÁXIMO DE CORTE.....	94
FIGURA 108: VALOR MÁXIMO DE MOMENTO.....	94
FIGURA 109: DETALLE DE DISTANCIAS DE LA VIGA.....	97
FIGURA 110: TABLA COMPARATIVA DE MOMENTO Y CORTANTE EN DEMANDA Y RESISTENCIA SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD SPECIFICATION 2002 Y LRFD SPECIFICATION 2014.	107
FIGURA 111: TABLA COMPARATIVA DE ESFUERZO DE PRETENSADO EN FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD SPECIFICATION 2002 Y LRFD SPECIFICATION 2014.....	107

RESUMEN

El presente estudio evalúa el comportamiento de vigas de hormigón presfuerzo de puentes de 30 a 40 metros, diseñadas con la norma AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva. Para esto se consideraron 5 estructuras en funcionamiento ubicadas en la ciudad de Guayaquil que cuentan con vigas de entre 30 a 40 metros; de las cinco estructuras en funcionamiento se eligió una viga intermedia del intercambiador de tráfico de la av. Benjamín Rosales para el presente estudio. Se realizó el análisis de cargas muertas para determinar la viga que se encuentra afectada por la mayor descarga y esta viga seleccionarla para el estudio. La viga seleccionada es la viga central del tablero ya que por análisis de la herramienta SAP2000 v14 nos indica que esta viga cuenta con el mayor ancho tributario y la mayor descarga produciendo los cortantes y momentos máximos en comparación con las demás vigas del intercambiador de tráfico de la av. Benjamín Rosales. Teniendo en cuenta el cambio de carga viva entre normas, se realizó un cálculo de forma tradicional (sin utilizar la herramienta SAP2000 v14) para determinar la descarga únicamente por carga viva en norma AASHTO Standard 2002 y norma AASHTO LRFD 2014, y se compararon los resultados con el encontrado por la herramienta SAP2000 por ingreso de cargas vivas. Los resultados obtenidos por cargas vivas nos dieron un camión específico para cada norma que se considera crítico, el cual fue escogido para los análisis necesarios. A partir de esta carga viva se analizaron las estructuras para determinar los máximos cortantes y momentos en ambas normas y compararlos.

PALABRAS CLAVES: AASHTO, viga, puentes, carga viva, hormigón, presfuerzo.

ABSTRACT

The present study evaluates the behavior of reinforced concrete beams of bridges of 30 to 40 meters, designed with the standard AASHTO Standard Specification 2002, with the standard AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 due to the change of live load. For this, were considered 5 structures in operation located in Guayaquil city that have beams of between 30 to 40 meters; of the five structures in operation, an intermediate beam of the traffic exchanger of the Benjamín Rosales Avenue for the present study. The analysis of dead loads was performed to determine the beam that is affected by the greater discharge and this beam to select it for the study. The selected beam is the central beam of the board because by analysis of the tool SAP2000 v14 indicates that this beam has the largest tributary width and the largest discharge producing the cutting and maximum moments in comparison with the other beams of the traffic interchange the Benjamín Rosales Avenue. Taking into account the change in living load between standards, a traditional calculation (without using the SAP2000 v14 tool) was performed to determine the discharge only by live load in AASHTO Standard 2002 and AASHTO LRFD 2014 Standard, and the results were compared with the one found by the SAP2000 tool for the entry of live loads. The results obtained by live loads gave us a specific truck for each standard that is considered critical, which was chosen for the necessary analyzes. From this live load the structures were analyzed to determine the maximum shear and moments in both norms and to compare them.

KEYWORDS: AASHTO, beam, bridges, live load, concrete, pressure.

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. Introducción

Guayaquil, según el censo de población y vivienda realizado en el año 2010, es una de las ciudades más pobladas del Ecuador con un total de 2.291.158 habitantes lo que da lugar al gran desarrollo de actividades comerciales, turísticas, financieras, culturales y de entretenimiento. (INEC, 2010).

Destaca por sus numerosos puentes y pasos elevados los cuales están ubicados alrededor de toda la ciudad con el objetivo de disminuir la densidad del tráfico dentro de las horas de más congestión vehicular como vías alternas de destino. De acuerdo a un sondeo realizado a sus pobladores en el año 2014, se pudo identificar que las horas en que más tráfico se registraba eran en los rangos de 7h00 a 9h00 y de 18h00 a 19h00. (El Comercio, 2014)

La ciudad se ha caracterizado por tener puentes seguros y de alta resistencia ya sea a cargas máximas en horas pico y sismos de baja intensidad, exceptuando el paso elevado de la Avenida De las Américas a la altura de la Universidad Laica, que debido a las vibraciones ocasionadas por el terremoto de 7, 8 grados ocurrido el 16 de abril de 2016 colapso en respuesta a las inconsistencias en el ángulo de esviaje entre los tableros que al golpearse crearon grandes daños en los mismos y cedieron en un tramo intermedio. El 18 de abril de 2016, la Dirección de Obras Públicas del Municipio de Guayaquil, comenzó su demolición y se determinó que las causas del colapso responden a fallas en diseño y construcción. (García, 2016)

El trabajo descrito a continuación busca confirmar las diferencias, similitudes y grados de confianza que dan las estructuras antiguas aplicadas con normas AASHTO¹ Standard Specification 2002 con las futuras nuevas estructuras posibles diseñadas por la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

¹ American Association of State Highway and Transportation Officials

1.2. Antecedentes

Dentro de esta investigación, se tomará como referencia cinco pasos elevados de la ciudad de Guayaquil que cumplen con distancias entre las pilas de entre 30 a 40 metros con el objetivo de analizar sus características y aplicarlas a la problemática.

Paso elevado av. de las Américas frente al archivo histórico Guayaquil: Este paso elevado cuenta con vigas de luces de 30 metros desde los ejes centrales de la pilas, las vigas de esta medida se encuentran en el tramo intermedio, ya que los tramos adyacentes son solo de 25 metros.



Figura 1: Paso elevado Av. de las Américas frente al Archivo Histórico Guayaquil

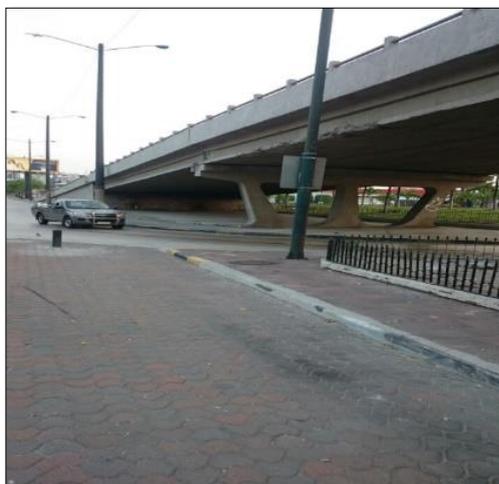


Figura 2: Paso elevado Av. de las Américas frente al Archivo Histórico Guayaquil

Características de Viga:

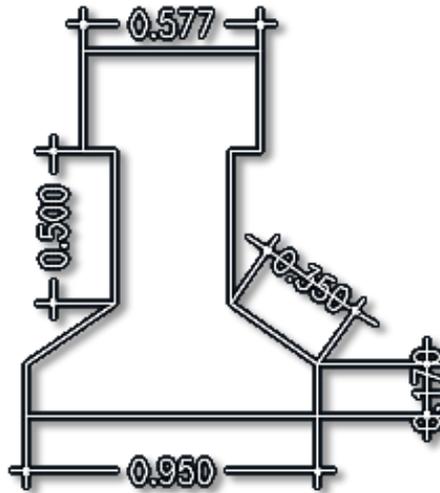


Figura 3: Características de la viga del paso elevado av. de las Américas frente al Archivo Histórico Guayaquil

Este perfil se usa en todos los tramos del puente, solo teniendo 30 metros el tramo central, la separación entre vigas es de aproximadamente 90 cm entre ejes centrales de la viga y cuenta con 11 vigas para completar el tablero.



Figura 4: Características de la viga del paso elevado av. de las Américas frente al archivo histórico Guayaquil

Paso elevado av. Francisco de Orellana frente al Banco Bolivariano:

Este paso elevado cuenta con vigas de luces de 35 metros desde ejes centrales de las pilas, cuenta con 5 vigas que forman el tablero separadas 2.3 m entre ellas tomadas referencias desde ejes centrales. Todos los tramos intermedios están formados por vigas de la misma distancia, solo exceptuando los que llegan a los estribos.



Figura 5: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente al banco bolivariano



Figura 6: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente al banco bolivariano



Figura 7: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente al banco bolivariano

Características de la Viga:



Figura 8: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente al banco bolivariano

Paso elevado av. Francisco de Orellana frente a Disensa: Este paso elevado cuenta con vigas de luces de 35 metros desde ejes centrales de las pilas, cuenta con 5 vigas que forman el tablero separadas 2.2 m entre ellas tomadas referencias desde ejes centrales. Todos los tramos intermedios están formados por vigas de la misma distancia, solo exceptuando los que llegan a los estribos la misma viga que el puente frente al banco bolivariano.



Figura 9: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente a Disensa



Figura 10: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente a Disensa

Características de la Viga:

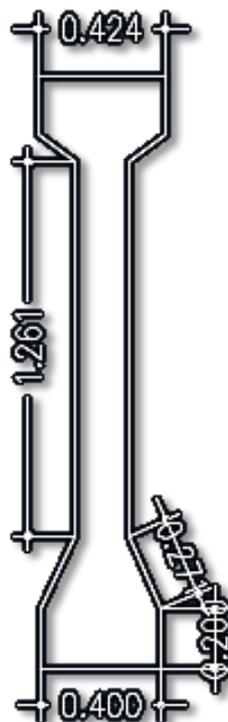


Figura 11: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana frente a Disensa

Paso elevado av. Francisco de Orellana intersección perimetral:

Este paso elevado cuenta con vigas de luces de 35 metros desde ejes centrales de las pilas, cuenta con 5 vigas que forman el tablero separadas 2.3 m entre ellas tomadas referencias desde ejes centrales. Todos los tramos intermedios están formados por vigas de la misma distancia, solo exceptuando los que llegan a los estribos. La misma viga que el puente en la av. Orellana frente al banco bolivariano y al de la av. Orellana frente a Disensa.



Figura 12: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana intersección perimetral



Figura 13: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana intersección perimetral

Características de la Viga:

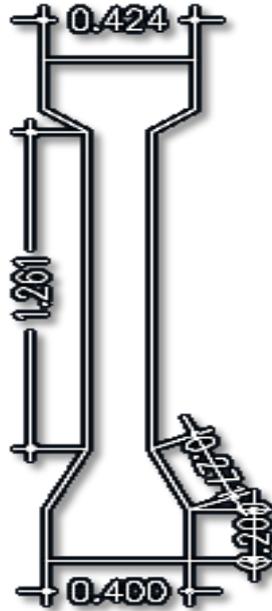


Figura 14: Características de la viga del paso elevado av. Francisco de Orellana intersección perimetral

Intercambiador de la Av. Benjamín Rosales: Este paso elevado cuenta con vigas de luces de 30 metros desde ejes centrales de las pilas, cuenta con 5 vigas que forman el tablero separadas 2.60 m entre ellas tomadas referencias desde ejes centrales. Todos los tramos intermedios están formados por vigas de la misma distancia, solo exceptuando los que llegan a los estribos que son de 1.05m.



Figura 15: Características de la viga de la av. Benjamín Rosales.

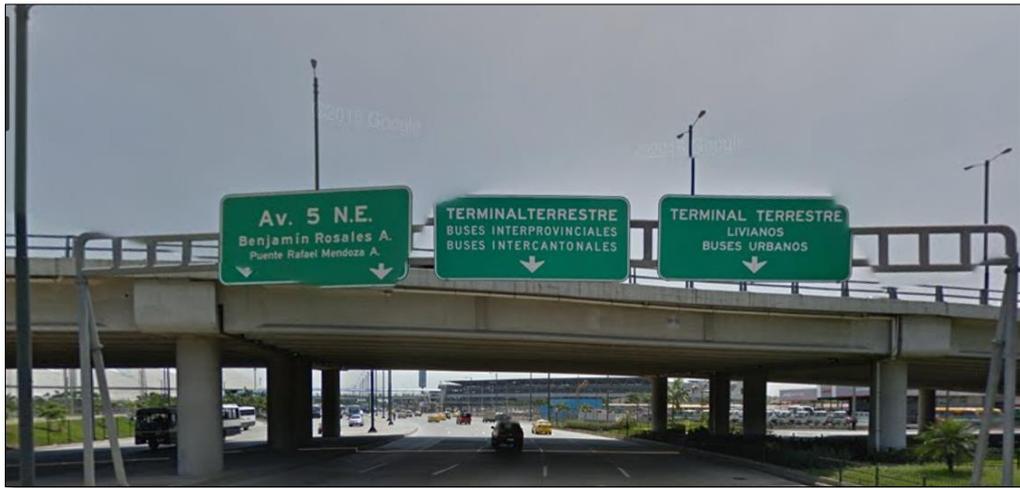


Figura 16: Av. Benjamín Rosales.

Características de la Viga:

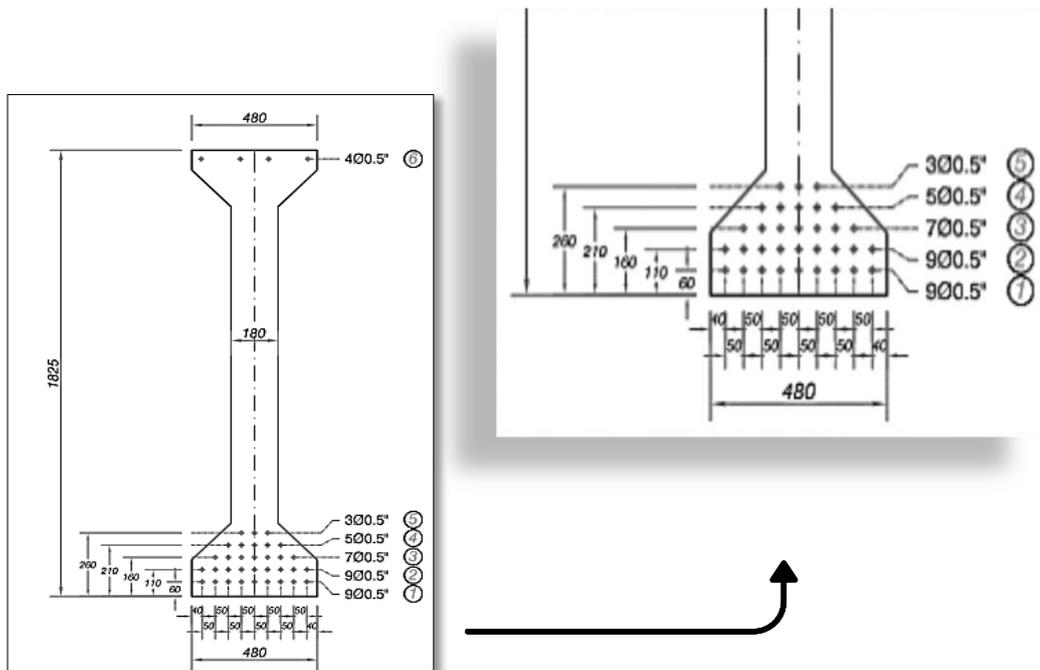


Figura 17: Características de la Viga av. Benjamín Rosales.

A continuación se detalla una tabla comparativa de las características de los cinco pasos elevados antes mencionados, en la que se detalla la medida de la viga, su ubicación, separación entre vigas y el total de vigas en tablero:

Puente	Medida de la viga	Ubicación de la viga	Separación entre vigas	Total de vigas en Tablero
Paso elevado Av. de las Américas frente al Archivo Histórico Guayaquil	30 metros desde los ejes centrales de las pilas	Tramo intermedio	90cm	11 vigas
Paso elevado Av. Francisco de Orellana frente al Banco Bolivariano	35 metros desde los ejes centrales de la pilas	Tramo intermedio	2.3 metros	5 vigas
Paso elevado Av. Francisco de Orellana frente a Disensa	35 metros desde los ejes centrales de la pilas	Tramo intermedio	2.2 metros	5 vigas
Paso elevado Av. Francisco de Orellana intersección perimetral	35 metros desde los ejes centrales de la pilas	Tramo intermedio	2.3 metros	5 vigas
Intercambiador de la av. Benjamín Rosales	30 metros desde los ejes centrales de las pilas	Tramo intermedio	2.60 metros	5 vigas

Tabla 1: Tabla comparativa de las características de los pasos elevados.

De la tabla antes mencionada se ha seleccionado el intercambiador de la Av. Benjamín Rosales para el análisis de este proyecto.

1.3. Alcance

Este estudio se basa en la evaluación del comportamiento de una viga de hormigón presforzado del intercambiador de tráfico ubicada en la av. Benjamín Rosales en la ciudad de Guayaquil. Esta evaluación incluye el análisis y comparación por momentos, cortantes y estados de presfuerzos de la viga central de 30 metros perteneciente al intercambiador de tráfico con la norma AASHTO Standard 2002 y norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

1.4. Problema de investigación

¿Cuál sería el comportamiento de las vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros en la ciudad de Guayaquil si fueran diseñadas con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014?

Los pasos elevados que he seleccionado como referencia al objeto de estudio cuentan con un diseño en la norma AASHTO Standard Specification 2002, por lo cual se necesita realizar un análisis comparativo con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 y verificar que dicha estructura cuente con las especificaciones mínimas que nos indica la Norma.

1.5 Justificación

Actualmente no se ha realizado un estudio del comportamiento de la viga interior de hormigón presforzado del intercambiador de la av. Benjamín Rosales, por consiguiente, es necesario dicho estudio para determinar la importancia del análisis y comparación de las estructuras diseñadas por la norma AASHTO Standard Specification 2002 con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2014 y demostrar si existe una variación de los requerimientos de la norma actual.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros diseñadas con la norma AASHTO Standard Specification 2002 y con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva.

1.6.2 Objetivos específicos

- Analizar el comportamiento de una viga de 30 metros de hormigón presforzado con norma AASHTO Standard Specification 2002 y con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 por medio del SAP 2000v14.
- Determinar resistencia y demanda de una viga de 30 metros de hormigón presforzado con la norma AASHTO Standard Specification 2002 y con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

- Comparar los resultados de la resistencia vs demanda de una viga de 30 metros de hormigón presforzado con la norma AASHTO Standard Specification 2002 y con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

1.7 Metodología

Para la elaboración de la evolución del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002 con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva se realizó una investigación documental y de campo en los pasos elevados de la Av. de las Américas frente al Archivo Histórico Guayaquil, Av. Francisco de Orellana frente al Banco Bolivariano, Av. Francisco de Orellana frente a Disensa, Av. Francisco de Orellana intersección perimetral y, en el Intercambiador de la Av. Benjamín Rosales.

Este estudio cuenta con un enfoque cuantitativo y cualitativo. Durante la investigación de campo, se utilizó la metodología de investigación por medio de observación, la cual nos permite recoger información sobre el objeto que se toma en consideración. Esta recopilación implica una actividad de codificación: la información bruta seleccionada se traduce mediante un código para ser transmitida a alguien (uno mismo u otros). (Fabbri, 2013).

También se utilizó la metodología de la recopilación documental, la cual se considera un instrumento o técnica de investigación general cuya finalidad es obtener datos e información a partir de fuentes documentales con el fin de ser utilizados dentro de la investigación. La información recopilada puede ser mediante documentos escritos, estadísticos o numéricos. (Torrealba, 2009).

Para el análisis del comportamiento de una viga de 30 metros de hormigón presforzado por medio de las dos normas, se utilizó un programa de cálculos de estructuras basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF) llamado: SAP2000². El origen de su nombre viene de sus siglas en inglés de Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural).

² Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural)

Es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. (EADIC, 2015).

Los datos obtenidos de la aplicación del SAP2000, permitieron obtener los valores de momentos y cortantes para poder comparar la viga de 30 metros de hormigón presforzado entre la norma AASHTO Standard Specification 2002 y la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

En síntesis, el procedimiento general de este estudio fue el siguiente:

- Determinación de Objetivos.
- Selección bibliográfica referente al tema específico.
- Identificación de metodología de investigación.
- Recolección de datos y evidencias fotográficas mediante la observación directa del objeto de estudio.
- Selección de la herramienta SAP2000 para analizar las estructuras de la investigación de campo.
- Recopilación y sistematización de la información recogida.
- Interpretación de resultados.
- Evaluación del comportamiento de una viga de 30 metros de hormigón presforzado diseñada con AASHTO Standard Specification 2002 y con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. AASHTO Standard Specifications 2002 for Highways Bridges

AASHTO Standard Specifications for Highways Bridges dice que para el diseño de superestructuras de puentes se basa en la mezcla de dos filosofías de diseño: ASD (Allowable stress Design) y LFD (Load factor design).

2.1.1. ASD (Allowable stress Design) y LFD (Load factor design)

ASD (Allowable stress Design): Se caracteriza porque en su filosofía de diseño las cargas aplicadas a la estructura no deben de ser mayores a la resistencia de los elementos afectados por un factor de seguridad, en donde: (a) R_n = resistencia de diseño, (b) FS = Factor de seguridad, (c) Q = cargas aplicadas a la estructura. (Rojas Cruz, 2015, pág. 2.8)

$$\frac{R_n}{FS} \geq Q$$

LFD (Load factor design): Se caracteriza porque en su filosofía de diseño se toma en consideración la resistencia ultima de la estructura debe de ser mayor a las cargas aplicadas, en donde: (a) R_n = resistencia de diseño, (b) Y = Factor de carga, (c) Q = cargas aplicadas a la estructura. (Rojas Cruz, 2015, pág. 2.8)

$$R_n \geq \sum YQ$$

Este método de diseño se ha usado por más de 100 años como opción de diseño pero en los últimos 20 años se ha decidido intervenir con un método más racional que se base en el cese de la estructura como tal mediante los estados límites que es la norma LRFD.

2.1.2. Cargas

La Norma AASHTO Standard Specification 2002 for Highways Bridges indica que los puentes como toda estructura están afectados por diferentes tipos de cargas a lo largo de su vida útil, la combinación de estas cargas debe ser soportada por la estructura del puente. Las cargas consideradas según el método de diseño son las siguientes: (a) Carga muerta, (b) Carga viva, (c) Impacto, (d) Fuerza de frenado, (e) Subpresión hidráulica (estructuras que presentan nivel freático), (f) Fuerza centrífuga, (g) Fuerza de viento, (h) Fuerzas por dilatación térmica, (i) Presiones de tierra, (j) Terremotos. Las fuerzas aplicadas generalmente a todas las estructuras del puente son: (a) carga muerta, (b) carga viva y (c) fuerza de impacto. Las demás cargas: (a) fuerza de frenado, (b) fuerza centrífuga, (c) fuerza de viento, (d) fuerza por dilatación térmica, (e) presiones de tierra y (f) terremotos, solo serán aplicadas en caso de ser necesario.” (AASHTO, 2002, pág. 19)

2.1.2.1. Carga muerta.

La carga muerta deberá ser considerada como el peso de la toda la estructura, incluyendo carpeta de rodadura, aceras, tuberías, cables, postes, barandas, barreras y otros servicios de utilidad públicos. Incluye una carpeta adicional de desgaste considerada en el asfalto de forma inmediata o en el futuro, que por lo general se considera de 5 cm de espesor. (AASHTO, 2002, pág. 19).

Si se desea se podrá aplicar un capa de 6mm o mas como protección para el desgaste (AASHTO, 2002, pág. 20).

Materiales	Peso en kg/m3
Acero o acero fundido	7.866
Hierro Fundido	7.223
Aleación de aluminio	2.809
Madera	803
Hormigón simple o armado	2.408
Arena compactada, tierra , grava o balasto	1.926
Arena suelta, tierra y grava	1.605
Grava rodillada	2.247
Relleno de escorias o cenizas	963
Pavimentos que no sea de bloques de madera	2.408
Mampostería de piedra	2.729
Rieles de ferrocarril, baranda de protección y fijadores (por ml)	298
Planchas de asfalto de 2.5cm de espesor	44

Tabla 2: Tabla de pesos típicos de materiales usados
Nota: Adaptado de "Curso Puente" por P. Rojas Cruz, fuente: (Rojas Cruz, 2015, pág. 2)

2.1.2.1.1. Acera, bordillos y carga de baranda

La carga de barandas está considerada por la geometría de la baranda de la misma manera de las cargas de aceras y bordillos.

2.1.2.2. Carga viva.

La carga viva deberá ser considerada como el peso de las cargas en movimiento producidas por los vehículos y los peatones. Las cargas vivas se asumirán que ocupan un ancho de 10 pies (3.05m). La carga viva puede ser de 2 tipos: cargas de camión y cargas de vía o de carril (AASHTO, 2002, pág. 20).

2.1.2.2.1. Carga de camión

La carga de camión es la carga producida por el peso de los camiones estándares en movimiento sobre el puente. (AASHTO, 2002, pág. 20)

2.1.2.2.1.1. Camiones estándares

Son los camiones reconocidos por la norma AASHTO Standard 2002 Specifications for Highways Bridges. Y son de 2 tipos. (a) Camiones de 2 ejes que pueden ser tipo H15-44 o H20-44. (b) Camiones de 3 ejes que pueden ser tipo HS15-44 o HS20-44. Donde el de los tipo H20 o H15 se refieren a camiones de 2 ejes para carreteras y el número 44 el año que se adoptó el camión como referencia, mientras que los tipo HS15 y HS20 se refieren a los camiones de 3 ejes con el número 44 de la misma forma que los H se refiere al año en que se adoptó el camión como referencia. El ancho destinado para el camión de diseño es de 3.05m colocado en 3.66m que es considerada una vía de diseño. Para que sea normado este camión deberá colocarse en cada vía de diseño a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de diseño según diseño se vayan a colocar en la calzada. Las cargas H15 y HS 15 son el 75% de las cargas H20 y HS 20 (AASHTO, 2002, pág. 20).

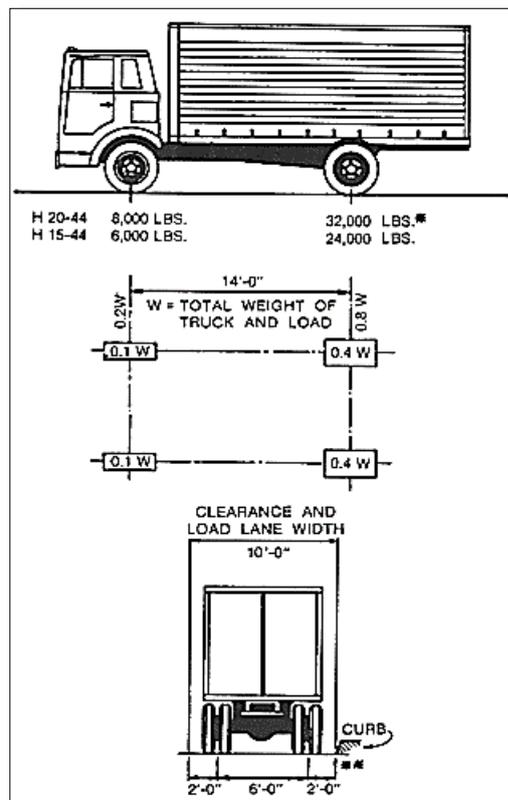


Figura 18: Modelo de Camión H15 y H20.

Adaptado de: "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 22).

Donde los pesos considerados para las cargas vivas son el peso del camión en movimiento.

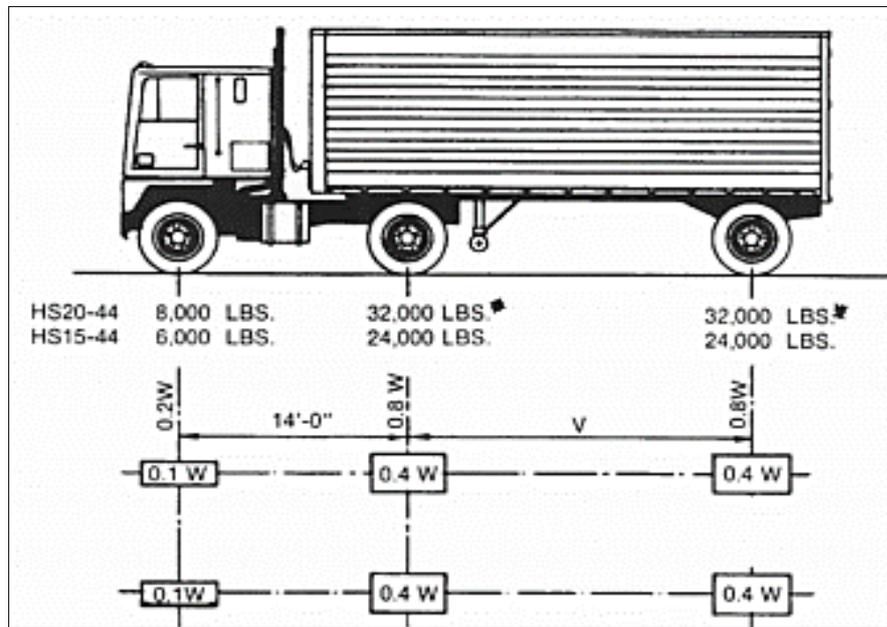


Figura 19: Modelo de Camión HS15 y HS20.
Adaptado de: "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 24).

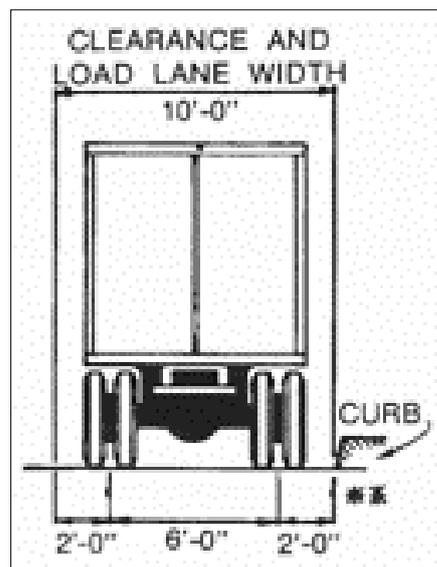


Figura 20: Modelo de Camión HS15 y HS20.
Adaptado de: "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 24).

En donde (a) W = es igual al peso combinado de los 2 primeros ejes, igual al que tiene el camión tipo H correspondiente; (b) V = espaciamento variable de 4.27 a 9.14m inclusive. El espaciamento que se use será el que produzca esfuerzos máximos. Se usara el camión HS20-44 como el

destinado para diseños que como características principales según gráficos cuenta con un peso de 3.63 T en el eje delantero y de 14,52 T en cada uno de los ejes traseros. Como consideración debemos tomar que para hallar los esfuerzos de flexión máximos producidos por los camiones de diseño HS20-44 la carga de este se debe colocar en el primer eje trasero y la resultante de las cargas del camión coincidirá con el eje longitudinal de la viga. Para calcular el esfuerzo de cortante máximo estas cargas del camión deberán ser colocadas de tal manera que el eje trasero de camión quede apoyado en el apoyo de la viga. (AASHTO, 2002, pág. 24)

2.1.2.2.2. Carga de fajas o de carriles.

Son las cargas producidas por los carriles que son consideradas cargas vivas, estas cargas están siendo consideradas dependiendo del camión usado.

2.1.2.2.2.1. Cargas de fajas para camiones estándares.

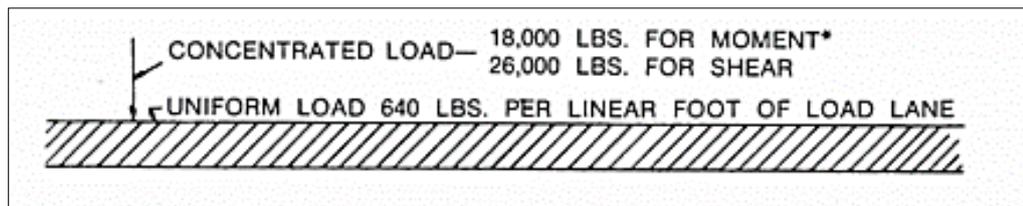


Figura 21: Modelo de Camión HS15 y HS20.
Adaptado de: "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 23).

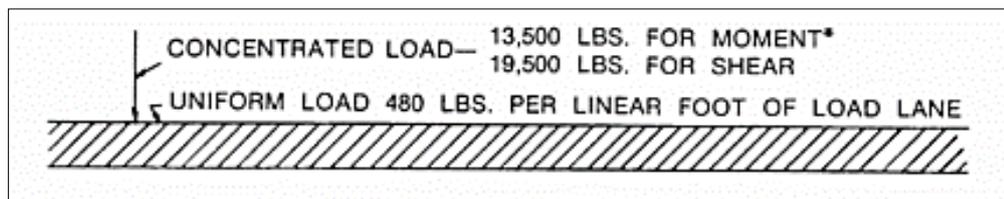


Figura 22: Carga de faja para camiones H15 o H20.
Adaptado de: "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 23).

Para puentes que soportan tráfico y peso de camiones la mínima carga viva a utilizar será la carga HS20-44 o alternativamente un camión militar de 2 ejes con un peso igual a 11 ton. (24KIPS) (AASHTO, 2002, pág. 21). Por lo general este peso del camión militar se lo utiliza cuando las luces son pequeñas. Camión MTOP: Es un camión usado como requerimiento de diseño por el Ministerio de Transporte y Obras públicas donde nos indican que la carga viva producida por el camión es igual a 1.37 HS20-44 = 44.73 ton. (Rojas Cruz, 2015, pág. 5).

2.1.2.3. Carga Viva de Impacto.

Las cargas vivas de impacto deben incrementarse con el fin de considerar efectos de impacto, vibratorios y dinámicos pero solo en los siguientes elementos: (a) Superestructura: columnas, vigas cabezales, siempre y cuando sean monolíticos con ellos. (b) Para el caso de apoyos sobre pilotes, conectados rígidamente a la estructura, se aplica a la parte de los pilotes que sobresalen del terreno. (AASHTO, 2002, pág. 21)

La carga viva de impacto no debe considerarse en elementos como: (a) Estribos, (b) Muros de contención, (c) Pilas y pilotes (excepto caso conectados rígidamente a la estructura), (d) Zapatas y plintos, (e) Cargas de acera para peatones, (f) Alcantarillas y estructuras que tengan relleno superior a 0.91 m (AASHTO, 2002, pág. 21).

Fórmula de impacto:

$$I = 1 + \frac{15.24}{38.1 * L} \leq 1.30$$

En donde (a) I= factor de impacto, (b) L= longitud en metros de la parte cargada del tramo para producir el máximo esfuerzo en el elemento. Nota: esta fórmula es aplicable solo para sistema internacional de medidas ya que para sistema inglés se usa esta pequeña variación en la formula.

$$I = 1 + \frac{50}{125 * L} \leq 1.30$$

En donde L se encuentra en pies. Para que la uniformidad de la fórmula la longitud cargada será la siguiente: (a) Para pavimentos de las carretas, la

longitud del diseño, (b) Para miembros transversales como las vigas de piso, la longitud de los soportes de centro a centro de los mismos. (c) Para calcular el momento de carga del camión: la longitud del tramo o para los brazos en voladizo será la longitud desde el centro del momento hasta el eje más lejano, (d) Para el corte debido a las cargas del camión: la longitud de la parte cargada del tramo desde el punto considerado a la reacción lejana: excepto para los brazos en voladizo en donde será un factor de impacto del 30%, (e) Para tramos continuos: la longitud del tramo considerado para el momento positivo y la media de dos tramos adyacentes cargados para los momentos negativos. (AASHTO, 2002, pág. 21).

2.1.2.4. Fuerza Longitudinales o de frenado

Esta es la fuerza originada por la fricción y la parada brusca de vehículos donde se considerada improbable la detención simultánea de todo el tren de vehículos. La fuerza de frenado se la considera igual al 5% de la carga viva considerada en todos los carriles que puedan llegar a tener tránsito en la misma dirección como previsión para el futuro. El centro de gravedad de la fuerza se localiza a 1.83 m sobre la calzada y se trasmite a la subestructura a través de la superestructura. (AASHTO, 2002, pág. 23).

2.1.2.5. Fuerza centrífuga

Las estructuras en curva, deben diseñarse para la siguiente fuerza radial horizontal en todos los carriles $C= 0.00117 s^2 D=6.68 \frac{S^2}{R}$ En donde: (a) C= fuerza centrífuga en % de la carga viva, sin impacto, (b) S= velocidad de diseño en millas /horas, (c) D= grado de la curva, (d) R= radio de la curva en pies. Para fuerzas centrífugas se considera que la carga viva a usar es la del camión no la del carril y ésta estará ubicada en cada carril de diseño para producir el máximo esfuerzo. El centro de gravedad de la fuerza se localiza a 1.83m sobre la calzada, medida sobre el eje longitudinal de la vía. (AASHTO, 2002, pág. 25).

2.1.2.6. Fuerza de viento

Esta fuerza se basa en la producida por el viento, solo se aplica en ambientes donde se considera perjudicial o que podría afectar a la estructura, para su aplicación deberá ser considerado a 90 grados y solo si sobrepasa las 100 millas por hora. (AASHTO, 2002, pág. 26).

2.1.2.7. Fuerzas por dilatación térmica

Estas fuerzas son consideradas por el cambio brusco de temperatura que podría llegar a sufrir ciertas estructuras dependiendo del ambiente donde estén ubicadas, para los cuales hay considerados rangos permisibles y otras a tomar en consideración

Se considera un clima moderado desde los 0°C hasta las 45 °C. (AASHTO, 2002, pág. 28).

2.1.2.8. Presiones de tierra

Es la fuerza que se considera en caso del levantamiento involuntario de las presiones de tierra producido por el asentamiento de la estructura, por eso se debe prevenir una adecuada fijación de la estructura y asegurar que el levantamiento calculado sea resistido por los elementos de la estructura. (AASHTO, 2002, pág. 30).

2.1.2.9. Terremotos

Se aplicará solo en regiones en donde se considere haya peligro de terremotos y las estructuras deberán estar diseñadas para resistir los eventos considerando la relación del sitio con las fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio y la respuesta dinámica de toda la estructura. (AASHTO, 2002, pág. 30).

2.1.3. Combinaciones de cargas

Los diferentes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales las estructuras están sometidas. Cada componente de la estructura o de la cimentación debe estar regida bajo un grupo de combinaciones seguras para las fuerzas aplicadas en particular por efectos de tipos o lugares. Las combinaciones de cargas están dadas por:

$$\begin{aligned} \text{Group (N)} = & \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E \\ & + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_L \cdot LF + \beta_R (R + S + T) \\ & + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \end{aligned}$$

Figura 23: Combinaciones de cargas.

Adaptado de: "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 30).

Dónde: (a) N= Número del grupo, (b) γ = factor de carga dado por tabla, (c) β = coeficiente dado por tabla, (d) D= Carga muerta, (e) L= Carga viva, (f)

I= Carga viva de impacto, (g) E= presión de tierras, (h) B= flotabilidad, (i) W= carga de viento en la estructura, (j) WL= carga de viento en la carga viva - 100lb por pie, (k) LF= fuerzas longitudinales por la carga viva, (l) CF= fuerza centrífuga, (m) R=acortamientos nervios, (n) S= contracciones, (ñ) T= temperaturas, (o) EQ= earthquake, (p) SF = Presión del flujo de corriente, (q) ICE= presión de hielo. (AASHTO, 2002, pág. 30).

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS													%	
		D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	Culvert
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	Culvert	

Figura 24: Tabla de Coeficientes.
Adaptado de "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 31).

(L+I) n= carga viva más impacto para cargas H Y HS; (L+I) p=carga viva más impacto consistente con el criterio de sobrecarga de la agencia de operaciones. Nosotros solo consideraremos el grupo I por ser bajo los estándares del medio la combinación típica para losas y vigas, quedando la fórmula general: (AASHTO, 2002, pág. 31)

$$\text{GRUPO I} = 1 [D + 1 (L + I)].$$

2.1.4. Distribución de cargas para largueros, vigas longitudinales y de piso

2.1.4.1. Posición de cargas para cortante

En los cálculos de cortantes en los extremos y reacciones finales en largueros vigas longitudinales y de piso, ninguna distribución longitudinal de las cargas de las ruedas deberá ser asumida por la rueda o el eje adyacente a la viga transversal del suelo, la viga longitudinal o larguero en el cual se determina la tensión. La distribución lateral de la carga de las ruedas a los extremos de las vigas o largueros deberá ser producida asumiendo que el piso actúa como un simple paño entre los largueros y vigas. Para las ruedas o ejes en otras posiciones del paño, la distribución del cortante debe determinar por el método descrito para el momento exceptuando el cálculo de cortante horizontal. (AASHTO, 2002, pág. 32).

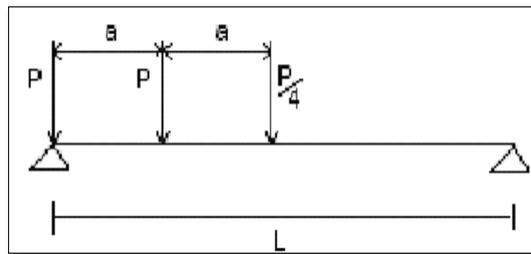


Figura 25: Esquema de Camión sobre viga.
Adaptado de "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 32).

La fórmula entonces para el cálculo de los cortantes máximos en la viga será el siguiente:

$$V_{MAX} = \frac{P}{4} \cdot \left(9 - 6 \cdot \frac{a}{L} \right)$$

Figura 26: Fórmula para el cálculo de los cortantes máximos en la viga.
Por (AASHTO, 2002, pág. 32)

2.1.4.2. Posición de cargas para momento

En los cálculos de los momentos y reacciones finales en largueros, vigas longitudinales y de piso la posición de la carga del camión debe ser considerada en el mismo punto de coincidencia del centro de gravedad del camión al centro de la viga.

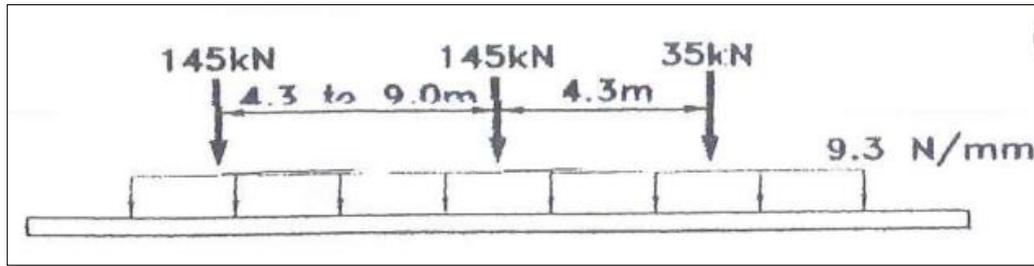


Figura 27: Cargas de diseño según AASHTO LRFD 2012.
Adaptado de "Curso Puente" por (Rojas Cruz, 2015, pág. 19)

2.1.5. Factores de Distribución para momentos y cortantes en largueros y vigas longitudinales para cargas vivas

En los largueros y las vigas longitudinales la distribución de las cargas de la rueda debe ser asumida, ésta estará dada por: (AASHTO, 2002, pág. 33)

2.1.5.1. Vigas interiores o largueros.

La carga viva del momento para cada larguero estará determinada por la tabla donde se aplica una fracción de la longitud de la carga de la rueda. (AASHTO, 2002, pág. 33)

Kind of Floor	Bridge Designed for One Traffic Lane	Bridge Designed for Two or more Traffic Lanes
Timber: ^a Plank ^b	S/4.0	S/3.75
Nail laminated ^c 4" thick or multiple layer ^d floors over 5" thick	S/4.5	S/4.0
Nail laminated ^c 6" or more thick	S/5.0 If S exceeds 5' use footnote f.	S/4.25 If S exceeds 6.5' use footnote f.
Glued laminated ^e Panels on glued laminated stringers		
4" thick	S/4.5	S/4.0
6" or more thick	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 7.5' use footnote f.
On steel stringers		
4" thick	S/4.5	S/4.0
6" or more thick	S/5.25 If S exceeds 5.5' use footnote f.	S/4.5 If S exceeds 7' use footnote f.
Concrete:		
On steel I-Beam stringers ^f and prestressed concrete girders	S/7.0 If S exceeds 10' use footnote f.	S/5.5 If S exceeds 14' use footnote f.
On concrete T-Beams	S/6.5 If S exceeds 6' use footnote f.	S/6.0 If S exceeds 10' use footnote f.
On timber stringers	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 10' use footnote f.
Concrete box girders ^g	S/8.0 If S exceeds 12' use footnote f.	S/7.0 If S exceeds 16' use footnote f.
On steel box girders	See Article 10.39.2.	
On prestressed con- crete spread box Beams	See Article 3.28.	
Steel grid: (Less than 4" thick) (4" or more)	S/4.5 S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/4.0 S/5.0 If S exceeds 10.5' use footnote f.
Steel bridge Corrugated plank ^h (2" min. depth)	S/5.5	S/4.5

Figura 28: Cargas de las ruedas de distribución en vigas longitudinales.
Adaptado de "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 33).

2.1.5.2. Vigas exteriores.

La carga muerta soportada por estas vigas debe ser la parte de la losa de piso que lleva la viga. El momento de flexión de la carga viva estará determinado aplicando a las vigas y largueros la reacción de la carga de la rueda obtenida asumiendo que el piso actúa como un paño simple entre vigas. (AASHTO, 2002, pág. 33)

2.1.6. Factor de resistencia

Factor de resistencia se le llama a los valores que alteran la resistencia nominal de los elementos. Según el elemento que se considera, el tipo de requerimiento o el material utilizado, el factor de resistencia va variando.

<u>Uso</u>	<u>Factor de resistencia ϕ</u>
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
- Corte y Torsión	
Hormigón pretensado	0,75

Figura 29: Tabla de factores de resistencia.
Tomado de "AASHTO Standard Specification 2002", por (AASHTO, 2002)

2.2. AASHTO standard LRFD Bridge Design Specification 2014

En la siguiente parte se detalla las generalidades del método de diseño LRFD Bridge Design Specification para el diseño de superestructuras de puentes. La Norma usada para el diseño de puentes en nuestro país es la Norma NEC –SE- DS (cargas sísmicas y diseño sismo resistentes). La cual analiza los objetivos de desempeños, nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) y los niveles de desempeño estructural que son los estados límite. Esta norma como tal está basada en los lineamientos de la norma AASHTO Guide Specifications for LRFD Bridge Design Specification aprobada hasta el año 2010 , que consiste en que las estructuras sean dimensionadas de tal manera que sus estados límites no puedan ser excedidos:

$$\phi R \geq \sum nYQ$$

Dónde: (a) ϕR : resistencia de diseño, (b) n =modificador de carga, (c) Y =Factor de carga, (d) Q =cargas aplicadas. (AASHTO, 2014, pág. 3.8)

2.2.1. Estados Límites

Estos estados son los encargados de determinar los límites permisibles de las estructuras que cumpla con la fórmula, todos los estados límites se considerarán de igual importancia. Sus estados límites son los de:

2.2.1.1. Serviciabilidad

Cuando mencionamos este estado límite nos referimos a restricciones en esfuerzos, deformaciones y anchos de grietas en condiciones regulares de servicio. (AASHTO, 2014) En este estado los factores están determinados por: (a) $\phi = 1$, (b) $Y_i = 1$. Para revisar el estado serviciabilidad de la estructura se lo divide en 4 categorías: (AASHTO, 2014, pág. 3.10)

2.2.1.1.1. Serviciabilidad 1

Esta serviciabilidad se da en 3 casos: (a) Cuando el puente tiene una operación normal, es decir que el carril se haya diseñado con una velocidad = 90 km/h y con valores nominales de cargas (no hayan sido mayoradas); (b) Cuando tienen control de deflexiones en estructuras enterradas; (c) Cuando tienen control de agrietamiento en estructura. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 10)

2.2.1.1.2. Serviciabilidad 2

Esta serviciabilidad se verifica en estructuras de acero para controlar su fluencia y el deslizamiento en conexiones de deslizamiento crítico debido a la carga viva. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 10)

2.2.1.1.3. Serviciabilidad 3

Esta serviciabilidad se considera para un análisis longitudinal por tensión en superestructuras de concreto presforzado y esto se da para controlar el agrietamiento, adicional se considera también para almas de vigas segmentales de hormigón. (AASHTO, 2014, pág. 3. 10)

2.2.1.1.4. Serviciabilidad 4

Esta serviciabilidad se da con lo relacionado a la tensión en las columnas de hormigón presforzado para controlar los posibles agrietamientos. (AASHTO, 2014, pág. 3. 11)

2.2.1.2. Fatiga y Fractura

Este estado aplica a las restricciones en el intervalo de esfuerzos cíclicos ocasionados por los camiones HS 20-44 (Camiones de diseño). Estas restricciones tratan de limitar el crecimiento de grietas y fracturas por acumulación de esfuerzos bajo cargas repetitivas durante el tiempo útil del puente. En este estado los factores están determinados por: (a) $\phi = 1$, (b) $Y_i = 0.75$ (para carga viva vehicular, carga dinámica vehicular, fuerza centrífuga vehicular). Este estado cuenta con 2 categorías: (AASHTO, 2014, pág. 3 . 11)

2.2.1.2.1. Fatiga 1.

Es la relacionada con vida de fatiga inducida por carga infinita. (AASHTO, 2014, pág. 11)

2.2.1.2.2. Fatiga 2.

Es la relacionada con vida de fatiga inducida por carga finita. (AASHTO, 2014, pág. 11)

2.2.1.3. Resistencia

Este estado es el encargado de proporcionar suficiente resistencia de tal forma que se cumpla la condición principal. Se aplica para resistir la carga estadísticamente significativa especificada y combinaciones de carga que se espera un puente soporte en su tiempo de vida útil. Este estado considera la estabilidad de cada elemento estructural, incluyendo empalmes y conexiones. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 9)

$$\phi R \geq \sum nYQ$$

Donde $\phi = 1$ y $Y_i = \text{varia dependiendo condiciones de resistencia}$. Este estado cuenta con 5 categorías:

2.2.1.3.1. Resistencia 1.

Aplica cuando el uso vehicular es normal sin carga de viento. (AASHTO, 2014, pág. 9)

2.2.1.3.2. Resistencia 2.

Aplica para uso de vehículos con diseño especial, vehículos con permisos o ambos casos pero sin carga de viento. (AASHTO, 2014, pág. 9)

2.2.1.3.3. Resistencia 3.

Aplica con la velocidad de diseño es ≥ 90 Km/h con poca carga viva en el puente ya que el viento son inestables con altas velocidades de viento, se puede decir que no se considera la carga viva. (AASHTO, 2014, pág. 9)

2.2.1.3.4. Resistencia 4.

Aplica para carga muerta y carga viva muy elevada. Este Estado Límite predomina en condiciones del orden de 7 y es muy probable controle en etapa constructiva. (AASHTO, 2014, pág. 9)

2.2.1.3.5. Resistencia 5.

Aplica para uso vehicular normal con la condición de velocidades de viento de 90 Km/h. Para la ciudad de Guayaquil solo se considera el estado de resistencia 1 ya que los demás estados están basados en la velocidad de viento y en la ciudad de Guayaquil no son mayores a 90km /h para considerar una resistencia adicional. (AASHTO, 2014, pág. 9)

2.2.1.4. Evento Extremo

Este estado limite interviene cuando se ocasiona un sismo, inundación severa, o algún tipo de choque de cualquier tipo sea este barco o vehículo y se aplica para asegurar que la estructura este habilitada después de estos eventos. En este estado los factores están determinados por: $\phi = 1$ y *Yi varia dependiendo del evento.*

Se consideran 2 eventos extremos:

2.2.1.4.1. Evento extremo 1.

Es el relacionado con sismo, incluyendo carga y presión de corrientes de agua y fricciones. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 9)

2.2.1.4.2. Evento extremo2.

Es el relacionado con cargas de hielo, fuerzas de colisión vehicular, fuerza de colisión de barco, carga y presión de corrientes de agua y fricciones. En nuestro medio solo aplicaremos el evento extremo 1 ya que nuestra zona es altamente sísmica. Al cumplir con estas condiciones

aseguramos el desempeño adecuado de la estructura. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 10)

2.2.2. Cargas (Norma AASHTO Standard LRFD Bridge Design Specification 2014)

Las cargas se consideran de 2 formas y éstas son permanentes y transitorias.

2.2.2.1. Cargas permanentes.

Estas cargas son las que se consideran están en todo momento en la estructura del puente y se las divide en cargas de superestructura y cargas de subestructura. Carga de superestructura: (a) DD= Empuje hacia abajo (fricción negativa), (b) DC=Carga muerta de componentes estructurales y colgados no estructurales, esto se refiere a losas y vigas, (c) DW=Carga muerta de carpeta asfáltica y de servicios de utilidad pública (carga de postes, señales, tuberías). Carga de subestructura: (a) EH= Carga de empuje horizontal de tierras, (b) EL=Efectos de fuerzas acumulados, que resulten del proceso de construcción, incluyendo las fuerzas secundarias del post-tensado. (c) ES=Sobrecarga de tierra, (d) EV=presión vertical debido a relleno. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 8).

Para estas cargas se pueden usar las densidades descritas en la siguiente tabla:

Material	Densidad (kg/m³)
Aleaciones de aluminio	2800
Superficie de rodamiento	2250
Hierro Fundido	7200
Escoria	960
Arena, limo o arcilla compactada	1925
Agregados de hormigón de baja densidad	1775
Agregados de hormigón de baja densidad y arena	1925
Arena, limo o grava sueltas	1600
Arcilla blanda	1600
Grava , macadán o balasto compactada a rodillo	2250
Acero	7850
Bloques , muros	2725
Madera dura	960
Madera blanda	800
Agua dulce	1000
Agua salada	1025
Rieles de tránsito , durmientes y fijadores por vía	0.3

Tabla 3: *Tabla de densidades materiales usadas en cargas permanentes*
 Nota: Adaptado de "Curso Puente" por P. Rojas Cruz, fuente: (Rojas Cruz, 2015, pág. 18).

2.2.2.2. Transitorias

Estas cargas son las que no se consideran en todo momento en la estructura del puente, estas cargas dependen de factores como donde esté ubicado el puente , sitio geográfico , consideraciones especiales entre otros casos, (a) BL=carga impulsiva, (b) BR=Fuerza de frenado, (c) CE= Fuerza centrífuga vehicular, (d) CR=Flujo plástico, (e) CT=Fuerza de colisión vehicular, (f) CV=Fuerza de colisión de barco, (g) EQ=Sismo, (h) FR=Fricción, (i) IC=Carga de hielo, (j) IM=Carga dinámica Vehicular, (k) LL=Carga viva vehicular, (l) LS=Carga viva debido a sobrecarga, (m) PL=Carga viva peatonal, (n) SE=Asentamiento, (ñ) TG= Gradiente de temperatura, (o) TU=Temperatura uniforme, (p) WA=Carga y presión de las corrientes de agua, (q) WL= Carga de viento en carga viva, (r) WS=Carga de viento en la estructura. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 8)

2.2.2.2.1. Carga viva vehicular

Las cargas vivas usadas en las carreteras de puentes están usadas por el método HL-93 que consiste en 2 parámetros significativos: (a) Diseño de camiones + carga de carril, (b) Diseño de tándem + carga de carril. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 20)

2.2.2.2.1.1 Diseño de Camiones.

El ancho destinado para el camión de diseño es de 3.05m colocado en 3.66m que es considerada una vía de diseño. Para que sea normado este camión deberá colocarse en cada vía de diseño a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de diseño según diseño se vayan a colocar en la calzada. El camión de diseño usado es HS20-44. (AASHTO, 2002, pág. 24)

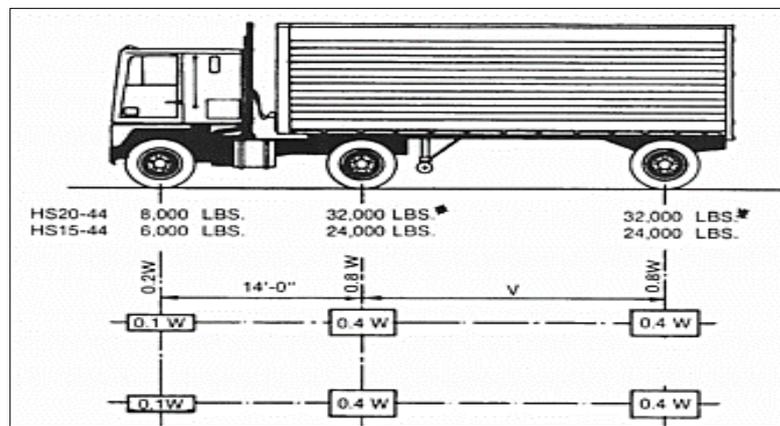


Figura 30: Camión de diseño HS20-44.
Adaptado de "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 24).

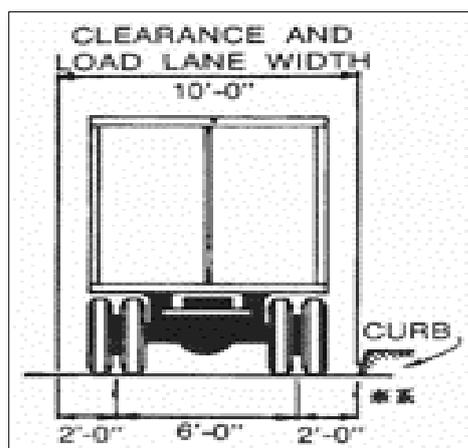


Figura 31: Camión de diseño HS20-44.
Adaptado de "Standard Specification for Highway Bridges", por (AASHTO, 2002, pág. 24).

2.2.2.2.1.2. Diseño de tándem

Este diseño consistirá en un par de fuerzas de 110kN con sus ejes separados entre sí 4 pies. La separación transversal de las ruedas se considerara una tolerancia de carga dinámica de 6 pies. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 25)

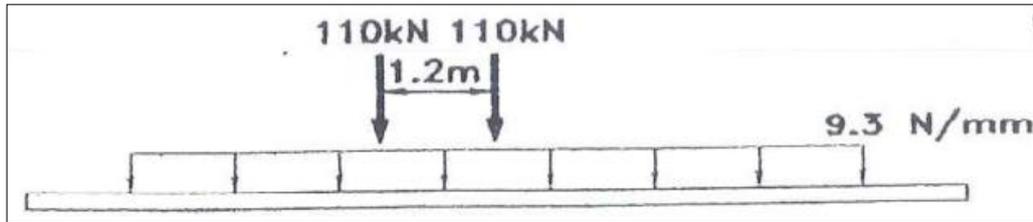


Figura 32: Cargas de diseño según AASHTO LRFD 2012.
Adaptado de “Curso Puente” por P. Rojas Cruz, fuente: (Rojas Cruz, 2015, pág. 19).

2.2.2.2.1.3. Diseño de carga de carril

El diseño de la carga de carril consistirá en una carga de 9.3 N/mm uniformemente distribuidos en la dirección longitudinal. De forma transversal se supondrá que la carga del carril de diseño se aplicara uniformemente sobre 10 pies. Los efectos de la carga de carril de diseño no estarán sujetos a la carga dinámica. Se considera el peso de los ejes del camión sobre la carga distribuida. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 25)

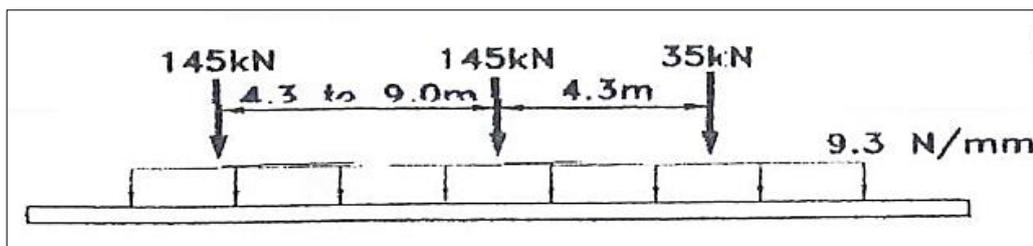


Figura 33: Cargas de diseño según AASHTO LRFD 2012.
Adaptado de “Curso Puente” por P. Rojas Cruz, fuente: (Rojas Cruz, 2015, pág. 19)

2.2.2.2.2. Carga dinámica vehicular

La carga dinámica vehicular no debe ser aplicada para carga peatonal o para las cargas de diseño de línea de carriles. Pero deberá ser considerado siempre para: (a) En la superestructura, los muros de contención no sujetos a reacciones verticales, (b) Elementos de la cimentación que están totalmente enterrados. El factor para ser aplicado a la carga estática debe ser tomado como: $(1+IM/100)$. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 33)

Para considerar esta carga los efectos estáticos del camión o tándem de diseño deben ser incrementados por los porcentajes especificados en la siguiente tabla:

<u>Componentes</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas de losa – Todos los estados límites	75
- Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15
• Todos los demás estados límites	33

Figura 34: Tabla de los porcentajes de componentes de la carga vehicular. Tomado de "AASHTO LRFD Bridge Design Specification", por (AASHTO, 2014, pág. 3.33)

2.2.2.3. Fuerza centrífuga

Para considerar los efectos de la fuerza centrífuga en la carga viva se tomará como el producto del peso de los ejes del camión de diseño o tándem el factor c . (AASHTO, 2014, pág. 3 . 35)

$$c = f \frac{v^2}{gR}$$

Dónde: (a) V = velocidad de diseño, (b) $f=4/3$ para las combinaciones de carga de carga distintas a la fatiga, 1 para fatiga, (c) g =aceleración gravitacional: 32.2 (ft/s²), (d) R = Radio de curvatura de línea de carril. Las fuerzas centrífugas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 6 pies sobre la superficie de la calzada. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 35).

2.2.3.2. Fuerza de frenado

La fuerza de frenado vehicular deberá tomarse como la mayor entre: (a) El 25% del peso de los ejes del camión o tándem de diseño. (b) El 5% del camión de diseño más la carga de carril o el 5% del tándem de diseño más la carga de carril. Esta fuerza de frenado deberá ser colocada en todos los carriles de diseño considerando que pueden llegar a tener tránsito orientado en la misma dirección.

Se asumirá que estas fuerzas deberán actuar horizontalmente a una distancia de 1.80m sobre la superficie de rodamiento en cualquier dirección longitudinal con el fin de causar efectos de fuerza críticos. Todos los carriles de diseño deben ser cargados simultáneamente para puentes, apuntando a que actúen en una sola dirección en el futuro. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 35).

2.2.2.4. Fuerza sísmica

Los puentes deben ser diseñados para tener una muy pequeña probabilidad de colapso, pero está contemplado que sufran daños importantes que ocasionen la suspensión del servicio cuando estén bajo los efectos de movimientos sísmicos con probabilidades del 7% de ser excedido para un periodo de retorno de 75 años; donde reparaciones parciales o completas serán requeridas. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 55)

2.2.3. Combinaciones de carga

Para puentes la siguiente combinación de carga debe ser investigada en los estados límites de servicio: $DC+DW+EW+EV+WA+CR+SH+TG+EL+PS$. (AASHTO, 2014, pág. 13)

2.2.3.1. Factores de carga

Los factores de carga para varias cargas comprenden un diseño de combinación de carga que debe ser tomado de la tabla. (AASHTO, 2014, pág. 3 . 14).

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Figura 35: Combinación de carga y factores de carga.
Adaptado de "AASHTO LRFD Bridge Design Specification" por (AASHTO, 2014, pág. 3 . 14)

Para efectos de fuerzas permanentes el factor de carga que produce la combinación más crítica se seleccionará de la tabla (figura 33) donde la carga permanente aumentará la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente.

2.2.3.2. Factores de carga para cargas permanentes (Y_p).

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.5	0.9
o Thermoplastic Culverts		1.3	0.9
o All others		1.95	0.9
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Figura 36: Combinación de carga y factores de carga.
Adaptado de "AASHTO LRFD Bridge Design Specification" por (AASHTO, 2014, pág. 3 . 15).

2.2.3.3. Factores de carga para cargas permanentes debidas a deformaciones superpuestas (Y_p).

Bridge Component	PS	CR, SH
Superstructures—Segmental Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (see 3.12.4, 3.12.5)	1.0	See γ_p for DC, Table 3.4.1-2
Concrete Superstructures—non-segmental	1.0	1.0
Substructures supporting non-segmental Superstructures		
• using I_g	0.5	0.5
• using $I_{effective}$	1.0	1.0
Steel Substructures	1.0	1.0

Figura 37: Combinación de carga y factores de carga.
Adaptado de "AASHTO LRFD Bridge Design Specification" por (AASHTO, 2014, pág. 3 . 15).

Las combinaciones de carga que se usaran en el diseño de los modelos de la superestructura son: (a) RESISTENCIA I = 1.0 [1.25DC + 1.50DW + 1.75 (LL + IM)], (b) SERVICIO III = 1.0 [1.0 (DC + DW) + 0.80 (LL + IM)].

2.2.4. Factor de distribución de carga viva

Estos factores alteran directamente a la carga viva HL93K Y HL93 M dependiendo del caso analizado y dependiendo del tipo de estructura usada. En nuestro caso aplicamos la estructura (k) para realizar los análisis.

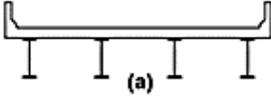
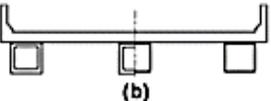
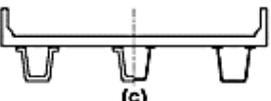
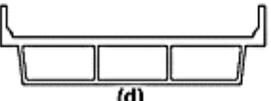
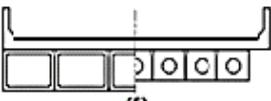
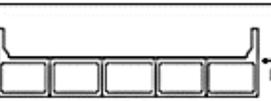
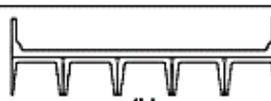
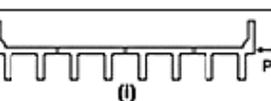
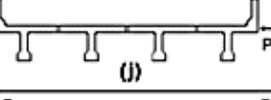
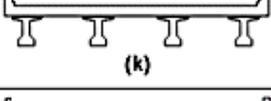
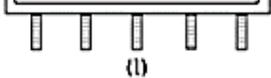
Supporting Components	Type of Deck	Typical Cross-Section
Steel Beam	Cast-in-place concrete slab, precast concrete slab, steel grid, glued/spiked panels, stressed wood	 (a)
Closed Steel or Precast Concrete Boxes	Cast-in-place concrete slab	 (b)
Open Steel or Precast Concrete Boxes	Cast-in-place concrete slab, precast concrete deck slab	 (c)
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	Monolithic concrete	 (d)
Cast-in-Place Concrete Tee Beam	Monolithic concrete	 (e)
Precast Solid, Voided or Cellular Concrete Boxes with Shear Keys	Cast-in-place concrete overlay	 (f)
Precast Solid, Voided, or Cellular Concrete Box with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	 (g)
Precast Concrete Channel Sections with Shear Keys	Cast-in-place concrete overlay	 (h)
Precast Concrete Double Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	 (i)
Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	 (j)
Precast Concrete I or Bulb-Tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	 (k)
Wood Beams	Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood	 (l)

Figura 38: Tablero de superestructuras comunes (AASHTO, 2014)

2.2.4.1. Factor de distribución de momento para viga interior

Los factores de distribución de momento están dado por:

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability														
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1															
Concrete Deck on Wood Beams	l	One Design Lane Loaded: $S/12.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/10.0$	$S \leq 6.0$														
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.11} \left(\frac{K_e}{12.0 L t_e^2}\right)^{0.11}$ Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.11} \left(\frac{K_e}{12.0 L t_e^2}\right)^{0.11}$ use lesser of the values obtained from the equation above with $N_2 = 3$ or the lever rule	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_e \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_2 \geq 4$ $10,000 \leq K_e \leq 7,000,000$														
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	One Design Lane Loaded: $\left(1.75 + \frac{S}{3.6}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.10} \left(\frac{1}{N_2}\right)^{0.40}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{13}{N_2}\right)^{0.10} \left(\frac{S}{5.8}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.10}$	$7.0 \leq S \leq 13.0$ $60 \leq L \leq 240$ $N_2 \geq 3$ If $N_2 > 8$ use $N_2 = 8$														
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	One Design Lane Loaded: $\left(\frac{S}{3.0}\right)^{0.10} \left(\frac{Sd}{12.0 L^2}\right)^{0.10}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{S}{6.3}\right)^{0.10} \left(\frac{Sd}{12.0 L^2}\right)^{0.10}$ Use Lever Rule	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_2 \geq 3$ $S > 18.0$														
Concrete Beams used in Multibeam Decks	f, g	One Design Lane Loaded: $k \left(\frac{b}{33.3L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.10}$ where: $k = 2.5(N_2)^{-0.2} \geq 1.5$ Two or More Design Lanes Loaded: $k \left(\frac{b}{305}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.10} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.10}$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_2 \leq 20$														
Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability														
	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Regardless of Number of Loaded Lanes: S/D where: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 11.5 - N_2 + 1.4N_2(1 - 0.2C)^2$ when $C \leq 5$ $D = 11.5 - N_2$ when $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+u)I}{J}}$ for preliminary design, the following values of K may be used: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Beam Type</td> <td>K</td> </tr> <tr> <td>Nonvoided rectangular beams</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangular beams with circular voids:</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Box section beams</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>Channel beams</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Double T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> </table>	Beam Type	K	Nonvoided rectangular beams	0.7	Rectangular beams with circular voids:	0.8	Box section beams	1.0	Channel beams	2.2	T-beam	2.0	Double T-beam	2.0	Skew $\leq 45^\circ$ $N_2 \leq 6$
Beam Type	K																
Nonvoided rectangular beams	0.7																
Rectangular beams with circular voids:	0.8																
Box section beams	1.0																
Channel beams	2.2																
T-beam	2.0																
Double T-beam	2.0																
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	One Design Lane Loaded: $S/7.5$ If $t_e < 4.0$ $S/10.0$ If $t_e \geq 4.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/8.0$ If $t_e < 4.0$ $S/10.0$ If $t_e \geq 4.0$	$S \leq 6.0$ $S \leq 10.5$														
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	Regardless of Number of Loaded Lanes: $0.05 + 0.85 \frac{N_1}{N_2} + \frac{0.425}{N_2}$	$0.5 \leq \frac{N_1}{N_2} \leq 1.5$														

Figura 39: Factor de distribución de momento para viga interior (AASHTO, 2014)

2.2.4.2. Factor de distribución de momento para viga exterior

Los factores de distribución de momento están dado por:

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$g = \frac{W_a}{14}$	$g = \frac{W_a}{14}$	$W_e \leq S$
		or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1		
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{28.5}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$ $6.0 < S \leq 18.0$
			Use Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{30} \geq 1.0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{25} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$
Concrete Beams Other than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Figura 40: Factor de distribución de momento para viga exterior. (AASHTO, 2014)

2.2.4.3. Factor de distribución de cortante para viga interior

Los factores de distribución de cortante están dado por:

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1		
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T-and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_1 \leq 12.0$ $N_b \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$\left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.3}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 13.0$ $20 \leq L \leq 240$ $35 \leq d \leq 110$ $N_b \geq 3$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	$\left(\frac{S}{10}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.4}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_b \geq 3$
		Lever Rule	Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$\left(\frac{b}{130L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{156}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{48}\right)$ $\frac{b}{48} \geq 1.0$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$ $25,000 \leq J \leq 610,000$ $40,000 \leq I \leq 610,000$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Figura 41: Factor de distribución de cortante para viga interior. (AASHTO, 2014)

2.2.4.4. Factor de distribución de cortante para viga exterior

Los factores de distribución de cortante están dado por:

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{12.5}$	$-2.0 \leq d_e \leq 5.0$
			or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1	
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{10}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$
			Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{20} \geq 1.0$	$g = e g_{interior} \left(\frac{48}{b} \right)$ $\frac{48}{b} \leq 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + \frac{b}{12} - 2.0}{40} \right)^{0.5} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$ $35 \leq b \leq 60$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Figura 42: Factor de distribución de cortante para viga exterior. (AASHTO, 2014)

Nosotros usaremos los parámetros de viga interior con una superestructura tipo (i) con diseño de 2 o más carriles de carga.

2.2.5. Factor de resistencia

Factor de resistencia se le llama a los valores que alteran la resistencia nominal de los elementos. Según el elemento que se considera, el tipo de requerimiento o el material utilizado, el factor de resistencia va variando.

<u>Uso</u>	<u>Factor de resistencia ϕ</u>
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
- Corte y Torsión	
Hormigón de peso normal	0,9
Hormigón liviano	0,7
-Compresión Axial	0,75
-Apoyo de hormigón	0,7
Compresión en los modelos de puntal y nudo	0,7
-Compresión en las zonas de anclaje	
Hormigón de peso normal	0,8
Hormigón liviano	0,65
-Tracción en el acero en zonas de anclaje	1

Figura 43: Tabla de factores de resistencia.
Tomado de "AASHTO LRFD Bridge Design Specification", por (AASHTO, 2014, pág. 5 . 26)

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE VIGA

Para realizar la evaluación del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros por normas AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 partimos de la evaluación de una viga modelo ya instalada en la ciudad de Guayaquil. La estructura facilitada por el Municipio de la ciudad de Guayaquil pertenece al intercambiador de tránsito en la intersección de la Av. de las Américas y la Av. Benjamín Rosales, ubicado en la autopista terminal terrestre pascuales, cuyos planos y especificaciones técnicas fueron cedidos con fines de estudio por la Muy Ilustre Municipalidad de Guayaquil con sus representantes técnicos. A esta estructura ya diseñada e instalada en la ciudad de Guayaquil se le considerará una viga de 30 m que se la evaluará con todos los procesos necesarios para determinar si está de acuerdo a los requisitos de las normas AASHTO Standard Specification 2002 y con los de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

3.1. Viga de 30 metros de longitud intercambiador de tránsito en la intersección de la av. de las Américas y la av. Benjamín Rosales

Se determinará las principales secciones y detalles de la viga de 30 m intercambiador de tránsito en la intersección de la av. de las Américas y la av. Benjamín Rosales.

3.1.1. Sección longitudinal

En esta sección se detalla el corte longitudinal de la viga hasta el eje central de 15,48m , el diente de apoyo de la viga de 65 cm , un macizo entre el diente y la viga de 1 metro y su zona de transición de 30 cm .

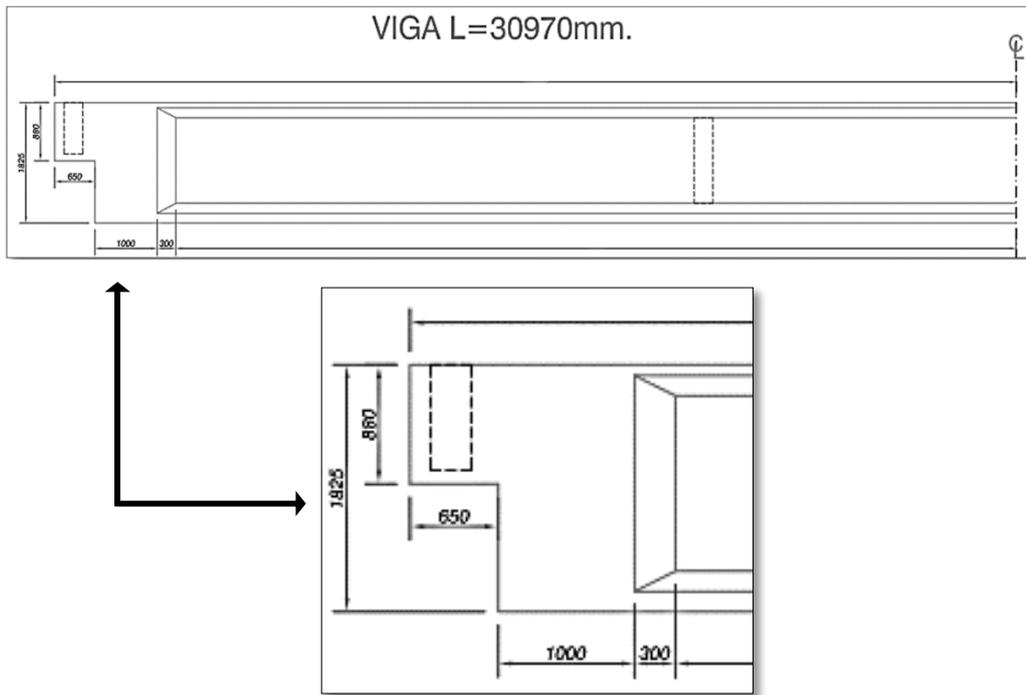


Figura 44: Corte longitudinal de la viga.

Adaptado de "Estudios y Diseños Definitivos del Proyecto INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES, UBICADO EN LA AUTOPISTA TERMINAL TERRESTRE-PASCUALES" por (M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008).

3.1.2. Sección transversal

En esta sección se determina la separaciones al eje central de cada apoyo de 2.6 m en las vigas intermedias y de 1.05 m en las vigas exteriores, además del espesor de losa de 18cm, el gráfico de la baranda y la sección transversal de la viga con el detalle del macizo.

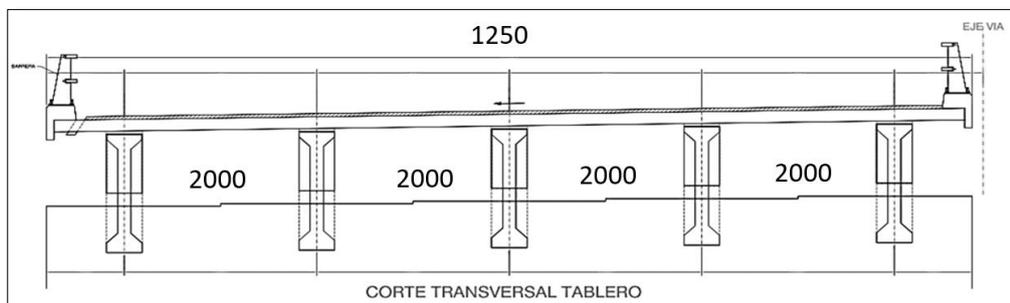


Figura 45: Corte Transversal Tablero.

Adaptado de "Estudios y Diseños Definitivos del Proyecto INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES, UBICADO EN LA AUTOPISTA TERMINAL TERRESTRE-PASCUALES" por (M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008).

3.1.3. Viga tipo I usada en el puente

Es la sección transversal de la viga tipo I usada para este puente se detalla la geometría de la viga, los números de torones usados, la disposición de los torones y la cantidad de los mismo.

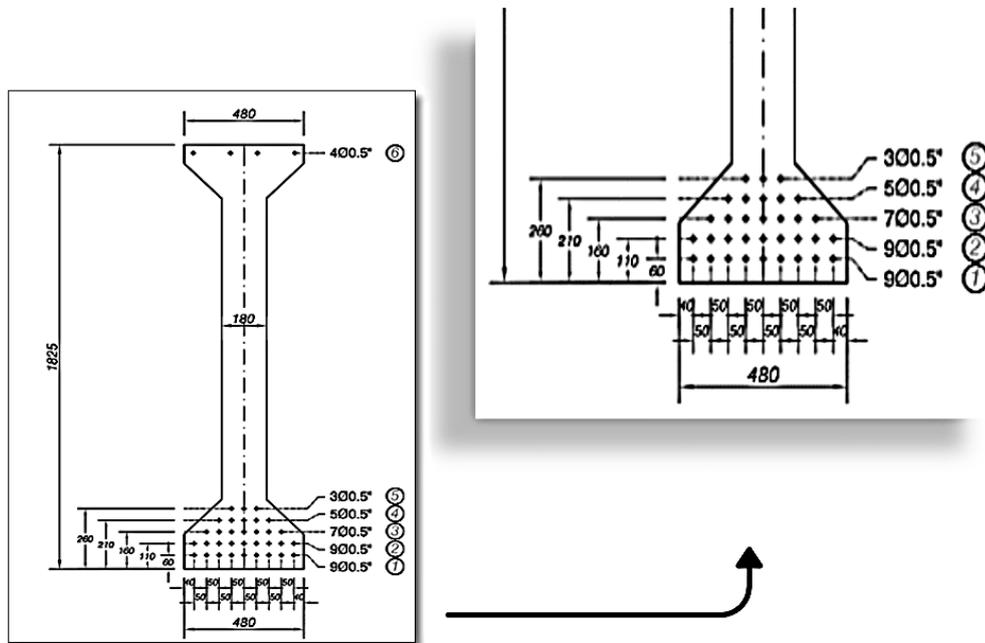


Figura 46: Disposición de Cables usados en la Viga tipo I.

Adaptado de "Estudios y Diseños Definitivos del Proyecto INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES, UBICADO EN LA AUTOPISTA TERMINAL TERRESTRE PASCUALES" por (M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008).

3.1.4. Barandas

En el gráfico se muestra en detalle la geometría de la baranda utilizada en la estructura.

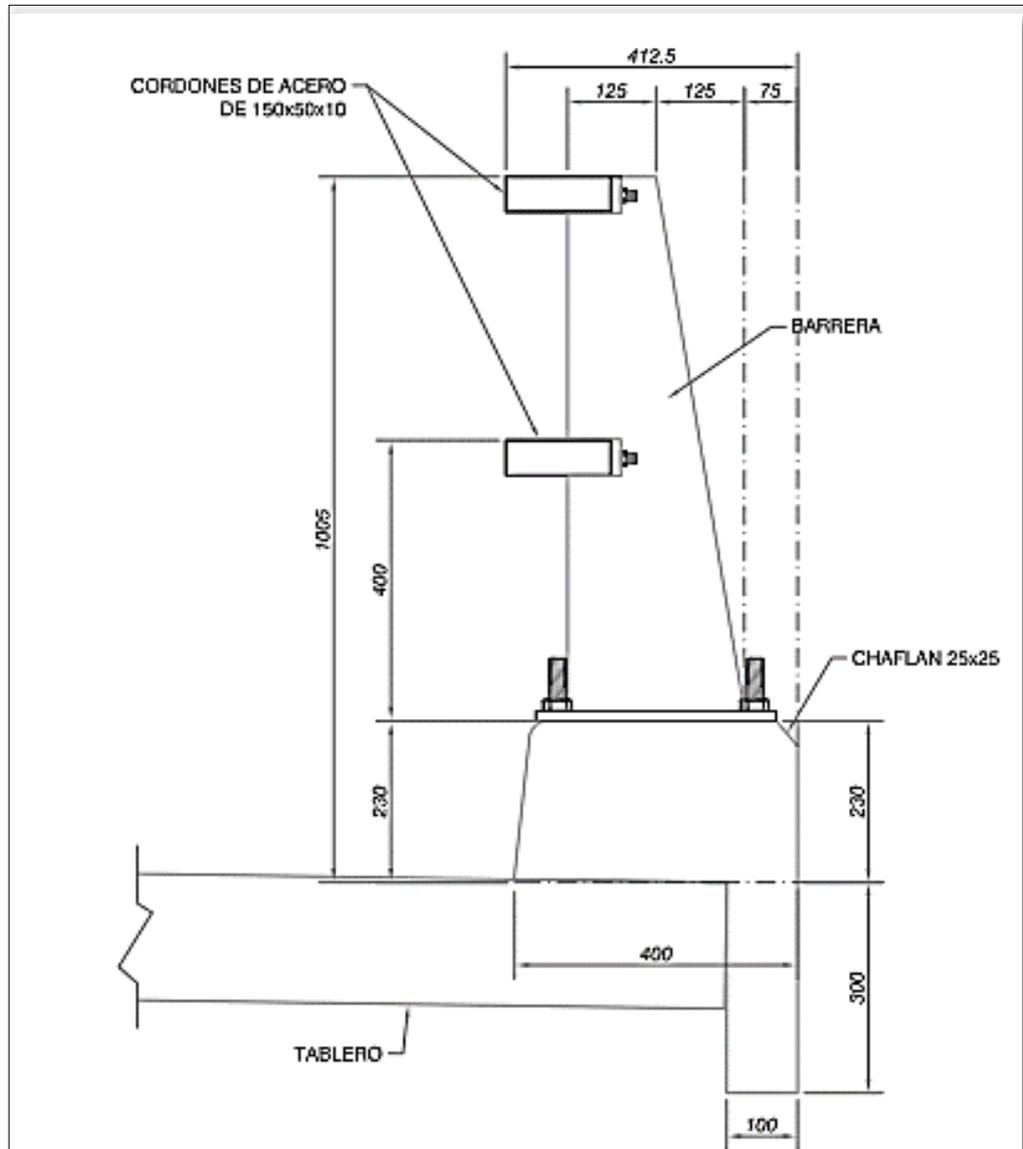


Figura 47: Detalle de la baranda utilizada en la estructura.

Adaptado de "Estudios y Diseños Definitivos del Proyecto INTERCAMBIADOR DE TRÁNSITO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. DE LAS AMÉRICAS Y LA AV. BENJAMÍN ROSALES, UBICADO EN LA AUTOPISTA TERMINAL TERRESTRE-PASCUALES" por (M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008).

3.2. Análisis de viga de 30 metros de longitud intercambiador de tránsito en la intersección de la Av. de las Américas y la Av. Benjamín Rosales.

Para el análisis de la viga se usó el programa SAP 2000 v14 donde se creó un modelo en el cual se ingresaron las cargas muertas , cargas vivas , factores de afectación de cargas y factores de afectación de resistencia según la Norma AASHTO Standard Specification 2002 y la norma AASHTO LRFD Specification 2014. Se realizó en el SAP 2000 v14 dos análisis de la viga de 30 m del intercambiador de tránsito en la intersección de la Av. de las Américas y la Av. Benjamín Rosales. Un análisis transversal y un análisis longitudinal. Este análisis se lo realiza para poder determinar las cargas aplicadas en la viga de forma longitudinal por 1 metro ancho. Estas cargas serán nos servirán para ingreso del análisis longitudinal para ambas normas.

3.2.1. Uso del SAP 2000 v14

Para el ingreso de la viga la definimos como file, new model, escogemos las unidades a trabajar (ton, m) y seleccionamos el gráfico beam.

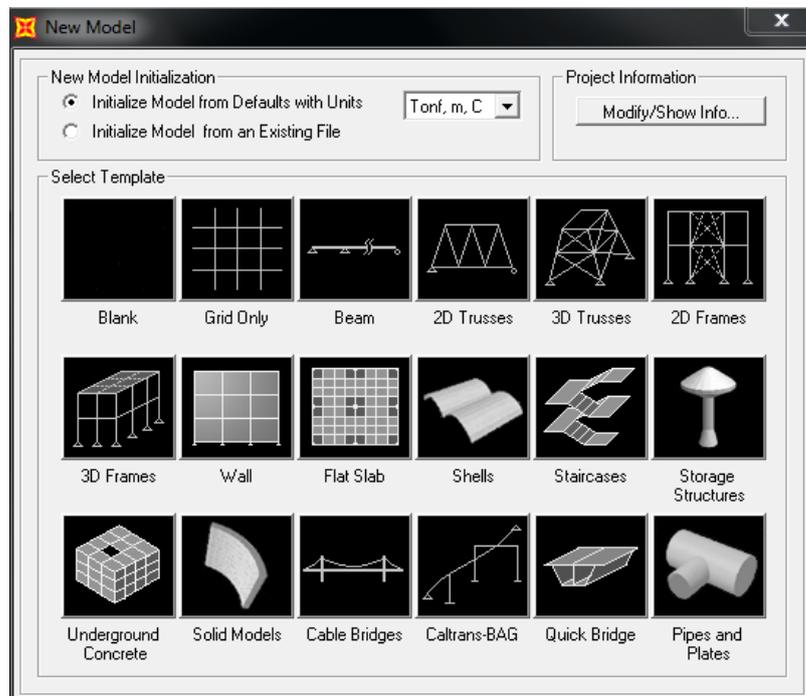


Figura 50: Ingreso de la viga.

Debemos escoger los puntos de apoyos de la viga entonces verificando de la sección transversal de la viga modelo nos detalla que tenemos 5 pilas con 6 vanos, los vanos intermedios a una distancia de 2.6 m entre los ejes de las pilas y los vanos laterales a una distancia de 1.05 m desde el eje central de la pila al borde externo. Con esta referencia ingresamos al SAP las distancias de los apoyos. Elegidos los vanos y las distancias entre ellos usamos la opción modificar vanos ya que los vanos no son todos de la misma distancia.

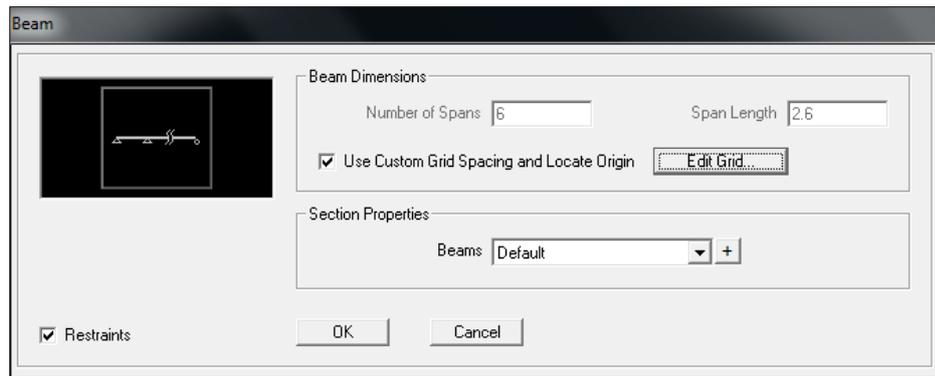


Figura 51: Ingreso de Vanos.

Se observa que se modifica los vanos exteriores para que concuerden con la sección transversal dada por la estructura a analizar.

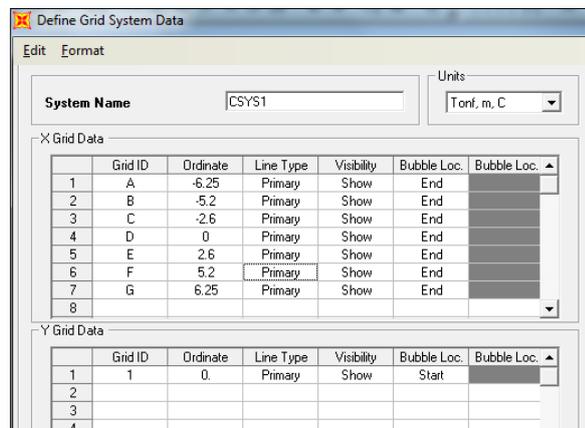


Figura 52: Modificación de vanos exteriores.

Cuando tenemos el gráfico éste debe ser modificado ya que los se considera como un elemento simplemente apoyado para cuestiones de análisis y que todas las restricciones son apoyos que consideran solo traslaciones en el eje de arriba a abajo de las cargas aplicadas.

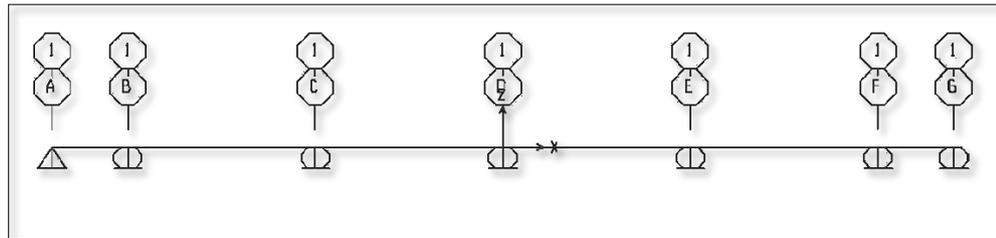


Figura 53: Modificación de Restricciones.

Debemos asignar que en los extremos no tengan apoyos ya que la viga es en voladizo en los extremos.

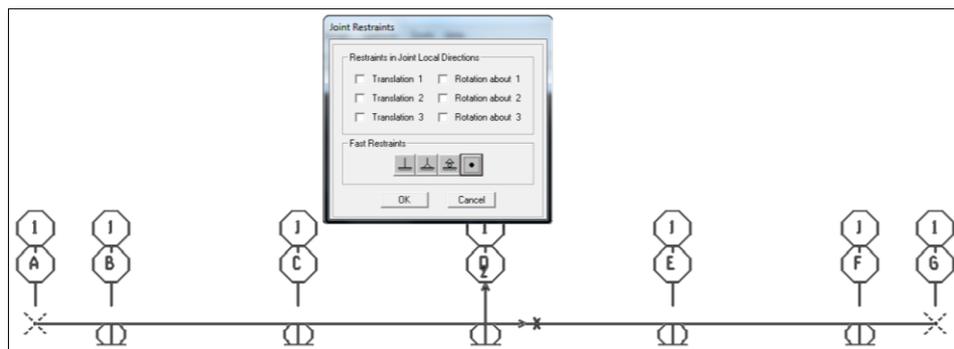


Figura 54: Retiro de apoyo en los extremos.

Una vez modificada la viga debemos ingresar el material del cual vamos a considerar algún elemento de la estructura en este caso el tablero de la losa, en los apuntes nos menciona que es de una resistencia a compresión de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ es igual a 5000 psi.

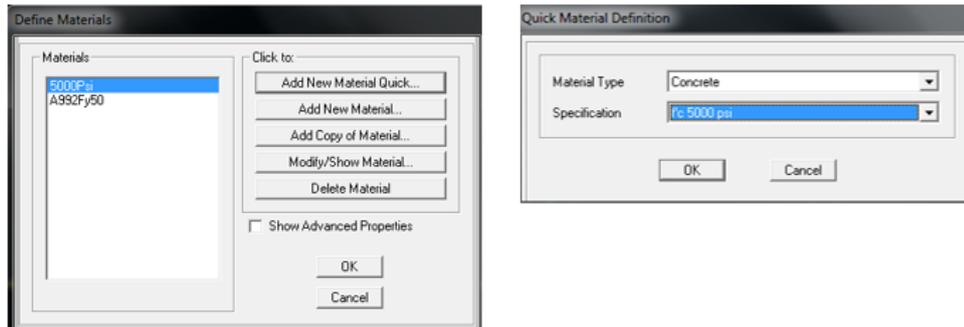


Figura 55: Ingreso del Material de la Losa.

Teniendo el material definimos las propiedades de la sección creando una nueva. Donde el tipo será de concreto y escogemos una sección rectangular.

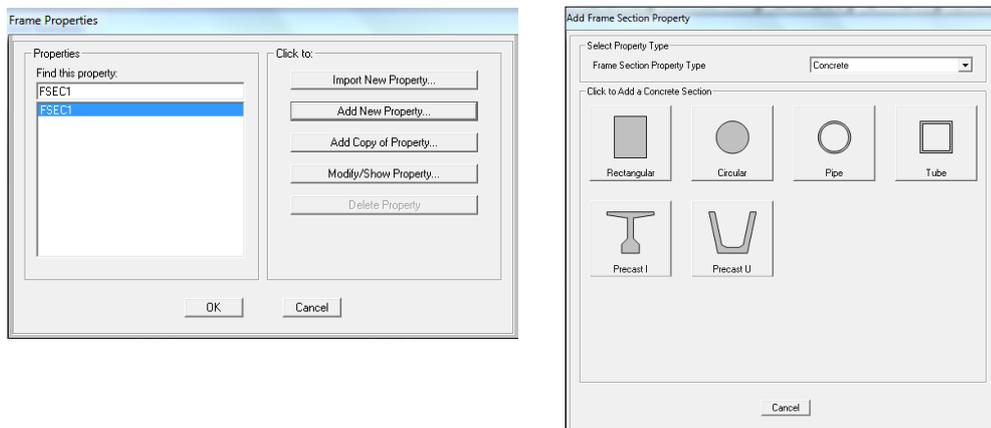


Figura 56: Selección de la sección rectangular del tablero.

Escogida la sección rectangular procedemos a ingresar la geometría, según el corte longitudinal de la viga modelo el tablero es de 18 cm de altura y se va a analizar solo 1 metro de profundidad entonces la sección nos queda de 1m de ancho por 18 cm de alto.

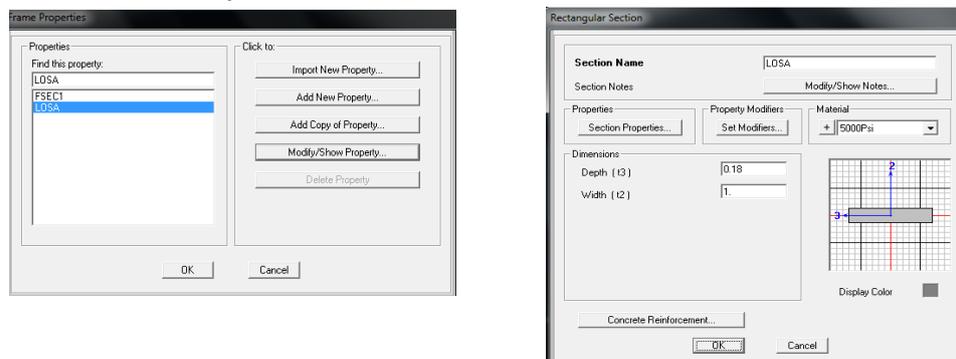


Figura 57: Ingreso de las medidas del tablero.

Teniendo la sección de la viga y el material la asigno al gráfico en la sección de la estructura y escojo la creada, en este caso con el nombre de losa. Procedemos a ingresar los patrones de carga de cada carga que consideremos afecta a la viga transversal, en este caso consideramos la carga de la losa, asfalto, barandas y postes. No ingresamos carga viva ya que no vamos a considerar por efecto de diseño que el camión se mantiene en su carril. En donde solo a la losa le consideramos que el peso propio por la sección ingresada.

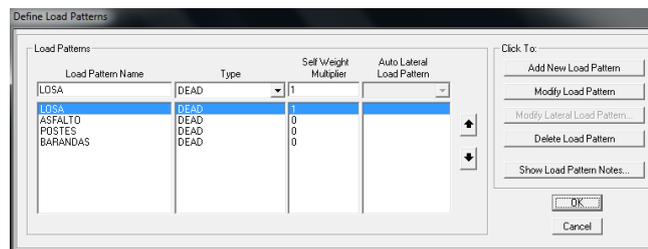


Figura 58: Ingreso de patrones de carga.

Teniendo los patrones de carga ya podemos ingresar los pesos de las cargas a estos patrones de carga. Todas las cargas vamos a considerarlas que son distribuidas en 1 metros de la viga.

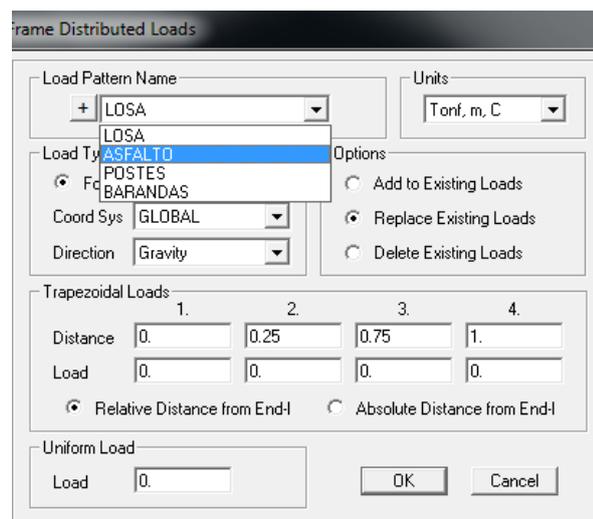


Figura 59: Ingreso de Cargas.

Una vez ingresadas las cargas verificamos que estén de acuerdo a lo deseado.

3.2.1.1 Asfalto

Esta carga se la considera distribuida en el tablero alejada 52.5 cm de los extremos. Se la calcula considerando área * peso específico del material. Peso de asfalto= (área) (peso específico del material)) Área en m2 y peso específico del asfalto es 2.3 T/m3. Peso de asfalto = $(1 * 0.05) * (2.3) = 0.115 \text{ T/m}$.

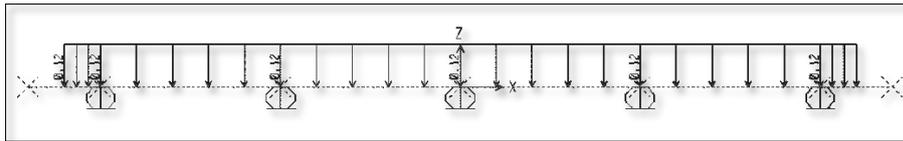


Figura 60: Ingreso de Carga distribuida de Asfalto.

3.2.1.2 Barandas

Esta carga solo se la considera a los 52.5 cm de los extremos.

Se calcula de la suma de las áreas de la baranda (ver geometría barandas) por el peso específico del hormigón de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ que es 2.4 t/m^2 (ver tabla de pesos específicos). Peso de barandas = $(0.78 * 0.19 * 2.4) + (0.4 * 0.23 * 2.4) + (0.3 * 0.1 * 2.4) = 0.65 \text{ T/m}$

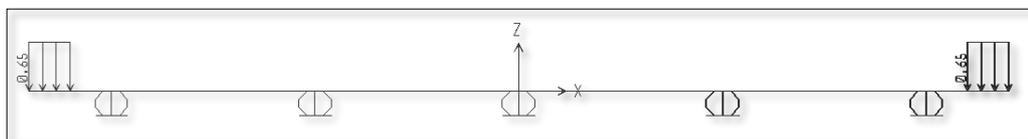


Figura 61: Ingreso de Carga distribuida de Barandas.

3.2.1.3 Postes

Esta carga se la está considerando como aproximada de un tubo circular de 9 metros de acero de 500 kg, pero este poste se lo considera entre 3 ya que un solo poste no estará en todo el ancho de 1 metro. Peso poste= $((0.5 / 3) = 0.166 \text{ T/m})$

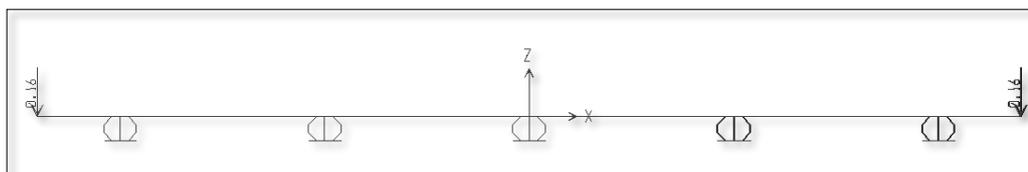


Figura 62: Ingreso de Carga de Postes.

Ingresadas las cargas procedemos a crear una combinación en la cual consideramos todas las cargas ingresadas. Este lo llamaremos Cargas transversales donde incluye peso de la losa, peso de barandas, peso de postes y pesos de asfalto. Adicional crearemos una combinación en la cual solo se ingrese los pesos de barandas, peso de postes y pesos de asfalto llamada SDL que nos servirá en el análisis longitudinal.

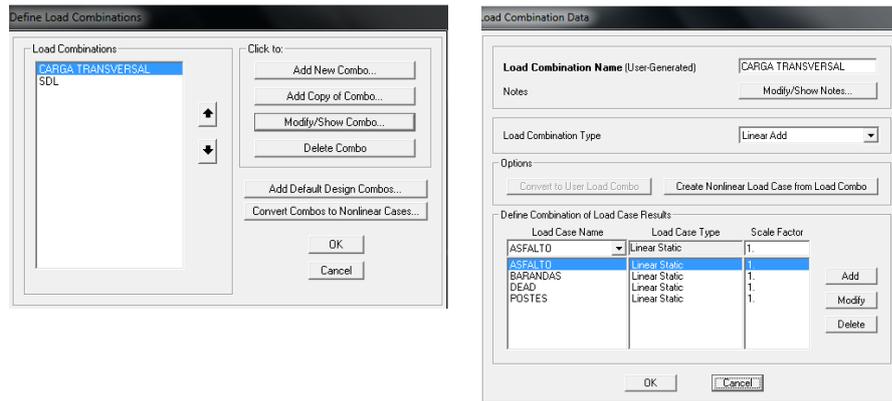


Figura 63: Ingreso de combinaciones de cargas.

Una vez ingresadas las combinaciones de cargas procedemos a correr el programa y lo que nos interesa es la carga que se produce en la viga interior por la combinación de cargas transversales que es la que determinamos como crítica ya que tiene el momento máximo y el mayor ancho tributario (2.6 m).

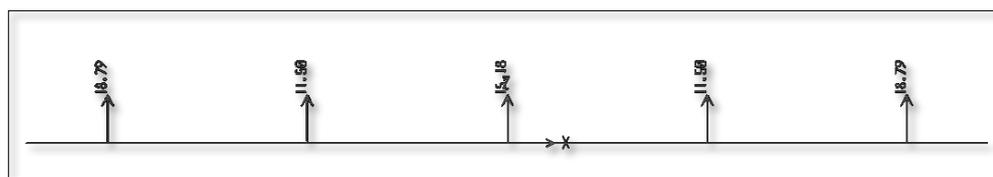


Figura 64: Carga producida en la viga interior por combinación de cargas transversales expresada en 15.18 KN/m.

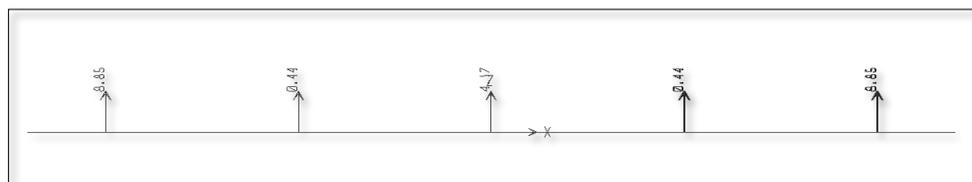


Figura 65: Combinación SDL expresada en 4.17 KN/m.

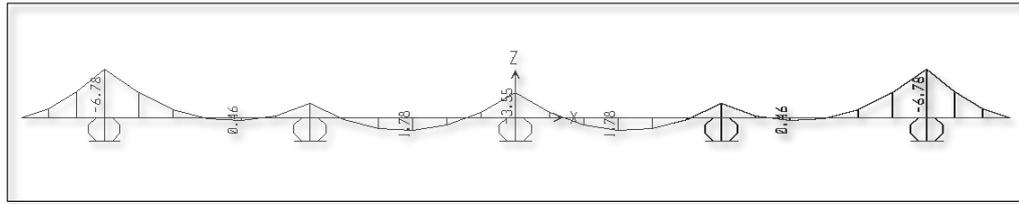


Figura 66: Momento máximo expresado en 3.35 KN-m.

3.3. Carga viva según norma AASHTO STANDARD 2002

Realicé un análisis de forma tradicional y un análisis de SAP 2000 sobre consideraciones de cargas vivas para los tramos de 30 m, 32.5 m, 35m, 37.5m, 40m para efectos de comparación seguridad de ingreso de cargas vivas. En la tabla se muestran los valores del momento únicamente por carga viva del camión militar en (ton- m).

Camión Militar (TANDEM)					
	P1	10.89	24.00	Kips	
	P2	10.89	24.00	Kips	
	q	0.000			
		0.000			
L (m)			M		
	R2	R1	M (CP)	(CR)	M (T)
30.0	10.89	10.89	156.66	0.00	156.66
32.5	10.89	10.89	170.26	0.00	170.26
35.0	10.89	10.89	183.87	0.00	183.87
37.5	10.89	10.89	197.48	0.00	197.48
40.0	10.89	10.89	211.09	0.00	211.09

Tabla 4: Valores por carga viva del camión militar.

Dónde: P1 y P2 son las descargas de los ejes del camión y M (T) es el momento máximo producido.

En la tabla se muestran los valores del momento únicamente por carga viva del camión HS20-44 en (ton- m)

HS 20 -44 (TRUCK)							
	P1	3.63	Tn	8.00	Kips		
	P2	14.51	Tn	32.00	Kips		
	q	0.000					
	x	1.422					
L	R2	R1	R2	R1	M		
(m)	(CT)	(CT)	(CP)	(CP)	M (CP)	(CR)	M (T)
30.0	17.10	15.56	17.10	15.56	206.78	0.00	206.78
32.5	17.04	15.61	17.04	15.61	227.15	0.00	227.15
35.0	16.99	15.67	16.99	15.67	247.52	0.00	247.52
37.5	16.95	15.71	16.95	15.71	267.90	0.00	267.90
40.0	16.91	15.75	16.91	15.75	288.29	0.00	288.29

Tabla 5: Valores por carga viva del camión HS20-44

Dónde: P1 y P2 son las descargas de los ejes del camión, M (T) es el momento máximo producido, x es la distancia al centro de eje central del camión

3.3.1. Momentos de carga viva viga de 30 m AASHTO STANDARD 2002.

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2002 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: camión militar (2 ejes) y camión HS2044 (3 ejes).

3.3.1.1. Camión Militar (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 30 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión militar es 156.66 ton-m

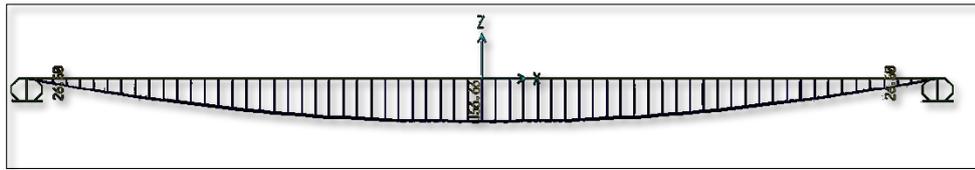


Figura 67: Momento por camión Militar.

3.3.1.2. Camión HS20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 30 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HS20-44 es 206.23 ton-m

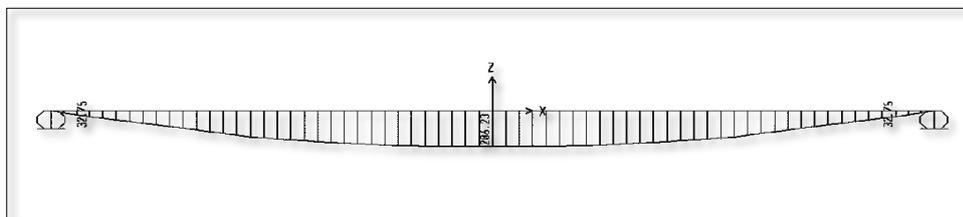


Figura 68: Momento por camión HS20-44

3.3.2. Momentos de carga viva viga de 32.5 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2002 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: camión militar (2 ejes) y camión HS2044 (3 ejes).

3.3.2.1. Camión Militar (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 32.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión militar es 169.41 ton-m

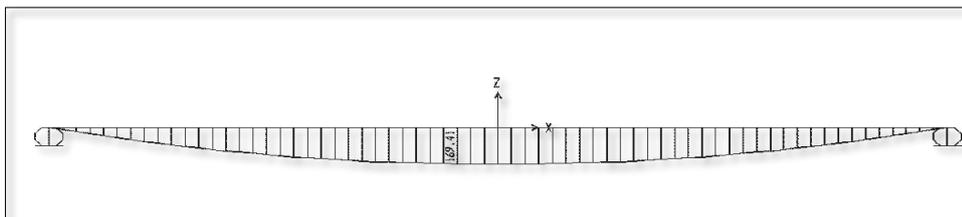


Figura 69: Momento por camión Militar.

3.3.2.2. Camión HS20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 32.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión hs20-44 226.56 ton-m

3.3.3. Momentos de carga viva viga de 35 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2002 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: camión militar (2 ejes) y camión HS2044 (3 ejes).

3.3.3.1. Camión Militar (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 35 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión militar 183.87 ton-m

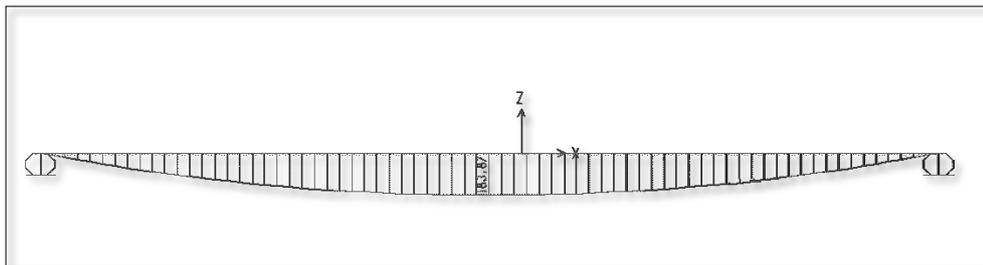


Figura 70: Momento por camión Militar.

3.3.3.2. Camión HS20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 35 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HS20-44 es 247.05 ton-m

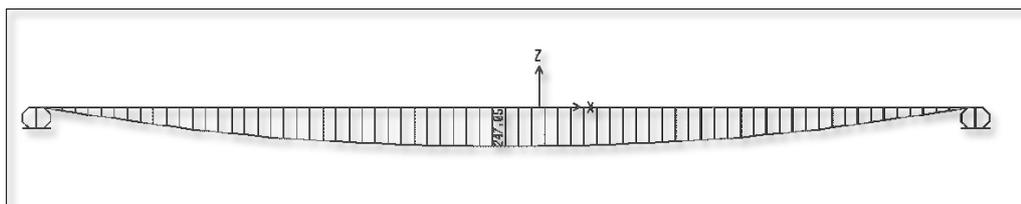


Figura 71: Momento por camión HS20-44.

3.3.4. Momentos de carga viva viga de 37.5 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2002 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: camión militar (2 ejes) y camión HS2044 (3 ejes).

3.3.4.1. Camión Militar (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 37.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación.

Valor otorgado por la carga viva de camión militar 196.78 ton-m

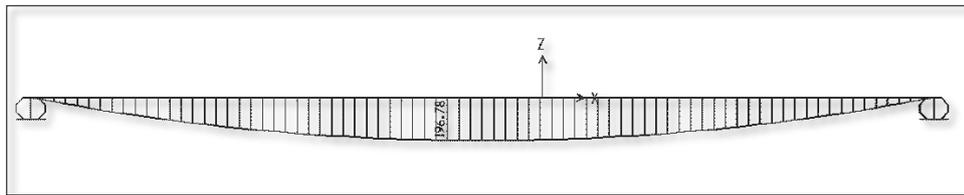


Figura 72: Momento por camión militar.

3.3.4.2. Camión HS20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 37.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HS20-44 es 267.44 ton-m

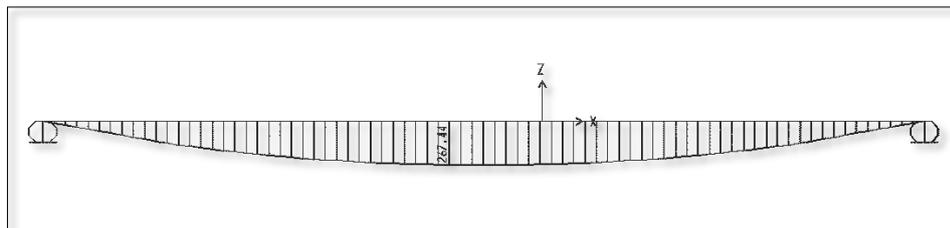


Figura 73: Momento por camión HS20-44

3.3.5. Momentos de carga viva viga de 40 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2002 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: camión militar (2 ejes) y camión HS2044 (3 ejes).

3.3.5.1. Camión Militar (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 40 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión militar es 211.09 ton-m

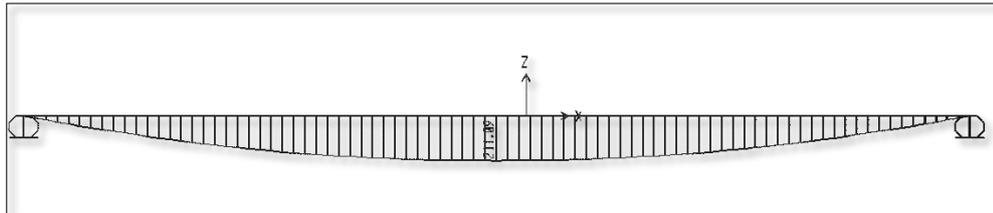


Figura 74: Momento por camión militar.

3.3.5.2. Camión HS20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 40 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HS20-44 es 287.87 ton-m

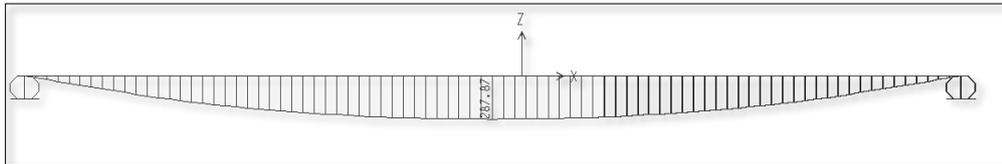


Figura 75: Momento por camión HS20-44

3.4. Carga viva según norma AASHTO LRFD 2014

Realice un análisis de forma tradicional y un análisis de SAP 2000 sobre consideraciones de cargas vivas para los tramos de 30 m, 32.5 m, 35m ,37.5m ,40m para efectos de comparación seguridad de ingreso de cargas vivas. En la tabla se muestran los valores del momento únicamente por carga viva del camión militar en (ton- m)

En la tabla se muestran los valores del momento por carga únicamente carga viva del camión militar (HL93-M) en (ton- m) Debemos considerar que en el ingreso del SAP ya incluimos el 33% de impacto.

HL-93 M (TANDEM + LINE)					
	P1	15.08		33.25	Kips
	P2	15.08		33.25	Kips
	q	0.952			(incl Imp 1.33%)
		0.000			
L (m)	R2	R1	M (CP)	M (CR)	M (T)
30.0	29.37	29.37	217.04	107.15	324.18
32.5	30.56	30.56	235.89	125.75	361.64
35.0	31.75	31.75	254.74	145.84	400.58
37.5	32.94	32.94	273.59	167.42	441.01
40.0	34.13	34.13	292.44	190.49	482.93

Tabla 6: Valor por carga viva del camión militar HL93-M

Donde: P1 y P2 son las descargas de los ejes del camión y M (T) es el momento máximo producido

En la tabla se muestran los valores del momento por carga únicamente carga viva del camión HS20-44 (HL93 K) en (ton- m) Debemos considerar que en el ingreso del SAP ya incluimos el 33% de impacto.

HL-93 K (TRUCK + LINE)							
	P1	4.83	Tn	10.64	Kips	(incl Imp 1.33%)	
	P2	19.30	Tn	42.56	Kips	43.44	
	q	0.952					
	x	1.422					
L (m)	R2 (CT)	R1 (CT)	R2 (CP)	R1 (CP)	M (CP)	M (CR)	M (T)
30.0	37.03	34.97	22.75	20.69	275.02	107.15	382.16
32.5	38.15	36.24	22.67	20.77	302.11	125.75	427.86
35.0	39.27	37.50	22.60	20.84	329.21	145.84	475.05
37.5	40.40	38.75	22.54	20.89	356.31	167.42	523.73
40.0	41.54	39.99	22.49	20.95	383.42	190.49	573.91

Tabla 7: Valores por carga viva del camión militar HL-93

Dónde: P1 y P2 son las descargas de los ejes del camión, M (T) es el momento máximo producido, x es la distancia al centro de eje central del camión.

3.4.1. Momentos de carga viva viga de 30 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO LRFD 2014 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: HL 93M (2 ejes) y camión HL93K (3 ejes).

3.4.1.1. Camión HL93 M (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 30 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL93 -M es 324.18 ton-m

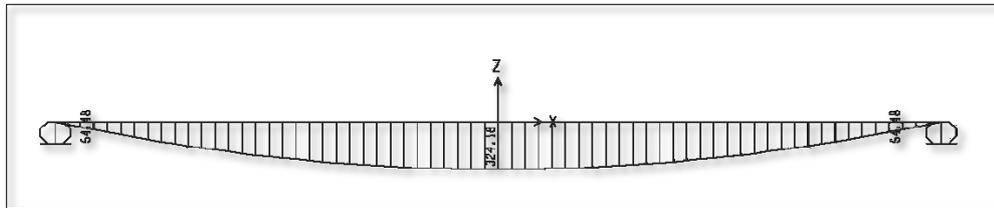


Figura 76: Momento por camión HL 93M

3.4.1.2. Camión HL 93K (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 30 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL 93K es 381.42 ton-m

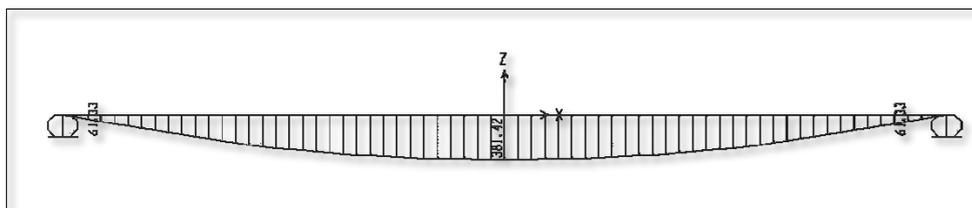


Figura 77: Momento por camión HL 93K

3.4.2. Momentos de carga viva viga de 32.5 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2014 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: HL 93M (2 ejes) y camión HL93K (3 ejes).

3.4.2.1. Camión HL93 M (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 32.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL93 -M es 359.48 ton-m

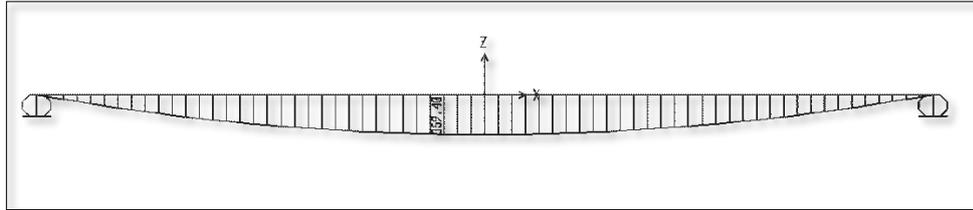


Figura 78: Momento por camión HL 93M

3.4.2.2. Camión HL 93K (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 32.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL 93K es 406.82 ton-m

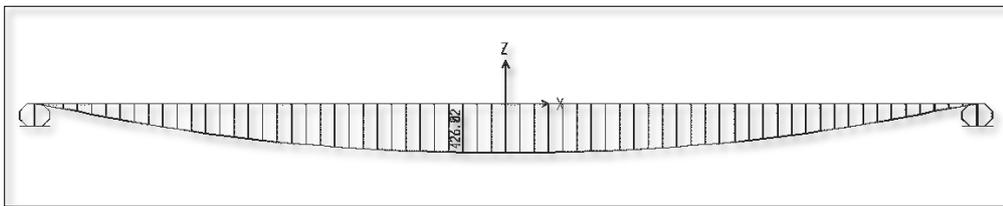


Figura 79: Momento por camión HL 93K

3.4.3. Momentos de carga viva viga de 35 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO STANDARD 2014 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: HL 93M (2 ejes) y camión HL93K (3 ejes).

3.4.3.1. Camión HL93 M (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 35 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL93 -M es 400.57 ton-m

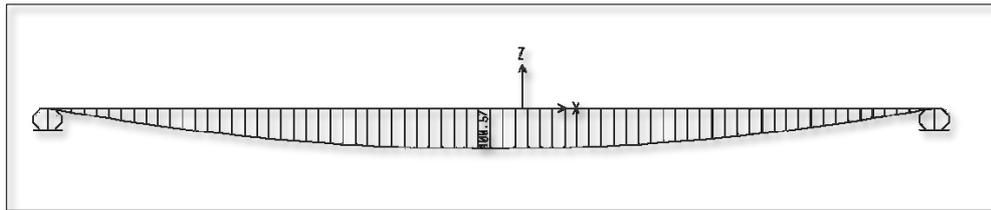


Figura 80: Momento por camión HL 93M

3.4.3.2. Camión HL 93K (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 35 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL 93K es 474.41 ton-m

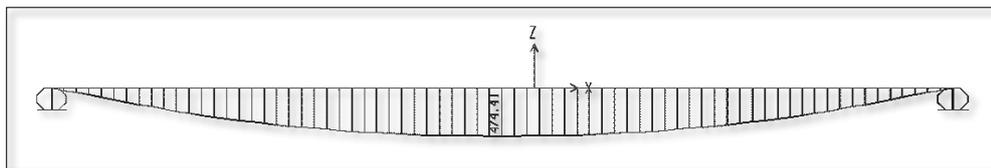


Figura 81: Momento por camión HL 93K

3.4.4. Momentos de carga viva viga de 37.5 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO LRFD 2014 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: HL 93M (2 ejes) y camión HL93K (3 ejes).

3.4.4.1. Camión HL93 M (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 37.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL93 -M es 439.05 ton-m

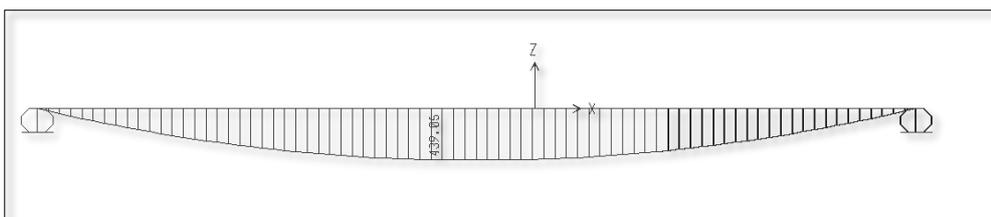


Figura 82: Momento por camión HL 93M

3.4.4.2. Camión HL 93K (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 37.5 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL 93K es 522.11 ton-m

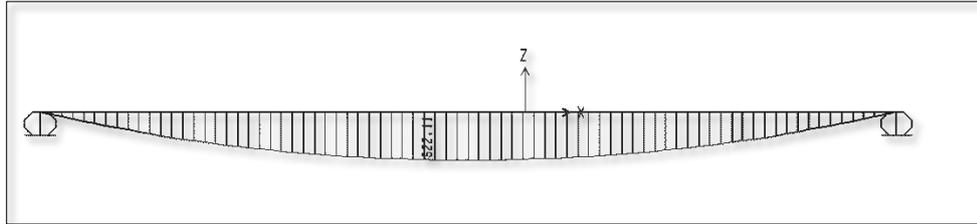


Figura 83: Momento por camión HL 93K

3.4.5. Momentos de carga viva viga de 40 m

Para evaluar carga viva norma en AASHTO LRFD 2014 se toma en consideración dos tipos de cargas móviles: HL 93M (2 ejes) y camión HL93K (3 ejes).

3.4.5.1. Camión HL93 M (AASHTO LRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 40 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL93 -M es 482.92 ton-m

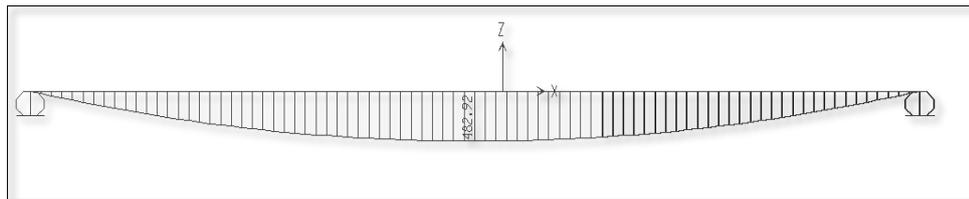


Figura 84: Momento por camión HL 93 M

3.4.5.2. Camión HL 93k (AASHTOLRFD 2014)

Solo analizaremos el momento que produce la viga simplemente apoyada en 40 metros de longitud por carga viva del camión para efectos de comparación. Valor otorgado por la carga viva de camión HL 93K es 573.35 ton-m

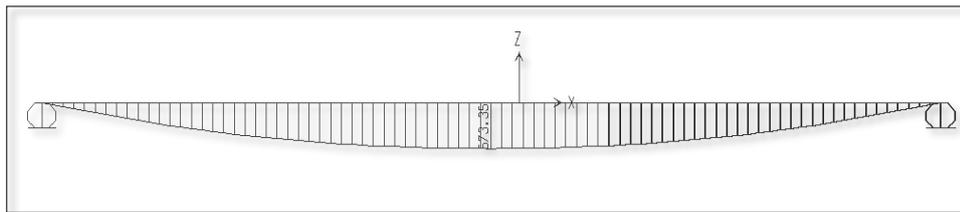


Figura 85: Momento por camión HL 93K

3.5. Cuadro comparativo de las cargas vivas según normas AASHTO STANDARD 2002 Y AASHTO LRFD 2014

En el siguiente cuadro podemos apreciar todos los momentos producidos por las cargas vivas ingresados por el SAP y por el método de cálculo tradicional, la comparación de resultados nos da muy próximos entre ellos, entonces podríamos decir son aceptables los valores para seguir con los análisis.

	ELEMENTO	MILITAR	HS20-44	MOMENTOS POR ANALISIS TRADICIONAL (MILITAR)	MOMENTOS POR ANALISIS TRADICIONAL (HS20-44)
		MOMENTO TON-M	MOMENTO TON-M	MOMENTO TON-M	MOMENTO TON-M
ASD	VIGA (M)				
	30	156.66	206.23	156.66	206.78
	32.5	169.41	226.56	170.26	227.15
	35	183.87	247.05	183.87	247.52
	37.5	196.78	267.44	197.48	267.9
	40	211.09	289.87	211.09	288.29

	ELEMENTO	HL93K	HL93M	MOMENTOS POR ANALISIS TRADICIONAL (MILITAR)	MOMENTOS POR ANALISIS TRADICIONAL (HS20-44)
		MOMENTO TON-M	MOMENTO TON-M	MOMENTO TON-M	MOMENTO TON-M
LRFD	VIGA (M)				
	30	324.18	381.42	324.18	382.16
	32.5	359.48	406.82	361	427.86
	35	400.57	474.41	400.58	475.05
	37.5	439.05	522.11	441.01	523.73
	40	482.92	573.35	482.93	573.91

Tabla 8: Momentos producidos por cargas vivas ingresados por el SAP y por el método de cálculo tradicional.

3.6. Análisis longitudinal de viga de longitud 30 m del intercambiador de tránsito en la intersección de las Av. de las Américas y la Av. Benjamín Rosales por el método AASHTO Standard Specification 2002.

Para el análisis longitudinal de la viga de 30m se considera un macizo de hormigón de un 1.00 m una zona de transición de 30 cm y una viga de 27.4 m (ver geometría viga). Por cálculo en ingreso de SAP se considera un macizo de 1.3m en ambos extremos de la viga ya que la zona de transición se desprecia para considerar una carga distribuida hasta el extremo de la viga. Entonces ingresamos la geometría y los materiales del macizo y de la viga, en el caso del macizo será de un material de 5000 psi y en el caso de la viga será de un material de 6000 psi.

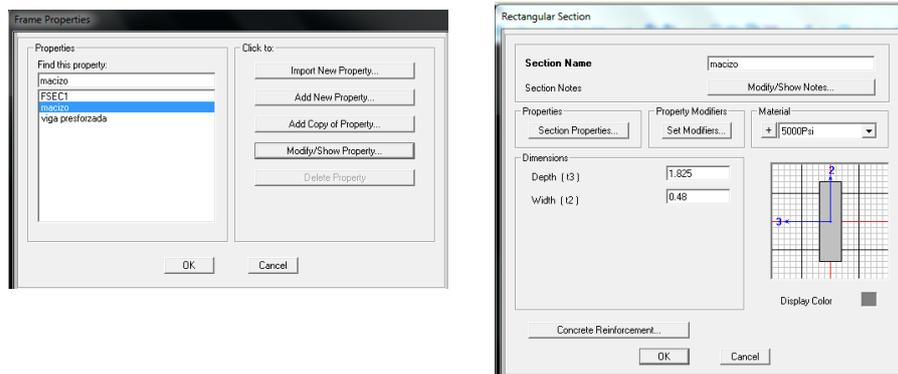


Figura 86: Ingreso de geometría y materiales del macizo.

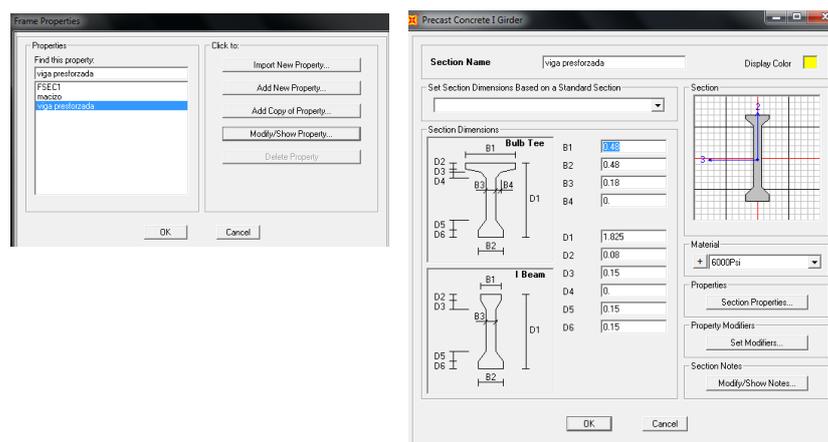


Figura 87: Ingreso de geometría y materiales de la viga.

Comienzo a ingresar los patrones de carga necesarios a tomar en consideración en este caso son losa, el peso propio de la viga y SDL, donde al peso de la viga es el único que se le afecta el factor por peso propio las demás cargas son las provistas del análisis transversal.

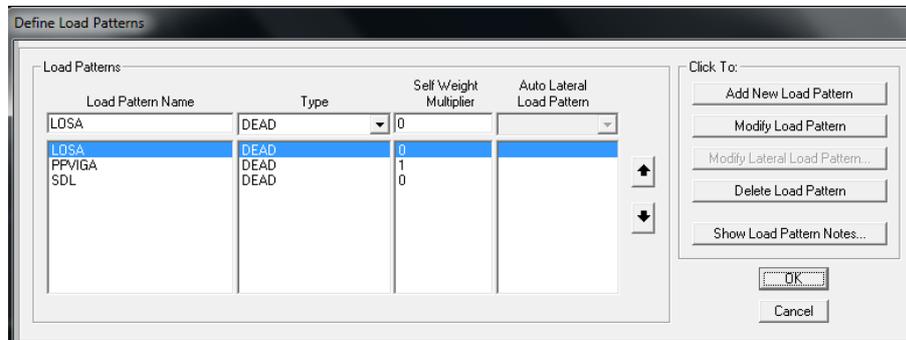


Figura 88: Ingreso de patrones de carga.

Ingresados los patrones de cargas procedemos a ingresar las cargas, en este caso ya consideramos las cargas muertas y vivas. Ingresamos valor de cargas SDL que es 4.22Kn/m

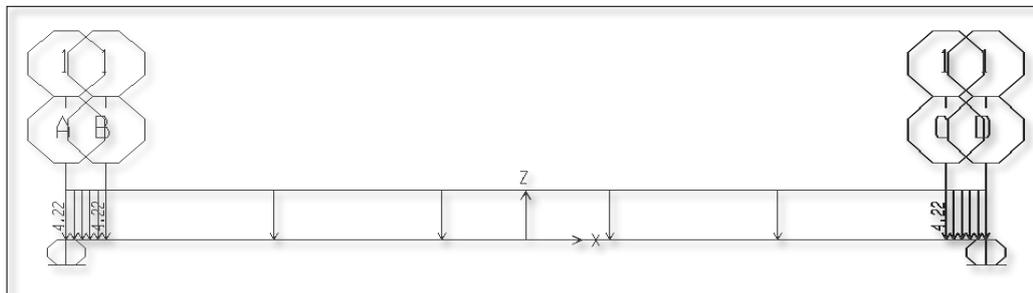


Figura 89: Ingreso de valor de cargas SDL.

Ingresamos valor de losa que es de 10.98 KN/m

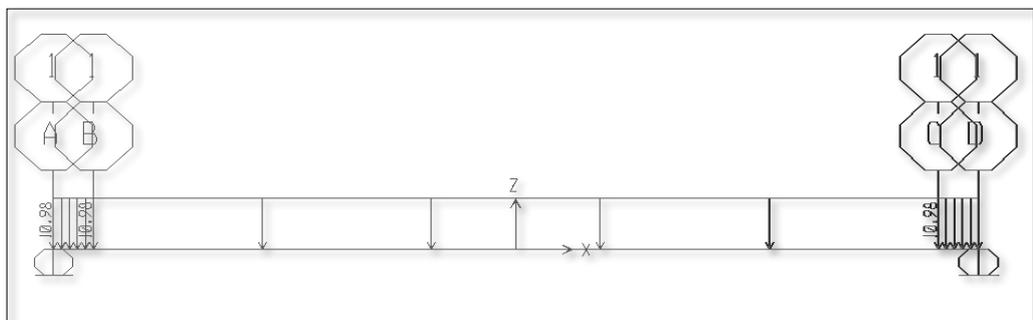


Figura 90: Ingreso de valor de losa.

Confirmamos que este bien los valores ya que la suma de SDL y Losa debe ser la misma que la carga transversal distribuida. Es decir $(4.22 + 10.98) = 15.2 \text{ KN/m}$ por análisis longitudinal y 15.20 KN/m por análisis transversal.

OK

3.6.1. Ingreso de carga viva.

La carga viva considerada para la norma es la de los camiones militar y Hs20-44, se los ingresa y se escoge la opción que estén como opción siempre en el carril, estas cargas se las ingresa para que trabajen de forma de carga móvil.

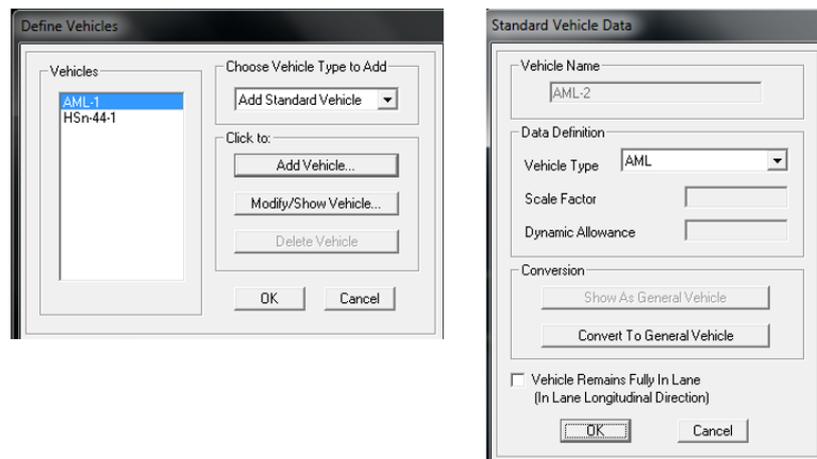


Figura 91: Ingreso de carga viva.

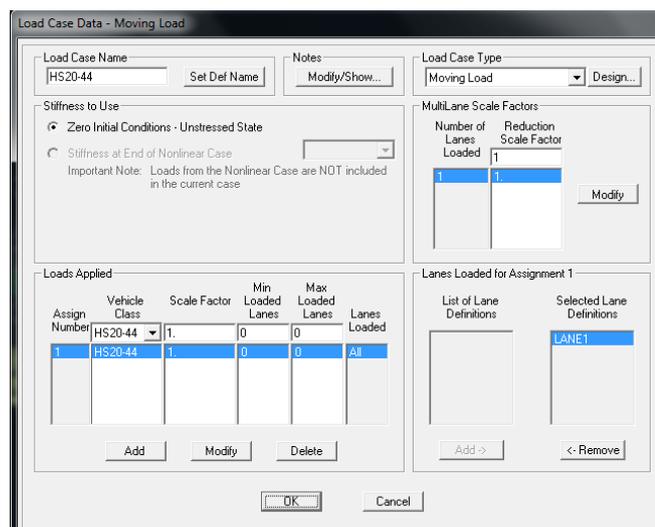


Figura 92: Ingreso de carga viva.

Para este caso decidimos trabajar con el camión HS20-44 ya que este produce mayor momento en carga viva (ver comparaciones de carga viva), y lo ingresamos a la combinación de carga. Podremos notar que el factor de escala para carga viva está afectado por el factor de distribución (ver detalle) y el factor de impacto. $\text{Carga viva} = \text{carga viva} * \text{factor de distribución} * \text{factor de impacto}$; $\text{Carga viva} = \text{carga viva} * 1.551 * 1.30$

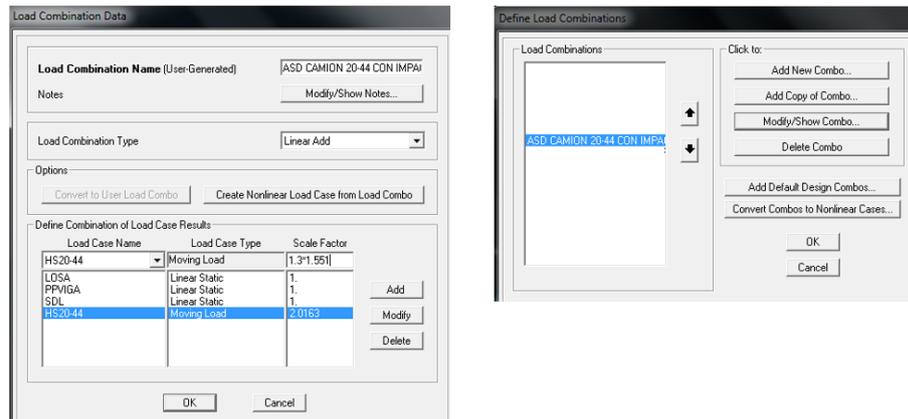


Figura 93: Ingreso de combinaciones de carga.

Una vez determinada la combinación procedemos a correr el programa y encontrar los valores máximos por corte y momento. Para el corte el valor máximo se lo considera en los extremos de la viga, su valor es de 849.29 KN

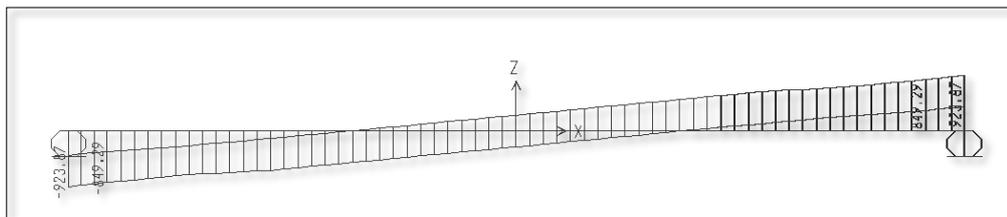


Figura 94: Valor máximo por corte.

Para el momento su valor máximo se lo considera en el centro de la viga, su valor es de 6969.40 KN

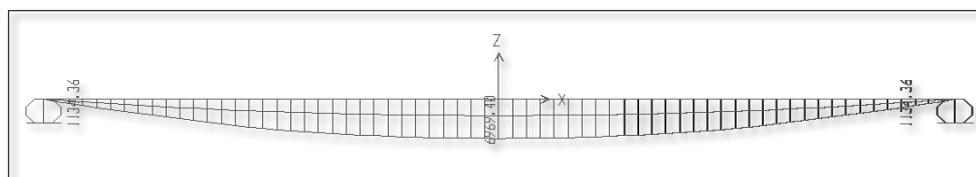


Figura 95: Valor máximo por momento.

3.7. Análisis longitudinal de viga de longitud 30 m del intercambiador de tránsito en la intersección de la Av. de las Américas y Av. Benjamín Rosales por el método AASHTO LRFD Specification 2014.

Para el análisis longitudinal de la viga de 30m se considera un macizo de hormigón de un 1.00m, una zona de transición de 30 cm y una viga de 27.4 m (ver geometría viga). Por cálculo en ingreso de SAP se considera un macizo de 1.3m en ambos extremos de la viga ya que la zona de transición se desprecia para considerar una carga distribuida hasta el extremo de la viga. Entonces ingresamos la geometría y los materiales del macizo y de la viga, en el caso del macizo será de un material de 5000 psi y en el caso de la viga será de un material de 6000 psi.

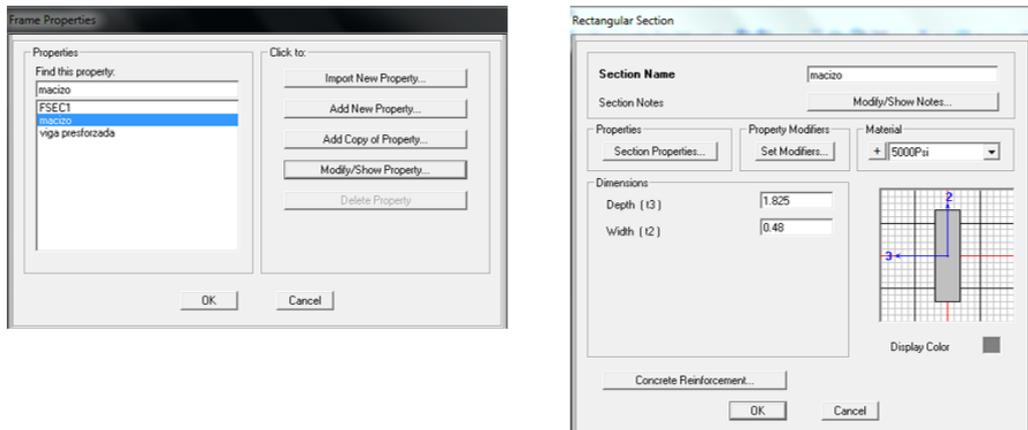


Figura 96: Ingreso de geometría y materiales del macizo.

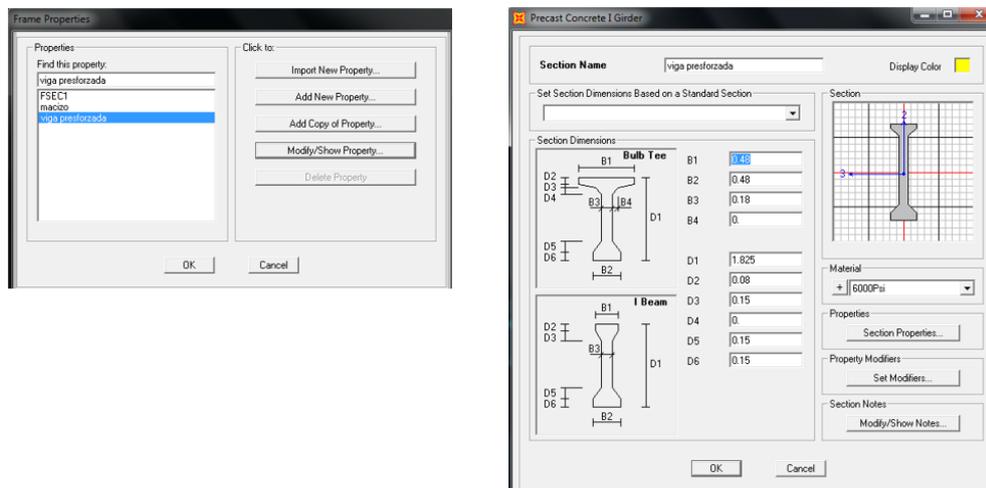


Figura 97: Ingreso de geometría y materiales de la viga.

Comienzo a ingresar los patrones de carga necesarios a tomar en consideración en este caso son losa, el peso propio de la viga y SDL, donde al peso de la viga es el único que se le afecta el factor por peso propio las demás cargas son las provistas del análisis transversal.

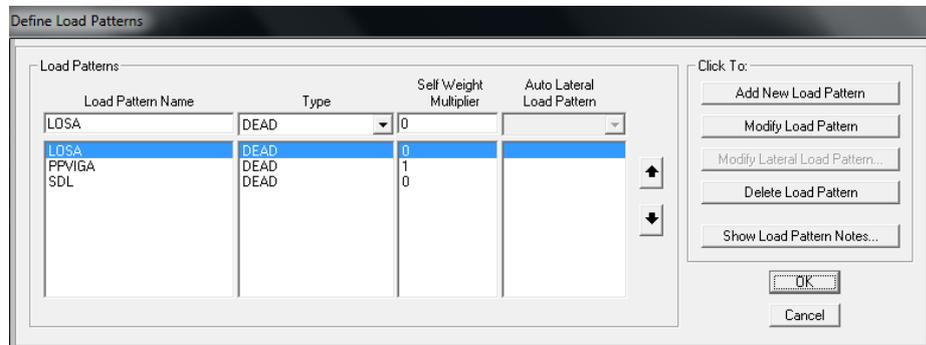


Figura 98: Ingreso de patrones de carga.

Ingresados los patrones de cargas procedemos a ingresar las cargas, en este caso ya consideramos las cargas muertas y vivas. Ingresamos valor de cargas SDL que es 4.22Kn/m

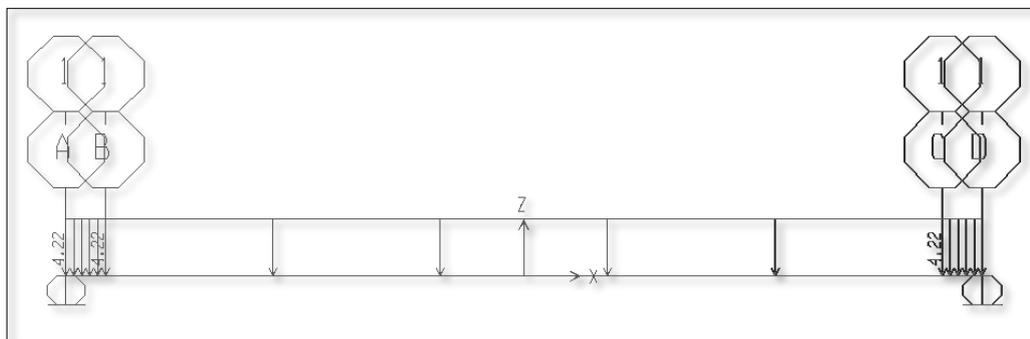


Figura 99: Ingreso de valor de cargas SDL.

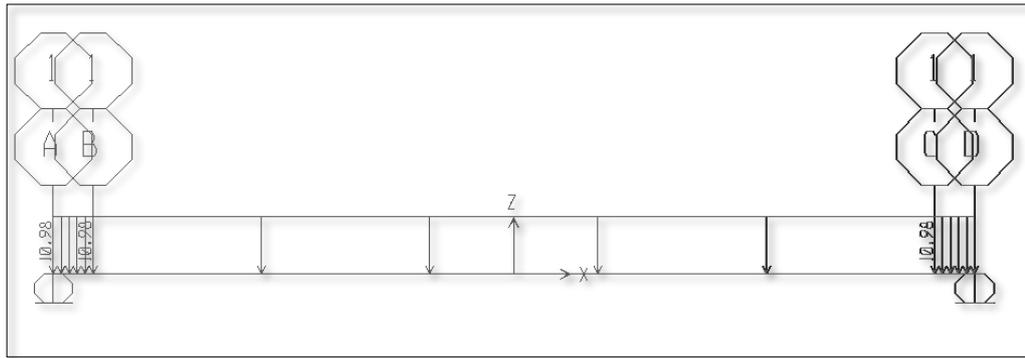


Figura 100: Ingreso de valor de losa: 10.98 KN/m.

Confirmamos que este bien los valores ya que la suma de SDL y Losa debe ser la misma que la carga transversal distribuida. Es decir $(4.22 + 10.98) = 15.2$ KN/m por análisis longitudinal; y 15.20 KN/m por análisis transversal

OK

3.7.1. Ingreso de carga viva

La carga viva considerada para la norma es la de los HL 93K y HL 93M, se los ingresa y se escoge la opción que estén como opción siempre en el carril, estás cargas se las ingresa para que trabajen de forma de carga móvil, cuando ingresamos camión HI 93 k nos preguntan el factor de carga dinámica e ingresamos 33 (ver carga dinámica LRFD).

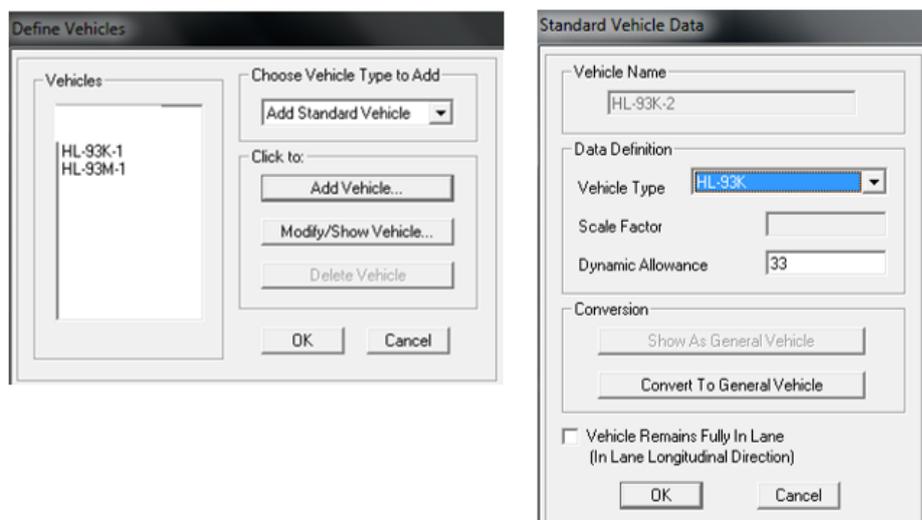


Figura 101: Ingreso de carga viva.

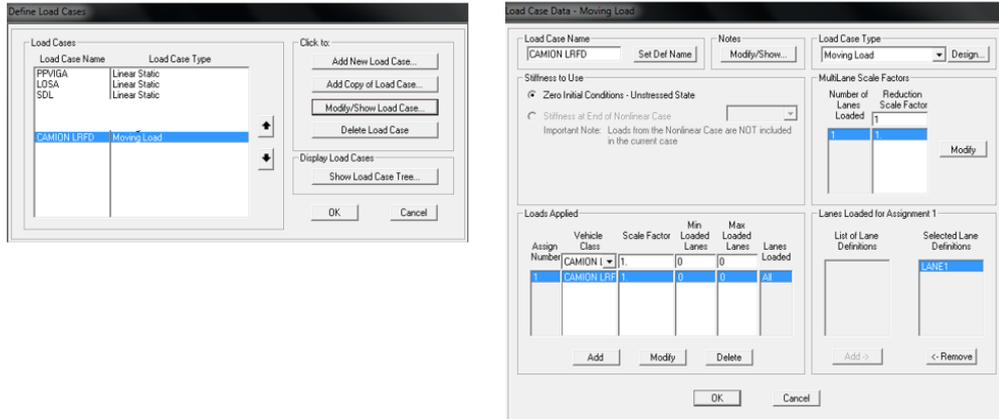


Figura 102: Ingreso de carga viva.

Para este caso decidimos trabajar con el camión HL93 K ya que este produce mayor momento en carga viva (ver comparaciones de carga viva), y lo ingresamos a la combinación de carga. Podremos notar que el factor de escala para carga viva está afectado por el factor de distribución (ver detalle), mientras que las cargas están afectadas por los factores de cargas (ver factores de carga LRFD). Debemos recordar que en la norma tenemos diferentes factores de distribución para cortantes y para momentos, entonces tendremos diferentes valores de cortantes máximos y momentos afectados a la carga viva.

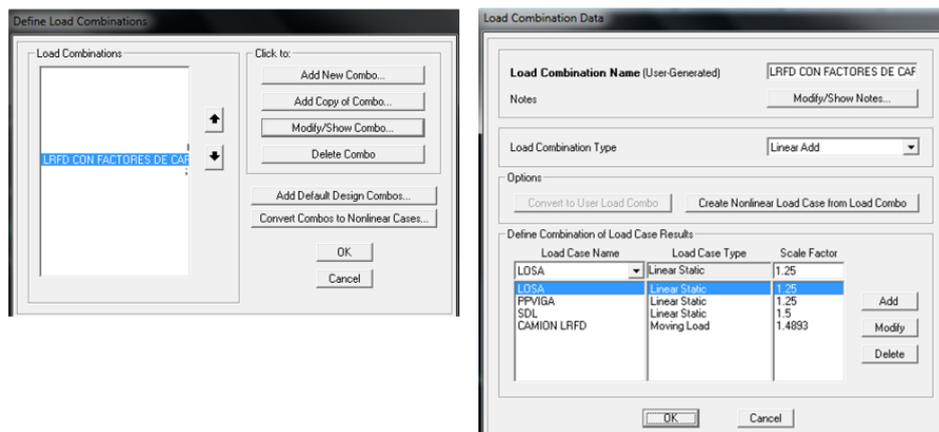


Figura 103: Ingreso de combinación de carga.

Una vez determinada la combinación (ver combinación de carga) procedemos a correr el programa y encontrar los valores máximos por corte y momento. Para el corte el valor máximo se lo considera en los extremos de la viga , su valor es de 1133.67KN (combinación de carga con factores de distribución para cortante)

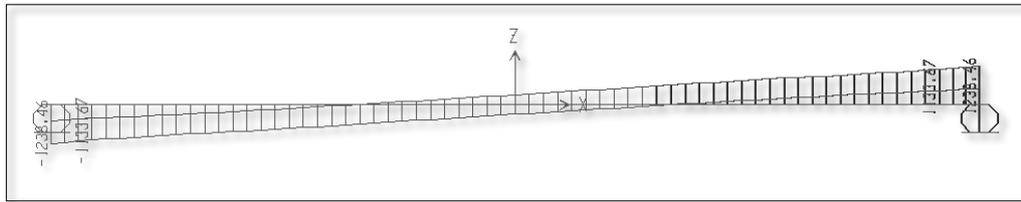


Figura 104: Valor máximo de corte.

Para el momento su valor máximo se lo considera en el centro de la viga, su valor es de 9303.86 KN – m (combinacion de carga con factores de distribucion para cortante).

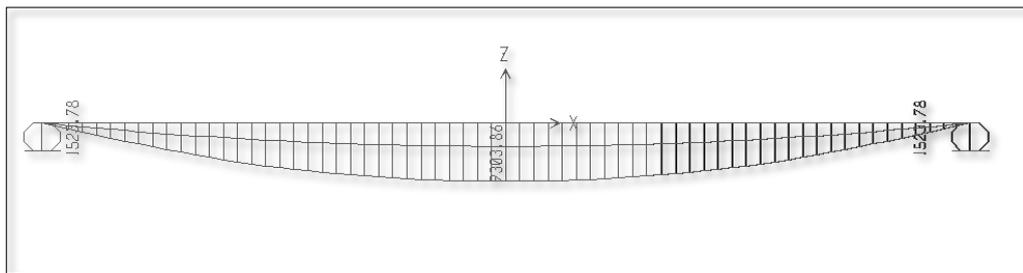


Figura 105: Valor máximo de momento.

Ingresamos el valor de factores de carga afectados a la carga viva por momentos.

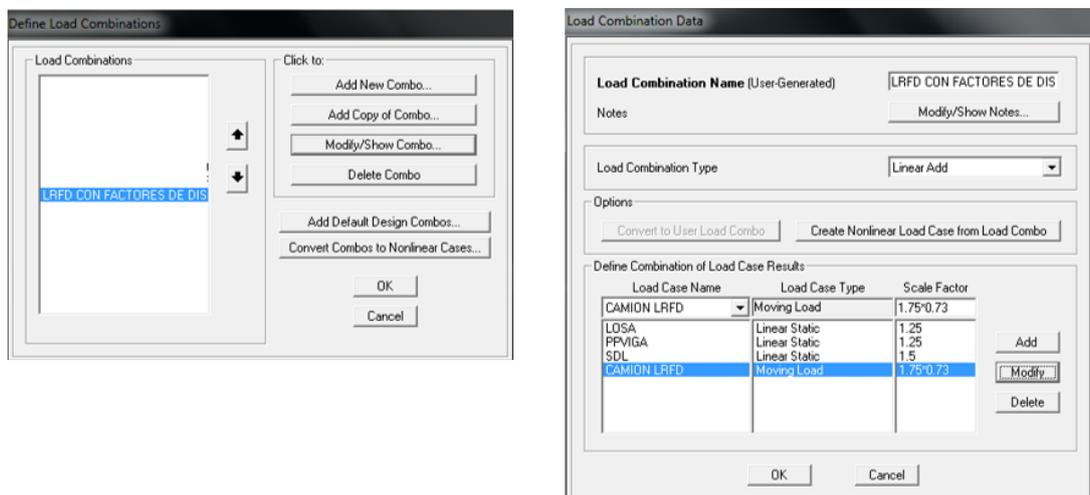


Figura 106: Ingreso de combinación de carga.

Para el corte el valor máximo se lo considera en los extremos de la viga , su valor es de 1036.91 KN (combinacion de carga con factores de momento).

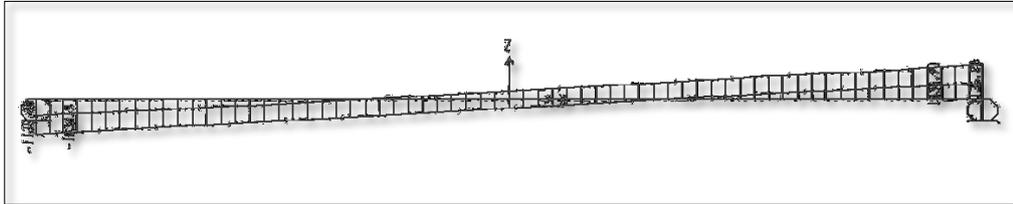


Figura 107: Valor máximo de corte.

Para el momento su valor máximo se lo considera en el centro de la viga, su valor es de 8511.63 KN – m (combinación de carga con factores de momento).

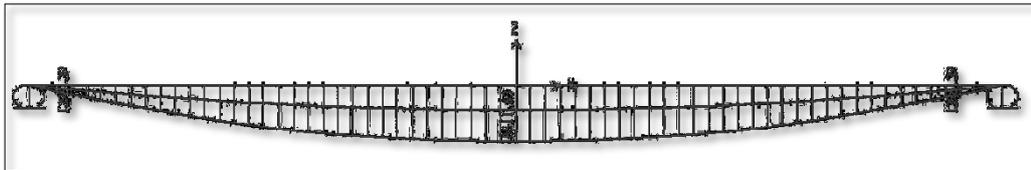


Figura 108: Valor máximo de momento.

CAPÍTULO 4: VERIFICACIÓN ANÁLISIS DEMANDA VS RESISTENCIA DE LA VIGA.

4.1. Análisis de momentos de la viga.

Para analizar los momentos que afectan a la viga presfzada y poder realizar una comparación de momentos partimos de la idea que necesitamos, encontrar la tensión total de la viga y multiplicarla por un brazo de palanca. (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$Mn = (C * z)$$

$$C = At * fpu$$

At Área total de los torones en mm^2 y fpu es la fuerza de presfuerzo última en Mpa. Donde Mn es el momento nominal en $KN-m$ y z es el brazo de palanca en mm . (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$Z = \frac{Cf \left(d - \frac{t}{2} \right) + Cw(d - k2c)}{C}$$

Donde Cf es la compresión en el ala, d es la distancia de la parte superior de la viga hasta el cg de los torones en mm , t es la distancia promedio del ala superior en mm , Cw es la compresión del alma en KN . (Leuschner, 2009, págs. 22-23).

$$Cf = 0.85f'c * Avs$$

Donde Avs es el área del ala superior en mm^2 y el $f'c$ en KN/mm^2 . (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$Cw = C - Cf$$

$$c = \frac{Cw}{k1 * k3 * f'c * b}$$

$$K1=0.8, k2= 0.4, k3=0.85$$

Entonces reemplazando valores tenemos:

Tensión total (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$C = (3300)(1860)$$

$$C = 6138KN$$

Compresión en el ala (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$C_f = 0.85(0.04118) * 87900$$

$$C_f = 3076.76 KN$$

Compresión en el alma (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$C_w = 6138 - 3076.76$$

$$C_w = 3062 KN$$

$$c = \frac{3062}{0.8(0.85)(0.04118)(180)}$$

$$c = 607,48 mm$$

Brazo de palanca (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$Z = \frac{3076.76 \left(1690 - \frac{115}{2}\right) + 3062(1690 - 0.4(607.48))}{6138}$$

$$z = 1540.16 mm$$

Momento nominal (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$M_n = (6138 * 1540,16)$$

$$M_n = 9453502.08 N - m$$

$$M_n = 9453.0 KN - m$$

Se detalla la geometría y las distancias a los centros de gravedad de la viga.

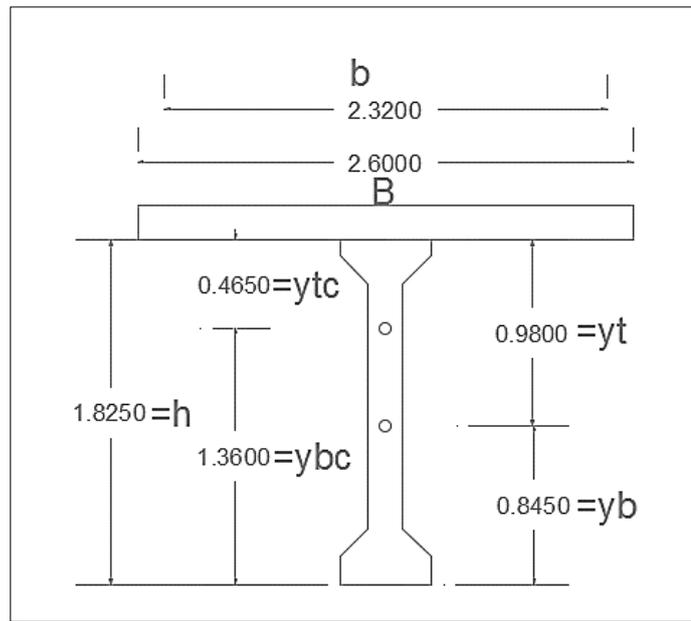


Figura 109: Detalle de distancias de la viga.

Este valor de momento nos sirve tanto para norma AASHTO STÁNDAR 2002 COMO PARA NORMA AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN 2014.

4.1.1. Verificación análisis demanda vs resistencia de la viga por método Standard 2002 (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$\phi Mn < Mu$$

$$(1)9453.5 < 6969.40 \text{ KN}$$

$$9453.5 < 6969.40 \text{ KN} \quad OK$$

4.1.2. Verificación análisis demanda vs resistencia de la viga por método LRFD 2014 (Leuschner, 2009, págs. 22-23)

$$\phi Mn < Mu$$

$$(1)9453.5 < 8511.63 \text{ KN}$$

$$9453.5 < 8511.63 \text{ KN} - m \quad OK$$

4.2. Análisis de cortantes de la viga.

La premisa principal de cortante es que todos los miembros diseñados deben estar gobernados bajo la siguiente fórmula tanto para AASTHO STANDARD 2002 Y LRFD 2014.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde ϕV_n es el cortante menor entre V_{ci} y V_{cw}

4.2.1. Análisis de cortantes de la viga por Standard 2002.

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{f'c} bd + vd + \frac{viM_{cr}}{M_{max}}$$

Donde $f'c$ es la resistencia a compresión del hormigón ingresada en psi, b es el ancho del alma en in, vd es cortante debido al peso propio de la viga sin mayorar, máximo cortante y máximo momento producidos por cargas externas aplicadas en son vi y M_{max} respectivamente.

$$M_{cr} = \frac{I}{yt} (6\sqrt{f'c} + f_{pe} - fd)$$

Donde yt es la distancia desde el la parte superior de la viga hasta el cg en in.

$$f_{pe} = \frac{-0.8 (0.7f_{pu} \cdot At)}{Av} \left(1 + \frac{e \cdot Av}{\frac{I}{yt}}\right)$$

Donde Av es el área de la viga en in², e es la excentricidad tomada desde cg de los torones hasta el cg de la viga en in y c ingresado en lb, C ingresado en lb – in

$$fd = \frac{Mg}{\frac{I}{yb}}$$

Donde Mg es el momento por peso propio de la viga en lb-in sin mayorar, I es la inercia de la viga, y_b es la distancia desde la base al cg de la viga en in. Procedemos a reemplazar los valores en las fórmulas y tenemos:

$$fd = \frac{1797950}{\frac{398439.09}{33.26}}$$

$$fd = 150.08 \text{ lb} - \text{in}^2$$

$$fpe = -1126.62 * (1 + \frac{27.95 * 685.876372}{\frac{398439.09}{33.26}})$$

$$fpe = -2929.212 \text{ lb} - \text{in}^2$$

$$Mcr = \frac{I}{yt} (6\sqrt{f'c} + fpe - fd)$$

$$Mcr = \frac{398439.09}{-38.58} (6\sqrt{5973.8} - 2928.32 + 150.08)$$

$$Mcr = -23903224.71 \text{ lb} - \text{in}^2$$

$$Vci = 0.6\sqrt{5973.8} * 7.08 * 66.53 + 32112 + \frac{(190928)(-23903224.71)}{10039958}$$

$$Vci = -400607.38 \text{ lb} - \text{in}^2$$

$$Vci = 400.607 \text{ Kips}$$

Este valor debemos compararlo con V_{cw} y escoger el menor de los dos

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{f'c} + 0.3f_{pc})bd + v_p$$

Donde f_{pc} es el presfuerzo del concreto P_e/A_v

$$f_{pc} = 0.8 (0.7f_{pu} \cdot A_t)$$

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{5973.8} + 0.3(1125.49))(7.08)(66.53)$$

$$V_{cw} = 286464.6 \text{ lb}$$

$$V_{cw} = 286 \text{ kips}$$

$$V_{cw} < V_{ci}$$

4.2.1.1. Verificación análisis demanda vs resistencia de la viga por método ASD 2002

$$190928 \text{ lb} < (0.9)286464.6 \text{ Lb (OK)}$$

$$190928 \text{ lb} < 257818.14 \text{ lb (OK)}$$

4.2.2. Análisis de cortantes de la viga por LRFD 2014

$$V_{ci} = 0.02\sqrt{f'c}bd + v_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

Donde $f'c$ es la resistencia a compresión del hormigón ingresada en ksi, b es el ancho del alma en in, vd es cortante debido al peso propio de la viga, cargas SDL y losa sin mayorar, máximo cortante y máximo momento producidos por cargas externas aplicadas en son vi y $Mmax$ respectivamente en lb y lb-in².

$$Mcr = Sc \left(fr + fcpe - \frac{Mdnc}{Snc} \right)$$

$$Sc = \frac{Isc}{ysc}$$

Donde Isc es la inercia de la sección compuesta, ysc es la distancia desde la base hasta el cg de la sección compuesta y $Mdnc$ es el momento de la producido de la carga muerta en lb -in:

$$fr = 6\sqrt{f'c}$$

$$fcpe = \frac{-pe}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{I} \right)$$

$$Sn = \frac{I}{yt}$$

$$Mcr = \frac{990794.96}{-53.53} \left(6\sqrt{5.9738} + \left(-1125.49 * \frac{27.95(685.87)}{398336.09} \right) - \frac{4307683}{398336.09} \right)$$

$$Mcr = 52227453.65$$

$$Vci = 0.02\sqrt{5.9738}(7.08)(66.50) + 78928.1 + \frac{(254858.6)(52227453.65)}{13486575}$$

$$Vci = 1088891.005 \text{ Lb}$$

Este valor debemos compararlo con Vcw y escoger el menor de los dos.

$$Vcw = (0.06\sqrt{f'c} + 0.3fpc)bd + vp$$

Donde el $f'c$ debe ser ingresado en ksi al igual que fpc .

$$Vcw = (0.06\sqrt{5.9738} + 0.3(1.12)(7.08)(66.53)$$

$$Vcw = 227342.91 \text{ Lb}$$

$$Vcw < Vci$$

4.2.2.1. Verificación análisis demanda vs resistencia de la viga por método LRFD 2014.

$$254858.6 \text{ lb} < (0.9)227342.91 \text{ Lb (NO OK)}$$

$$254858.6 < 204608.61 \text{ lb (NO OK)}$$

4.3 Esfuerzos permisibles para la viga presforzada

La viga debe de cumplir con los esfuerzos permisibles de los tres estados:
(Nawy, 2009, pág. 216)

- **Transferencia (PI+PP)**

$$f_t = \frac{-pi}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{st} \right) + \frac{MG}{st}$$

$$f_b = \frac{-pi}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{sb} \right) + \frac{MG}{sb}$$

- **Fundición de losa (PI+DL)** (Nawy, 2009)

$$f_t = \frac{-pi}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{st} \right) + \frac{MG + MLo}{st}$$

$$f_b = \frac{-pi}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{sb} \right) + \frac{MG + MLo}{sb}$$

- **Servicio (Pe + DL + SDL + LL)** (Nawy, 2009)

$$f_t = \frac{-pi}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{st} \right) + \frac{Mg + MLo}{st} + \frac{MSDL + MLL}{stc}$$

$$f_b = \frac{-pi}{Av} \left(1 + \frac{eAv}{sb} \right) + \frac{Mg + MLo}{sb} + \frac{MSDL + MLL}{Sbc}$$

Estos estados se verifican en ambas normas.

4.3.1. Verificación de estados por norma standard 2002

Límites de estado de transferencia: El máximo esfuerzo a tensión está dada por (AASHTO, 2002, pág. 232)

$$7.5\sqrt{f'ci}$$

Donde $f'ci = 0,8(f'c)$ en psi

Reemplazado el límite nos da

$$7.5\sqrt{0.8 * 5973.8} = 518.47 \text{ psi}$$

$$518.47 \text{ psi} = 3.57 \text{ MPA}$$

El máximo esfuerzo a compresión está dado por

$$0.6 f'ci$$

Donde $f'ci = 0,8(f'c)$ en *psi*

Reemplazado el límite nos da:

$$0.6(5973.8)(0.8) = 2867.42 \text{ psi}$$

$$2867.42 \text{ psi} = 19.77 \text{ MPA}$$

Límites de estado de fundición de losa

El máximo esfuerzo a tensión está dada por (AASHTO, 2002, pág. 232)

$$7.5\sqrt{f'ci}$$

Donde $f'ci = 0.8(f'c)$ en *psi*

Reemplazado el límite nos da

$$7.5\sqrt{0.8 * 5973.8} = 518.47 \text{ psi}$$

$$518.47 \text{ psi} = 3.57 \text{ MPa}$$

El máximo esfuerzo a compresión está dada por (AASHTO, 2002, pág. 232)

$$0.6 f'ci$$

Donde $f'ci = 0,8(f'c)$ en *psi*

Reemplazado el límite nos da

$$0.6(5973.8)(0.8) = 2867.42 \text{ psi}$$

$$2867.42 \text{ psi} = 19.77 \text{ MPA}$$

Límite de estado de servicio

El máximo esfuerzo a tensión está dada por (AASHTO, 2002, pág. 232)

$$6\sqrt{f'c}$$

Reemplazado el límite nos da

$$6\sqrt{5973.8} = 463.74 \text{ psi}$$

$$463.74 \text{ psi} = 3.19 \text{ MPa}$$

El máximo esfuerzo a compresión está dada por (AASHTO, 2002, pág. 232)

$$0.6 f'c$$

Reemplazado el límite nos da

$$0.6(5973.8) = 3584.28 \text{ psi}$$

$$3584.28 \text{ psi} = 24.71 \text{ MPA}$$

4.3.2. Esfuerzos por Norma AASHTO Standard 2002

4.3.2.1. Esfuerzo de transferencia por norma AASHTO standard 2002

Los esfuerzos calculados deben de ser menores a los límites de transferencia a tensión o compresión.

Valores ingresados en Kn-mm

$$f_t = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} \right) + \frac{1181633}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}}$$

$$f_t = 0.00138 \frac{Kn}{mm^4} (tension)$$

$$f_t = 1.33MPA < 3.57MPA (OK)$$

$$f_b = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} \right) + \frac{1181633}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}}$$

$$f_t = -0.019235 \frac{Kn}{mm^4} (compresion)$$

$$f_t = 19.23MPA < 19.77MPA (OK)$$

4.3.2.2. Esfuerzo de fundición de losa por norma AASHTO standard 2002

Los esfuerzos calculados deben de ser menores a los límites de fundición de losa a tensión o compresión.

Valores ingresados en Kn-mm

$$f_t = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} \right) + \frac{1181633 + 1235637.9}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}}$$

$$f_t = -6,34 * 10^{-3} Kn/mm^4 (compresion)$$

$$f_t = -6,34 MPA < 19.77MPA (OK)$$

$$f_b = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} \right) + \frac{1181633 + 1235637.9}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}}$$

$$f_b = -0.01261 kN/mm^4 (compresion)$$

$$f_b = -12.61MPA < 19.77 (OK)$$

4.3.2.3. Esfuerzo de estado de servicio por norma AASHTO standard 2002

Los esfuerzos calculados deben de ser menores a los límites de transferencia a tensión o compresión.

Valores ingresados en Kn-mm

$$f_t = \frac{-(0.8)4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} \right) + \frac{1181633 + 1235637.9}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} + \frac{474396 + 4077129}{\frac{4.12 * 10^{11}}{-465}}$$

$$f_t = -0.01186 \text{ Kn/mm}^4 (\text{compresion})$$

$$f_t = -11.86 \text{ MPA} < 24.71 \text{ MPA} (\text{OK})$$

$$f_b = \frac{-(0.8)4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} \right) + \frac{1181633 + 1235637.9}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} + \frac{474396 + 4077129}{\frac{4.12 * 10^{11}}{1360}}$$

$$f_b = 0.00358 \text{ KN /mm}^4 (\text{tension})$$

$$f_b = 3.58 \text{ MPA} < 3.19 \text{ MPA} (\text{NO OK})$$

4.3.3. Esfuerzos de transferencia por norma AASHTO LRFD 2014

4.3.3.1. Esfuerzo de transferencia por norma LRFD 2014

Los esfuerzos calculados deben de ser menores a los límites de transferencia a tensión o compresión. Valores ingresados en Kn-mm

$$f_t = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} \right) + \frac{1181633}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}}$$

$$f_t = 0.00133 \frac{\text{Kn}}{\text{mm}^4} (\text{tension})$$

$$f_t = 1.33 \text{ MPA} < 3.57 \text{ MPA} (\text{OK})$$

$$f_b = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} \right) + \frac{1181633}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}}$$

$$f_t = -0.019235 \frac{\text{Kn}}{\text{mm}^4} (\text{compresion})$$

$$f_t = -19.23 \text{ MPA} < 19.77 \text{ MPA} (\text{OK})$$

4.3.3.2. Esfuerzo de fundición de losa por norma AASHTO LRFD 2014

Los esfuerzos calculados deben de ser menores a los límites de fundición de losa a tensión o compresión.

Valores ingresados en Kn-mm

$$ft = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} \right) + \frac{1181633 + 1235637.9}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}}$$

$$ft = -6.34 * 10^{-3} Kn/mm^4 (compresion)$$

$$ft = -6,34 MPA < 19.77MPA (OK)$$

$$fb = \frac{-4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} \right) + \frac{1181633 + 1235637.9}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}}$$

$$fb = -0.01261 kN/mm^4 (compresion)$$

$$fb = -12.61MPA < 19.77 (OK)$$

4.3.3.3. Esfuerzo de estado de servicio por norma AASHTO LRFD 2014

Los esfuerzos calculados deben de ser menores a los límites de transferencia a tensión o compresión

Valores ingresados en Kn-mm

$$ft = \frac{-(0.8)4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}} \right) + \frac{1477041.2 + 1544547.5}{\frac{1.65 * 10^{11}}{-980}}$$
$$+ \frac{711595.06 + 4778442}{\frac{4.12 * 10^{11}}{-465}}$$

$$ft = -0.01044 Kn/mm^4 (compresion)$$

$$ft = -10.44 MPA < 24.71 MPA (OK)$$

$$fb = \frac{-(0.8)4296.6}{442500} \left(1 + \frac{710(442500)}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}} \right) + \frac{1477041.2 + 1544547.5}{\frac{1.65 * 10^{11}}{845}}$$
$$+ \frac{711595.06 + 4778442}{\frac{4.12 * 10^{11}}{1360}}$$

$$fb = -0,0058 KN /mm^4 (compresion)$$

$$fb = -0,58 MPA < 24.71 MPA (OK)$$

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones y Recomendaciones

A partir de un universo de 5 pasos elevados de 30 a 40 metros ubicados en la ciudad de Guayaquil, se tomó la muestra de este estudio que corresponde a un intercambiador de la av. Benjamín Rosales para evaluar el comportamiento de la viga de hormigón presforzado el cual se encontraba diseñado con la norma AASHTO Standard Specification 2002.

De este estudio se determinaron los momentos y cortantes de la viga existentes para ser evaluados en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2014.

Evaluando la viga por norma AASHTO STANDARD 2002 podemos apreciar que el análisis en cortantes y momentos máximos esta aceptables, es decir la demanda de la viga en corte y momento es menor que la resistencia de la misma.

Al evaluar los efectos de presfuerzo en la viga se puede apreciar que tanto en el estado de transferencia y fundición de losa los estados cumplen con los límites permisibles tanto en fibras inferiores como superiores, en el caso del estado de servicio nos encontramos con la novedad que según nuestro análisis la fibra inferior no cumple con los requisitos.

Evaluando la viga por norma AASHTO LRFD Bridge Design también podemos que el análisis en cortantes y momentos máximos esta aceptables, es decir la demanda de la viga en momento es menor que la resistencia de la misma. Para el caso de cortante no es menor la demanda que la resistencia, pero la viga cuenta con varillas longitudinales adicionales las cuales aseguran el rango ya que la diferencia no es de tanta magnitud.

Al evaluar los efectos de presfuerzo en la viga se puede apreciar que tanto en el estado de transferencia, fundición de losa y servicio los estados cumplen con los límites permisibles tanto en fibras inferiores como superiores, teniendo en cuenta que los diseños se basan en análisis – demanda podremos concluir que la viga del puente correspondiente al intercambiador de la av. Benjamín Rosales cumple con los requisitos mínimos de ambas normas.

Se recomienda realizar el mismo estudio para vigas de puentes con mayor antigüedad en la ciudad de Guayaquil para brindar un nivel de seguridad aceptable para la norma actual, en caso que no se cumplan los requisitos mínimos de resistencia poder actuar a tiempo y evitar algún desastre de colapso.

	STANDARD SPECIFICATION 2002		LRFD SPECIFICATION 2014	
	DEMANDA	RESISTENCIA	DEMANDA	RESISTENCIA
MOMENTO KN-M	6969.40 KN-M	9453.5 KN-M	8511.63 KN-M	9453.5 KN-M
CORTANTE LB	190928 LB	257818.14 LB	233106.64 LB	204608.619 LB

Figura 110: Tabla comparativa de momento y cortante en demanda y resistencia según Norma AASHTO Standard Specification 2002 y LRFD Specification 2014.

ESFUERZO DE PRETENSADO	AAHSTO STANDARD SPECIFICATION 2002		AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2014	
	Fibra superior	Fibra inferior	Fibra superior	Fibra inferior
TRANSFERENCIA	1.337 < 3,57	-19.235 < -19,77	1.337 < 3,57	-19.235 < -19,77
FUNDICION	-6.344 < -19,77	-12.61 < -19,77	-6.344 < 19,77	-12.61 < -19,77
SERVICIO	-11.86 < -24,71	3.58 < 3.19	-10.44 < -24,71	-0.58 < -24.71

Figura 111: Tabla comparativa de esfuerzo de pretensado en fibras superior e inferior según Norma AASHTO Standard Specification 2002 y LRFD Specification 2014.

BIBLIOGRAFÍA

- Aashto. (2002). Standard Specifications for Highway Bridges .
- Aashto. (2014). LRFD Bridge Design Specification.
- EADIC. (27 de julio de 2015). EADIC. Obtenido de:
<http://www.eadic.com/sap-2000-software-aplicado-calculo-estructuras/>
- El Comercio. (2014). Obtenido de:
<http://www.elcomercio.com/actualidad/trafico-transito-quito-guayaquil-cuenca.html>
- Fabbri, M. S. (2013). Obtenido de:
<http://www.fhumyar.unr.edu.ar/escuelas/3/materiales%20de%20catedras/trabajo%20de%20campo/solefabri1.htm>
- Garcia, A. (2016). El Comercio. Obtenido de:
<http://www.elcomercio.com/actualidad/demolicion-puente-guayaquil-terremoto-ecuador.html>
- INEC, I. N. (2010). Obtenido de:
www.inec.gob.ec/tabulados_cpv/13_pobl_prov_cant_parr_sexo.xls
- Leuschner, e. (2009). Concreto Presforzado.
- M.I. Municipalidad de Guayaquil. (2008). Estudios y diseños definitivos del Proyecto Intercambiador de Tránsito en la Intersección de la Av. De las Américas y la Av. Benjamín Rosales, ubicado en la Autopista Terminal Terrestre-Pascuales. Guayaquil.
- Nawy, e. (2009). Prestressed Concrete.
- Rojas Cruz, P. (2015). Curso "Puentes". Ecuador.
- Torrealba, C. (2009). Obtenido de:
<http://dani14238551.blogspot.com/2009/03/la-recopilacion-documental-como-tecnica.html>

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **González Muñoz, Oswaldo David**, con C.C: # **0917270407** autor del trabajo de titulación: **Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **22 de marzo del 2017**

f. _____

Nombre: **González Muñoz, Oswaldo David**

C.C: **0917270407**



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva.		
AUTOR(ES)	Oswaldo David González Muñoz		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Guillermo Alfonso Ponce Vásquez, Ms. C.		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Facultad de Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	22 de marzo del 2017	No. DE PÁGINAS:	110
ÁREAS TEMÁTICAS:	Análisis de estructuras por SAP2000 v14, evaluación del diseño (Normas AASHTO), materiales del intercambiador.		
PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:	AASHTO, viga, puentes, carga viva, hormigón, presfuerzo.		
RESUMEN/ABSTRACT (150-250 palabras):			
<p>El presente estudio evalúa el comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 30 a 40 metros diseñadas con la norma AASHTO Standard Specification 2002 y AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva. Se eligió una viga intermedia del intercambiador de tráfico de la av. Benjamín Rosales para el presente estudio. Se analizaron las cargas muertas para determinar la viga que posea la mayor descarga y seleccionarla para el estudio. La viga seleccionada es la viga central del tablero que cuenta con el mayor ancho tributario y la mayor descarga produciendo los cortantes y momentos máximos en comparación con las demás vigas del intercambiador de tráfico. Teniendo en cuenta el cambio de carga viva entre normas, se realizó un cálculo de forma tradicional para determinar la descarga únicamente por carga viva en norma AASHTO Standard 2002 y norma AASHTO LRFD 2014, y se compararon los resultados con el encontrado por la herramienta SAP2000 por ingreso de cargas vivas. Los resultados obtenidos por cargas vivas nos dieron un camión específico para cada norma que se considera crítico, el cual fue escogido para los análisis necesarios. A partir de esta carga viva se analizaron las estructuras para determinar los máximos cortantes y momentos en ambas normas y compararlos.</p>			
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR:	Teléfono: +593-9-92832358	E-mail: davogm_91@hotmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE):	Nombre: Glas Cevallos, Clara		
	Teléfono: +593-4-2202763		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			