

**COMPARACION DEL INDICE DE CONFIABILIDAD Y LOS FACTORES DE
SEGURIDAD PARA PUENTES DE LUCES CORTAS SIMPLEMENTE
APOYADOS CON TABLERO DE VIGA Y LOSA**

SERGIO ANDRES VANEGAS HERRERA

Ing. Civil

Grupo de Investigación INME

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2013

**COMPARACION DEL INDICE DE CONFIABILIDAD Y LOS FACTORES DE
SEGURIDAD PARA PUENTES DE LUCES CORTAS SIMPLEMENTE
APOYADOS CON TABLERO DE VIGA Y LOSA**

SERGIO ANDRES VANEGAS HERRERA

Ing. Civil

Grupo de Investigación INME

**Trabajo de grado para optar el título de:
Maestro en Ingeniería Civil**

Director:

GUSTAVO CHIO CHO

Ingeniero Civil, PhD

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2013

DEDICO EL SIGUIENTE TRABAJO A:

Mi papá en el cielo que espero me esté viendo.

A mi mama, hermana y familia, ya que sin ellos no hubiese alcanzado esta meta.

Al profesor Gustavo Chío, que dedico tiempo para guiarme adecuadamente en el
desarrollo de esta tesis.

TABLA DE CONTENIDOS

INTRODUCCION	18
1. MARCO TEORICO: “ALGUNOS CONCEPTOS DE CONFIABILIDAD Y PROBABILIDAD DE FALLA”	21
1.1. ASPECTOS GENERALES.....	21
1.2. INCERTIDUMBRE.....	24
1.3. ENFOQUES DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	27
1.3.1 Enfoque determinístico	28
1.3.2 Enfoque Semi-Probabilístico	28
1.3.3 Enfoque Probabilístico	28
1.4. MEDIDAS DETERMINISTICAS	30
1.4.1 Factor de Seguridad.....	30
1.4.2 Invarianza del Factor de Seguridad.....	31
1.5. MEDIDAS PROBABILISTICAS.....	31
1.5.1 Factor de Seguridad Central (λ_0)	32
1.5.2 Factor de Seguridad Característico (λ_k).....	32
2. MARCO TEÓRICO: “TEORÍA DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL, DEFINICIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β , MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD Y DEFINICIÓN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD”	34
2.1 GENERALIDADES	34
2.2 INDICE DE CONFIABILIDAD β	39
2.3 METODOS DE CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD	45
2.3.1 Método FORM (First Order Reliability Method).....	46
2.3.2 Método SORM (Second Order Reliability Method).....	49
2.4 FACTORES DE SEGURIDAD EN FORMATO DE FACTORES PARCIALES	53
2.4.1 Factores Parciales basados en valores centrales.....	54
2.4.2 Factores Parciales basados en valores característicos.....	56
3. MARCO TEÓRICO: “SIMULACION DE MONTE CARLO”	57
3.1 GENERACION DE NUMEROS ALEATORIOS.....	58
3.1.1 Generación de números aleatorios no correlacionados	59
3.2 EXTRACCION DE LA INFORMACION ESTADISTICA Y PROBABILISTICA.....	59
3.3 CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA	59
3.4 PRECISION DE LA SIMULACION.....	60
3.4.1 Alternativa 1.....	60
3.4.2 Alternativa 2.....	60

3.4.3	Alternativa 3.....	61
4.	OBTENCION DE LOS DATOS.....	62
4.1	CALCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES M_R	70
4.2	CALCULO DE LOS CORTANTE RESISTENTES V_R	74
4.3	CALCULO DE LOS MOMENTOS SOLICITANTES M_S	76
4.4	CALCULO DE LOS CORTANTES SOLICITANTES V_S	81
5.	RESULTADOS.....	83
5.1	PUENTE DE 30m CON CONTEO DE LA ESTACION 146 (FLORIDABLANCA-PIEDECUESTA).....	83
5.2	PUENTE DE 20m CON CONTEO DE LA ESTACION 146 (FLORIDABLANCA-PIEDECUESTA).....	89
5.3	PUENTE DE 10m CON CONTEO DE LA ESTACION 146 (FLORIDABLANCA-PIEDECUESTA).....	95
5.4	PUENTE DE 30m, 20m y 10m CON CONTEO DE LA ESTACION 1124 (FLORIDABLANCA-EL PALENQUE).....	104
5.5	COMPARACION DEL INDICE DE CONFIABILIDAD PARA LA ESTACION 695 Y LA ESTACION 36.....	106
5.5.1	ESTACION 36 (TRES ESQUINAS – REGIONAL CUNDINAMARCA) - DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA.....	106
5.5.2	ESTACION 695 (CUATRO VIENTOS - BOSCONIA) – DEPARTAMENTO DEL CESAR. 109	
5.6	PRUEBAS DE CALIBRACION DEL PROGRAMA.....	111
5.6.1	PRUEBA DE PUENTE DE 10m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 AUTOS EN LA SIMULACIÓN.....	111
5.6.2	PRUEBA DE PUENTE DE 20m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 AUTOS EN LA SIMULACIÓN.....	113
5.6.3	PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 AUTOS EN LA SIMULACIÓN.....	114
5.6.4	PRUEBA DE PUENTE DE 10m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C-2 EN LA SIMULACIÓN.....	116
5.6.5	PRUEBA DE PUENTE DE 20m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C-2 EN LA SIMULACIÓN.....	117
5.6.6	PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C-2 EN LA SIMULACIÓN.....	118
5.6.7	PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C3– C4 EN LA SIMULACIÓN.....	120

5.6.8	PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C5 EN LA SIMULACIÓN	121
5.6.9	PRUEBA DE PUENTE DE 10m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 20000 AUTOS EN LA SIMULACIÓN	122
5.6.10	PRUEBA DE PUENTE DE 20m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 20000 AUTOS EN LA SIMULACIÓN	123
5.6.11	PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 20000 AUTOS EN LA SIMULACIÓN	124
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	126
6.1	CONCLUSIONES	126
6.2	RECOMENDACIONES Y POSTERIORES ESTUDIOS	137
7.	BIBLIOGRAFIA	139
8.	ANEXOS	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Periodo de vida acumulada vs Probabilidad de falla (P_f). Nivel de probabilidad estimada para algunas industrias (Adaptado de (Lemaire, Inc. 2009))	22
Figura 2. Distintos Enfoques para el estudio de la Confiabilidad Estructural (Tomado de (Uribe Castillo, 2012) y (Hurtado, 2004))	27
Figura 3. Función de Densidades Marginales de la Resistencia R y la Solicitación S en la definición de la Probabilidad de Falla. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005) y (Faber, 2003)]	37
Figura 4. Función de Densidad Marginal de la Solicitación S y Función de Distribución de Probabilidad Acumulada de la Resistencia R en la definición de la Probabilidad de Falla. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	38
Figura 5. Función de Densidad Marginal de la Resistencia y la Solicitación y Densidad Marginal Conjunta. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	38
Figura 6. Función de densidad marginal y la función de densidad conjunta . [Tomado de (Du, 2005)]	39
Figura 7. Definición del Índice de Confiabilidad para cuando R y S son distribuidas normalmente [Tomado de (Sánchez Silva, 2005) y (Faber, 2003)]	40
Figura 8. Ilustración de la Definición de Hosfer y Lind para dos variables (R y S). [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	42
Figura 9. Confiabilidad cambiando con el tiempo [Tomado de (National Cooperative Highway Research Program , 2001)]	45
Figura 10. Descripción Grafica del Método FORM. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	49
Figura 11. Aproximación Lineal (FORM) y no lineal (SORM) a la función de estado límite $g_u = 0$. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	50
Figura 12. Definición de la Rotación de Ejes para el método SORM. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	51
Figura 13. Relación entre Valores medios, nominales y factorizados para la Resistencia y la Solicitación. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	54
Figura 14. Convergencia de la Probabilidad de falla y la Varianza estimada vs Número de Iteraciones [Fuente: Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]	61
Figura 15. Sección Transversal de (a) puente de 10m, (b) puente de 20m y (c) puente de 30m, según diseño realizado con el CCDSP-95.	62
Figura 16. Mapa del Volumen de Transito Promedio diario Semanal del 2008 en Santander, INVIAS [Tomado de (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)]	63
Figura 17. Tipos de camiones comunes en carreteras colombianas [Tomado de (Muñoz, 2012), (Chevrolet), (NTC 4788-1, 2000) y (Instituto Nacional de Vías: INVIAS, 2008)]	66
Figura 18. Desplazamiento del tren de camiones por los puentes.	68
Figura 19. Velocidad del tren de camiones y distancia entre camiones.	68
Figura 20. Representación de los vacíos en el Tren Total	69
Figura 21. Cargas y líneas de cargas, según la longitud del puente. [Tomado de (CCDSP-95, 1995)]	70
Figura 22. Sección transversal esquemática de los puentes	71
Figura 23. Procedimiento para calcular la Media μ y la Desviación Estándar σ de A_s real. Además procedimiento para calcular el MR.	74
Figura 24. Procedimiento para calcular la Media μ y la Desviación Estándar σ de la separación de estribos S . Además procedimiento para calcular el VR	76

Figura 25. Representación de las cargas de las llantas y las líneas de influencia para el cálculo del momento MC	77
Figura 26. Sección transversal de los puentes con las variables usadas	80
Figura 27. Representación del momento y cortante muerto solicitante en los puentes.....	80
Figura 28. Representación de las cargas de las llantas y las líneas de influencia para el cálculo de los cortantes VA y VB	81
Figura 29. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente – Puente 30m – 96 iteraciones.....	84
Figura 30. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente – Puente 30m – 96 iteraciones.	84
Figura 31. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g_{R,S} = MR - MS$, para la viga interior y viga exterior del puente de 30m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.....	86
Figura 32. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g_{R,S} = VR - VS$, para la viga interior y viga exterior del puente de 30m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.....	86
Figura 33. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 30m, respectivamente - 96 iteraciones.....	88
Figura 34. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 30m, respectivamente - 96 iteraciones.....	88
Figura 35. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- Viga interior y viga exterior, respectivamente - Puente de 30m - 2 iteraciones.	89
Figura 36. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de cortantes- Viga interior y viga exterior, respectivamente - Puente de 30m - 2 iteraciones.	89
Figura 37. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente-Puente 20m- 96 iteraciones.	90
Figura 38. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente-Puente 20m- 96 iteraciones.	90
Figura 39. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g_{R,S} = MR - MS$, para la viga interior y viga exterior del puente de 20m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.....	92
Figura 40. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g_{R,S} = VR - VS$, para la viga interior y viga exterior del puente de 20m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.....	92
Figura 41. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 20m, respectivamente - 96 iteraciones.....	94
Figura 42. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 20m, respectivamente - 96 iteraciones.....	94
Figura 43. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- Viga Interior y viga exterior - Puente de 20m - 2 iteraciones.....	95
Figura 44. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de Cortantes- Viga interior y viga exterior - Puente de 20m - 2 iteraciones.....	95

Figura 45. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente - Puente 10m – 96 iteraciones.....	96
Figura 46. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente – Puente 10m – 96 iteraciones.	96
Figura 47. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g_{R,S} = MR - MS$, para la viga interior y viga exterior del puente de 10m, respectivamente, donde la resistencia y la sollicitación están distribuidas normalmente -96 iteraciones.	98
Figura 48. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g_{R,S} = VR - VS$, para la viga interior y viga exterior del puente de 10m, respectivamente, donde la resistencia y la sollicitación están distribuidas normalmente -96 iteraciones.	98
Figura 49. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 10m, respectivamente - 96 iteraciones.....	100
Figura 50. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 10m, respectivamente - 96 iteraciones.....	100
Figura 51. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite para momento - Viga interior y viga exterior - Puente de 10m - 2 iteraciones.....	101
Figura 52. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite para cortante - Viga interior y viga exterior - Puente de 10m - 2 iteraciones.....	101
Figura 53. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.....	111
Figura 54. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.....	112
Figura 55. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.....	113
Figura 56. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.....	113
Figura 57. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	114
Figura 58. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	115
Figura 59. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	116
Figura 60. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	116
Figura 61. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	117
Figura 62. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	117
Figura 63. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	118
Figura 64. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	118
Figura 65. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	120
Figura 66. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.....	120

Figura 67. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.	121
Figura 68. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.	121
Figura 69. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.	122
Figura 70. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.	122
Figura 71. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.	123
Figura 72. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.	123
Figura 73. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.	124
Figura 74. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.	124

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Índices de confiabilidad para la calibración de algunos códigos de diseño [Tomado de (Martínez, 2005)].	43
Tabla 2. Índices de confiabilidad según algunas combinaciones de carga [Tomado de (Probability based load criteria: load factors and combinations, 1982)].	43
Tabla 3. Valores de índice de seguridad para un periodo de un año para el código Nórdico de diseño. [Tomado de (Nordic Committee on Building Regulations, 1987)].	44
Tabla 4. TPDS del 2008 de las estaciones aledañas a Bucaramanga [Tomado de (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)].	64
Tabla 5. TPDS del año 2008 de las estaciones con mayor cantidad de camiones. [Tomado de (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)].	64
Tabla 6. Media y desviación de la resistencia del concreto f_c' , el esfuerzo de fluencia del Acero f_y [(NTC 2275, 1997) y (Propiedades Mecánicas del Acero de refuerzo utilizado en Colombia, 2005)].	72
Tabla 7. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 10m – 96 iteraciones.	85
Tabla 8. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m – 96 iteraciones.	87
Tabla 9. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 20m – 96 iteraciones.	91
Tabla 10. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 20m – 96 iteraciones.	93
Tabla 11. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 10m – 96 iteraciones.	97
Tabla 12. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 10m – 96 iteraciones.	99
Tabla 13. Cuadro resumen de momentos y cortantes, tanto solicitantes y resistentes los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 146 del INVIAS (Floridablanca – Piedecuesta).	102
Tabla 14. Cuadro resumen de betas β y factores de seguridad los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 146 del INVIAS (Floridablanca – Piedecuesta).	103
Tabla 15. Cuadro resumen de momentos y cortantes, tanto solicitantes y resistentes los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 1124 del INVIAS (Floridablanca – El Palenque).	104
Tabla 16. Cuadro resumen de betas β y factores de seguridad los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 1124 del INVIAS (Floridablanca – El Palenque).	105
Tabla 17. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.	106
Tabla 18. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.	107
Tabla 19. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.	107
Tabla 20. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.	108
Tabla 21. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.	109
Tabla 22. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.	109

Tabla 23. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.....	110
Tabla 24. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.....	110
Tabla 25. Factores de amplificación calculados a partir de los resultados del diseño de los puentes en base al CCDSP-95.	127
Tabla 26. Factores de reducción de resistencia exigidos en la NSR-10 para estructuras de concreto.	128
Tabla 27. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 10m de la estación INVIAS 146.	129
Tabla 28. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 20m de la estación INVIAS 146.	130
Tabla 29. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 30m de la estación INVIAS 146.	131
Tabla 30. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 10m de la estación INVIAS 1124.	132
Tabla 31. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 20m de la estación INVIAS 1124.	133
Tabla 32. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 30m de la estación INVIAS 1124.	134

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A – “DISEÑO DE PUENTE DE VIGA Y LOSA DE 10m” -----	143
ANEXO B – “DISEÑO DE PUENTE DE VIGA Y LOSA DE 20m” -----	152
ANEXO C – “DISEÑO DE PUENTE DE VIGA Y LOSA DE 30m” -----	161
ANEXO D – “VOLUMENES DE TRANSITO DE SANTANDER 2008 [TOMADO DE (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)]” -----	170
ANEXO E – “RESULTADOS PUENTES DE 10m, 20m y 30m PARA LA ESTACION DE CONTEO INVIAS 1124 (FLORIDABLANCA – EL PALENQUE) -----	171
PUENTE DE 10m -----	171
PUENTE DE 20m -----	175
PUENTE DE 30m -----	179

RESUMEN EN ESPAÑOL

TÍTULO: *Comparación del índice de confiabilidad y los factores de seguridad para puentes de luces cortas simplemente apoyados con tablero de viga y losa **

AUTOR: Sergio Andrés Vanegas Herrera **

PALABRAS CLAVES: Índice de confiabilidad, simulación de MonteCarlo, factores de seguridad, distribución de probabilidad normal y trafico promedio diario TPD.

RESUMEN

En este proyecto de maestría se presenta un trabajo sobre la estimación de los índices de confiabilidad β y los factores de seguridad de reducción de resistencia ϕ y amplificación de la carga γ , de las vigas interiores y exteriores de tres puentes de longitud de 10m, 20m y 30m, de un tablero de viga y losa, en concreto reforzado, simplemente apoyado y diseñado según el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95 (CCDSP-95, 1995). En la evaluación de los momentos resistentes se consideró que algunas propiedades de los materiales fueran aleatorias, usando como partida una distribución normal; y además, una simulación de Monte Carlo fue utilizada para estimar la sollicitación del momento en centro de luz y la sollicitación del cortante máximo en los apoyos, para los efectos de la carga viva, que es producida por el paso de camiones y vehículos sobre los puentes, tomados de algunas estaciones de conteo suministrados por el INVIAS (Instituto Nacional de Vías: INVIAS) del año 2008. Se usaron las estaciones 146 y 1124, que representan la que mayor cantidad de vehículos pesados sobre la ciudad de Bucaramanga y su área metropolitana; además se utilizaron las estaciones 695 y 36, que representan los conteos de mayor cantidad de vehículos pesados en Colombia. Un programa hecho en Matlab® fue desarrollado para realizar la simulación de los puentes para el paso de cualquier clase de tráfico, al cual se le hicieron pruebas de calibración para avalar su precisión.

* Proyecto de Maestría

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD Gustavo Chío Cho.

ABSTRACT IN ENGLISH

TITLE: *Comparison of reliability index and safety factors for bridges with short spans, simply supported and beam and slab board **

AUTHOR: Sergio Andrés Vanegas Herrera **

KEYWORDS: Reliability index, MonteCarlo simulation, safety factors, normal distribution and traffic average daily TPD.

ABSTRACT

In this master's project, we present a work on the estimation of reliability indices β and safety factors of strength reduction ϕ and load amplification γ , of the internal and external girders of three bridges of length 10m, 20m and 30m, in reinforced concrete, beam and slab type, simply supported and designed according to the Colombian Code for Seismic Design of Bridges CCDSP -95 (CCDSP-95, 1995). In the evaluation of the resistant moments, we considered that some properties of the materials were random, using as starting a normal distribution, and also a Monte Carlo simulation was used to assess the load effect of moment at mid-span and load effect of maximum shear at the supports, of the live load, which is produced by the passage of trucks and vehicles on the bridges, taken from some counting stations supplied by INVIAS in 2008. Stations 146 and 1124 were used and represent the largest number of heavy vehicles over Bucaramanga city and its metropolitan area. In addition, we use the stations 695 and 36, which represent the counts greater amount of heavy vehicles in Colombia. A program done in Matlab© was developed for the simulation of the bridges for the passage of any kind of traffic, which was calibrated to substantiate its accuracy.

* Master's project

** School of Physics and Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Directed by PhD. Gustavo Chío Cho

INTRODUCCION

El territorio colombiano tiene una topografía escarpada, con una gran cantidad de ríos y valles, ideal para la implantación de puentes como solución a la comunicación entre dos puntos de difícil acceso (Páez, 2007). Además, Colombia tiene un gran número de puentes en servicio, contruidos hace varios años y diseñados para cargas acordes a lo estipulado en los códigos y normas de su época, por lo tanto, muchos de ellos han cumplido su función y posiblemente en este tiempo han estado expuestos a cargas vivas por encima de las cargas de diseño. Esta situación, se refleja en una disminución del *índice de seguridad o del índice de confiabilidad β* que gobierna las vigas principales de la superestructura del puente, las cuales pueden estar por debajo de los límites estipulados en los actuales códigos y normas de diseño extranjeras. La probabilidad de ocurrencia de cargas que superen la carga de diseño del puente disminuye el periodo de vida del mismo y puede producir el colapso en un periodo de tiempo más corto a su expectativa de vida. De ahí, la importancia del análisis del tráfico real mediante una simulación para obtener índices de seguridad o índices de confiabilidad que permitan una toma de decisiones acertadas sobre el mantenimiento que se le deba dar al puente.

Los datos de tráfico real se pueden obtener de dos maneras, la primera es por medio de datos estadísticos históricos suministrados de conteos de tráfico, por ejemplo los TPD (Tráfico Promedio Diario), los cuales pueden darse en periodos anuales, mensuales o semanales; y la otra es por medio de las mediciones de tráfico mediante instrumentación (Mediciones directas en campo). En esta investigación se usara la primera forma mencionada anteriormente (y NO por instrumentación directa); además considerará que algunas variables iniciales son aleatorias con medias y desviaciones estándar ajustadas a una distribución normal. Estos datos iniciales son: Resistencia a la compresión del concreto (f'_c), Esfuerzo de fluencia del acero (f_y), Acero de refuerzo longitudinal (A_s), Acero de refuerzo cortante (A_v), Separación de estribos (S), las cargas por eje del tráfico real (P) y la densidad del

concreto reforzado (ρ). Los datos aleatorios, ingresan a la simulación de MonteCarlo, dándole un carácter probabilístico, que lo alejan de un análisis determinístico, donde las variables son en su totalidad valores únicos.

El estudio del *Índice de Seguridad o Confiabilidad* es la forma de medir de manera cuantitativa el riesgo que puede tener una estructura, en este caso la superestructura de un puente en sus vigas interiores y exteriores. En esta investigación se quiere abordar el tema de la Confiabilidad Estructural de la superestructura de puentes de luces cortas simplemente apoyados, en concreto reforzado con tableros de viga y losa, con el fin de aportar el parámetro del *Índice de Confiabilidad o el Índice de Seguridad β* en los estudios de vulnerabilidad y riesgo de los puentes típicos en el nororiente Colombiano.

Una descripción rápida de los capítulos que se presentan de esta tesis es la siguiente:

En el CAPITULO 1, se muestran los conceptos básicos del tema de la confiabilidad estructural y la probabilidad de falla, donde se explican muy puntualmente los distintos enfoques de diseño, las incertidumbres de esta teoría probabilística, y las diferencias entre las medidas determinísticas y las probabilísticas.

En el CAPITULO 2, se hace una descripción más detallada de la teoría de la confiabilidad estructural, se explica el concepto del índice de confiabilidad o seguridad β , se describen algunos métodos de cálculo de la probabilidad de falla y se definen los factores de seguridad, una vez se conozca el índice de confiabilidad.

En el CAPITULO 3, se hace una breve descripción de la simulación de MonteCarlo, donde se explica sobre la generación de números aleatorios, la extracción de datos estadísticos, el cálculo de la probabilidad de falla y la opción de elegir el error de la simulación para conocer el número de iteraciones de la simulación.

En el CAPITULO 4, se hace una descripción paso a paso de cómo se obtuvieron los datos, que es el procedimiento programado en Matlab© para la simulación del paso de vehículos sobre los puentes que se describen en este capítulo.

En el CAPITULO 5, se muestran los resultados de algunos de los conteos de vehículos que fueron analizados en los puentes que se describen en el capítulo 4. Los resultados se detallan en tablas y graficas representativas para el desarrollo de análisis de los datos en la simulación. Además, se hace alusión a algunos resultados de pruebas de calibración hechas al programa realizado en Matlab©.

En el CAPITULO 6, se describen las conclusiones y las recomendaciones de los análisis de los datos, de los resultados del capítulo 5 y de los anexos.

En los ANEXOS, se detallan los diseños hechos para los puentes de 10m, 20m y 30m en base al Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95; además muestra el mapa de las estaciones de conteo del departamento de Santander y los resultados de la estación 1124 del INVIAS.

1. MARCO TEORICO: “ALGUNOS CONCEPTOS DE CONFIABILIDAD Y PROBABILIDAD DE FALLA”

1.1. ASPECTOS GENERALES

Una estructura debe ser segura, ya sea un puente, un edificio, un muro de contención, etc. Por intuición siempre se espera que ellos conlleven a mejorar nuestra calidad de vida y que tengan un largo periodo de funcionamiento. Todas las estructuras se diseñan buscando un punto óptimo estructural y económico, dado que si no fuera así, nos llevaría a tener dimensionamientos antieconómicos para la construcción. Por ello, no se pueden construir edificios ni puentes que duren toda la vida, sino que siempre existirá una probabilidad de falla, pero esta probabilidad de falla debe ser muy pequeña, para que el diseño y la construcción sean confiables. La Confiabilidad de una estructura se define como la probabilidad de que un sistema llevará a cabo la función requerida en condiciones de servicio especificadas, durante un período de tiempo determinado (Lemaire, Inc. 2009).

En los problemas de Confiabilidad, hay que medir la probabilidad de falla que satisfaga algún criterio de rendimiento, esa medida es llamada “*Riesgo*” y se define como las consecuencias esperadas asociadas a una actividad determinada que afecta el sistema (Melchers, Inc, 1999). La probabilidad es nuestra mejor y única forma de manejar la incertidumbre, que es a su vez, el grado de ignorancia que tenemos de un proceso (Sánchez Silva, 2005). Ella solo nos permite hacer predicciones de los fenómenos que se conocen, y no de eventos que no existen. Sin embargo, las decisiones que se deban tomar sobre un inminente riesgo no solo terminan con determinar un nivel de seguridad, sino que van ligadas a aspectos como la calidad de vida y la maximización del beneficio.

En el caso de las estructuras, las *Probabilidades de Ocurrencia de Daños* o *Probabilidades de Falla* debidos a diversos riesgos son pequeñas (ver Figura 1). Esto significa que tales eventos estarán en el campo de probabilidades, que son

generalmente rechazados, haciendo que las comparaciones cuantitativas sean más difíciles. Por lo tanto, una evaluación precisa de la ocurrencia de eventos puede variar significativamente con la rareza del evento (Uribe Castillo, 2012). Además, la probabilidad de falla no puede definirse como una medida científica, puesto que es imposible su verificación (Sánchez Silva, 2005). Como la probabilidad de falla es difícil de validar, algunos autores sugieren que se debe mejor concentrar esfuerzos en la verificación de la solidez de las metodologías de análisis y manejo de información, para hacerlas más robustas.

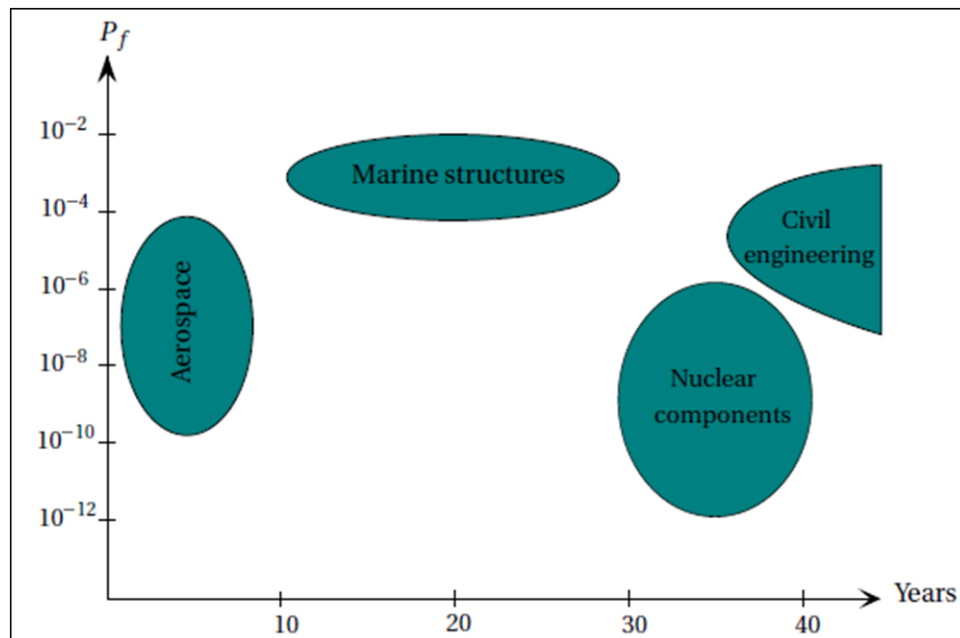


Figura 1. Periodo de vida acumulada vs Probabilidad de falla (P_f). Nivel de probabilidad estimada para algunas industrias (Adaptado de (Lemaire, Inc. 2009))

Alfred Freudenthal (Freudenthal, 1956) en la mitad del siglo pasado, uno de los primeros investigadores que aplicaron conceptos probabilísticos en Confiabilidad Estructural, afirmó que las probabilidades calculadas para la confiabilidad estructural son teóricas, y se debe utilizar en un sentido relativo para comparar diseños alternos. Esto se debe a la falta de información estadística de las propiedades de los materiales y esto genera mayor incertidumbre en la confiabilidad

(Au, 2001). Las incertidumbres son inherentes a los problemas de ingeniería y la dispersión en los parámetros estructurales con relación a sus valores ideales, es inevitable. La respuesta de los sistemas estructurales a veces puede ser muy sensible a las incertidumbres encontradas en las propiedades del material, la fabricación, las condiciones externas de carga, y la modelización analítica o numérica.

La determinación de la probabilidad está ligada principalmente al modelo probabilístico y a la cantidad de variables aleatorias y asunciones determinísticas, estas últimas son las que simplifican el problema y convierten a los valores de la probabilidad de falla en solo indicadores. Melchers (Melchers, Inc, 1999), sugiere que una evaluación completa de la probabilidad de falla es una relación (que depende de la cantidad y calidad de los modelos), entre una probabilidad obtenida de las funciones de distribuciones de las variables aleatorias (p_{fv}) y la probabilidad de falla calculada a partir de valores fijos determinísticos que simplifican aquellos análisis difíciles de modelar numéricamente (p_{fu}). La relación se muestra en la ecuación (1) (Sánchez Silva, 2005):

$$p_f \approx p_{fv} \oplus p_{fu} \quad (1)$$

Donde:

p_f : Probabilidad de falla

p_{fu} : Probabilidad de falla calculada a partir de las variables determinísticas

p_{fv} : Probabilidad de falla calculada de las variables aleatorias

\oplus : Relación entre las probabilidades

La *Teoría de Confiabilidad* es un método basado en la matemática estadística en el cual las propiedades de los materiales, el proceso de carga que varía con el tiempo y modelos inciertos, se describen mediante variables aleatorias y procesos estocásticos. Los orígenes de la *Teoría de la Confiabilidad* provienen de la industria aérea y de los componentes electrónicos para establecer la tasa de fracaso de

ciertos componentes. El campo de mayor experiencia es el de la industria espacial, donde un alto nivel de confiabilidad es esencial. Además, campos como la informática y las telecomunicaciones, requieren de niveles de confiabilidad elevados.

El ingeniero estructural, en comparación con el ingeniero electrónico, no tiene el lujo de construir cientos de estructuras exactamente iguales y probar de ellos la falla, dado que cada estructura es única y especial, sin embargo la *Teoría de Confiabilidad* proporciona una metodología para la evaluación de la seguridad de una sola estructura.

Los códigos o normas de diseño de estructuras son deterministas en su naturaleza. Los parámetros debidos a las propiedades de los materiales tienen valores característicos bajos, los cuales se dividen en factores de seguridad para disminuirlos aún más; mientras que las cargas tienen valores característicos altos, los cuales son multiplicados por factores de seguridad para aumentarlos aún más (James, 2003). Estos factores de seguridad permiten compensar la incertidumbre involucrada en estos valores característicos y la incertidumbre de los modelos utilizados.

1.2. INCERTIDUMBRE

La incertidumbre, desde la definición de la Real Academia de la Lengua Española, se define como “la incapacidad de ser conocido con exactitud, que cambia, vago; no definido o determinado, ambiguo”. Entonces la incertidumbre es la falta de conocimiento sobre un tema y las dudas que se generan por esa falta de información. Para Melchers (Melchers, Inc, 1999), la incertidumbre aleatoria o intrínseca es aquella inherente al problema. Por ejemplo, la variabilidad de la carga viva sobre una viga o el registro de lluvias en una cuenca. Por otra parte la incertidumbre epistemológica es aquella que puede reducirse mediante la

consecución de datos o información adicional, una mejor estimación de parámetros, o mejores modelos.

Existen seis tipos de incertidumbre en la confiabilidad estructural (Tomado de (Lemaire, Inc. 2009), (Melchers, Inc, 1999) y (Uribe Castillo, 2012)):

- Incertidumbre física.
- Incertidumbre Estadística.
- Incertidumbre de Decisión.
- Incertidumbre del Modelo o de la Modelación.
- Incertidumbre de Predicción.
- Incertidumbre del Factor Humano.

Incertidumbre física: La seguridad de un elemento estructural depende de los valores actuales de las propiedades de los materiales de la estructura. Esta incertidumbre se puede reducir con mayor disponibilidad de datos, sin embargo, hasta en las partes más íntimas de la estructura, existe una naturaleza aleatoria, que es difícil de estimar (por ejemplo, las propiedades físicas de los materiales usados en el concreto, como los agregados o el cemento usado). Por lo general algunas de estas variables se estiman a partir de observaciones o se toman subjetivamente.

Incertidumbre Estadística: Son los estimadores estadísticos que se determinan a partir de los datos disponibles, para obtener la función de densidad de probabilidad apropiada. Esta incertidumbre puede ser incorporada dejando que los parámetros estadísticos sean así mismos también variables aleatorias.

Incertidumbre de Decisión: Esta incertidumbre proviene de la dificultad para precisar si un evento ha ocurrido realmente; por ejemplo, la definición de una situación en la cual se ha violado un estado límite.

La incertidumbre del modelo o de la Modelación: Está relacionada con la selección de relaciones simplificadas entre las variables básicas para la representación de las relaciones reales o del fenómeno de interés. Este tipo de incertidumbre surge de las deficiencias en la modelación del comportamiento físico.

Incertidumbre de Predicción: La incertidumbre respecto a la predicción revela la dificultad para elaborar modelos que realmente describan escenarios futuros.

Factores del Factor Humano: Como resultado de la intervención humana en el diseño, documentación, construcción y uso de la estructura.

Para Bockley (Blockley, 1992), la incertidumbre se caracteriza por tener los siguientes factores:

- Aleatoriedad
- Dificultad en la definición
- Disponibilidad de información

Aleatoriedad: Se da la naturaleza propia de los datos, y a una falta de patrón de recurrencia en las observaciones.

Dificultad en la definición: Está relacionada con la incapacidad de establecer los límites entre dos estados del sistema, ejemplo, Daño Moderado y Daño severo.

Disponibilidad de Información: Es la identificación de todos los escenarios posibles, como por ejemplo, la complejidad del comportamiento estructural dificulta la identificación de todos los escenarios de daño posibles en caso de un evento, como un sismo.

1.3. ENFOQUES DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

El estudio de la Confiabilidad Estructural es por tanto un tratamiento racional de las incertidumbres mediante la implementación de variables aleatorias ajustadas a funciones de probabilidad y donde se evalúan las violaciones de los estados límites en cualquier momento en la vida del sistema estructural.

Existen varios enfoques para el estudio de la Confiabilidad Estructural. Existen dos formas de mostrar estos enfoques. Por un lado, se puede detallar la Figura 2 que se referencia de (Hurtado, 2004) y (Uribe Castillo, 2012); mientras que por el otro, se muestran los enfoques usados por los Eurocódigos (Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks, 2007). Este último clasifica los métodos probabilísticos en tres niveles:

Método semi-probabilístico o nivel 1: Es el más usado en la práctica donde la probabilidad de falla es considerada a través de la definición de los valores característicos y la aplicación de índices de seguridad parciales.

Método probabilístico aproximado o nivel 2: Aquí aparecen el método FORM (First Order Reliability Method) y el SORM (Second Order Reliability Method).

Método probabilístico exacto o nivel 3: Es donde la probabilidad de falla es calculada mediante variables aleatorias ajustadas a distribuciones de probabilidad, tanto para la resistencia o la sollicitación del sistema.

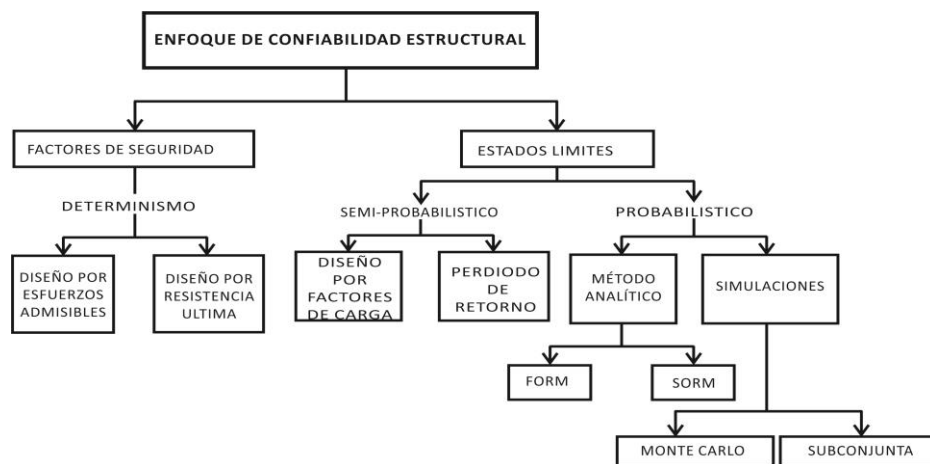


Figura 2. Distintos Enfoques para el estudio de la Confiabilidad Estructural (Tomado de (Uribe Castillo, 2012) y (Hurtado, 2004))

1.3.1 Enfoque determinístico

Es el enfoque que en los últimos años han tomado la gran mayoría de normas y códigos de diseño. Se caracteriza por usar valores específicos para las propiedades de los materiales y las cargas principalmente, para con ello diseñar, olvidándose del enfoque estadístico.

Este método tiene en cuenta *factores de seguridad*, los cuales hacen exceder las cargas y disminuyen la capacidad de resistencia de los materiales. Estos números tradicionalmente se tienen debido a la experiencia.

El *diseño por esfuerzos admisibles y por resistencia última* son los métodos que existen en este enfoque. Ellos no consideran las variables aleatorias, sino por el contrario, mantienen valores constantes a los parámetros de entrada, junto con una serie de factores de seguridad (que normalmente van asociados con el análisis de la teoría elástica). Con esto, se pierde el carácter estadístico y por ende, no se maneja la incertidumbre como variable.

1.3.2 Enfoque Semi-Probabilístico

Es un enfoque que solo tiene en cuenta algunas variables probabilísticas, como por ejemplo la carga, para con esto hallar una carga máxima de diseño, pero el diseño de la estructura se calcula de manera determinista. La probabilidad de falla se asocia solo a un índice de seguridad o confiabilidad. En el caso de la LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN (LRFD), la magnitud de cada factor de seguridad depende de la variación de magnitudes debidas a las Solicitación (por ejemplo, las cargas) y las de Resistencia, por lo cual, los códigos de diseño formulan los factores de seguridad sobre una base estadística de la Resistencia y la Solicitación.

1.3.3 Enfoque Probabilístico

Es un enfoque donde las cantidades deterministas se pueden interpretar como variables aleatorias y se necesita de un modelo matemático para describir la realidad de la estructura. Estos métodos se basan en *Estados Limites*. Un Estado

Límite es una situación caracterizada por un valor de magnitud física, tal que de ser rebasada, haría que la estructura dejara de ser apta para su uso, ya sea por ruina estructural total o parcial o por una pérdida significativa de funcionalidad. Es decir, si una magnitud M caracteriza un Estado Límite concreto, existirá un valor límite o valor último M_u tal que la condición $M > M_u$ implica que la estructura sufrirá algún tipo de fallo estructural o de deterioro, que hará que en general deje de ser apta para su uso normal (Wikipedia, [online]). Por esto, los estados límites se pueden dividir en dos categorías, los *Estados Límites de colapso o últimos*, y los *Estados Límites de Servicio*.

El *Estado Límite Último o de Colapso*, es un estado tal que, al ser sobrepasado, la estructura completa o en parte puede colapsar y solo sería recuperable mediante la reparación o la reconstrucción. Puede causar daños cuantiosos y vidas humanas, por lo cual, los factores de seguridad son mayores en este estado que cualquier otro.

El *Estado Límite de Servicio*, es el estado de aceptable condición de uso normal asociado con las condiciones de habitabilidad. Si es superado produce pérdidas de funcionalidad, pero reparables. Los márgenes de seguridad son más moderados que los del Estado Límite Último.

Según la Figura 2, el enfoque probabilístico tiene dos métodos, los cuales son el FORM (First Order Reliability Method) y el SORM (Second Order Reliability Method). Estos métodos se basan en una descripción del problema en el espacio Gaussiano. El objetivo de estos métodos es encontrar un punto de diseño \mathbf{x}^* en el espacio real, donde se sustituye la función actual por el primer o segundo término de la serie de Taylor, mediante algunas transformaciones de variables no correlacionadas, manteniendo la media en cero y la desviación estándar en uno. El punto de diseño \mathbf{x}^* se elige de manera que se maximice la Función de Distribución de Probabilidad (PDF) dentro del dominio del error. Geométricamente coincide con el punto de falla,

que tiene la mínima distancia desde el origen hasta la función de Estado límite, cuando esta es igual a cero.

1.4. MEDIDAS DETERMINISTICAS

1.4.1 Factor de Seguridad

Estos factores aparecen en los análisis determinísticos, donde se suponen como valores fijos predeterminados. Para cualquier sistema se debe cumplir que:

$$R_{adm} \geq S \quad (2)$$

Donde:

R_{adm} : Resistencia Admisible

S : Solicitación

En general S es la combinación de varios tipos de solicitaciones donde $S = \sum_i S_i$, donde i representa los diferentes tipos de solicitación (ejemplo, la carga muerta y la carga viva).

La Resistencia Admisible R_{adm} , la Resistencia Ultima R_u y el Factor de Seguridad FS (que es la forma de manejar la incertidumbre que existe en el diseño) se relacionan mediante la ecuación (3):

$$R_{adm} = \frac{R_u}{FS} \quad (3)$$

Por ende, reemplazando en la ecuación (2) en la ecuación (3), tenemos:

$$R_{adm} \geq S \rightarrow \frac{R_u}{FS} \geq S \quad (4)$$

Existe otra forma de expresar el Factor de Seguridad, la cual se expresa en la ecuación (5):

$$FS = \frac{F_{Resistentes}}{F_{Actuantes}} \quad (5)$$

Pero con esta forma, por ejemplo, en los diseños de cimentaciones, los factores de seguridad oscilan entre 1.5 y 3, lo cual refleja la gran incertidumbre que existe sobre las variables de este sistema (Sánchez Silva, 2005). Además, el factor de seguridad también puede presentar problemas de invariancia que reducen su credibilidad.

1.4.2 Invarianza del Factor de Seguridad

El problema de invarianza se presenta según la forma de calcular el factor de seguridad entre la Resistencia y la Solicitación. Un ejemplo es cuando se considera el factor de seguridad por medio de las Fuerzas y por medio de los Esfuerzos. La invarianza es muy poco tomada en cuenta, y puede que sea crítica en la evaluación y diseño del comportamiento de un sistema. Para aclarar aún más este tema, se remite a la referencia de (Sánchez Silva, 2005).

1.5. MEDIDAS PROBABILISTICAS

El problema básico de la confiabilidad considera la relación entre la Resistencia R y la Solicitación S de un sistema en estudio. Tanto R y S son variables de naturaleza incierta, que por ende pueden ser representadas aleatoriamente con alguna distribución de probabilidad estadística $f_S(s)$ y $f_R(r)$. Existen varias maneras de representar la probabilidad de falla, las cuales son:

$$p_f = p(R - S < 0) \quad (6)$$

$$p_f = p\left(\frac{R}{S} < 1\right) \quad (7)$$

$$p_f = p(\ln(R) - \ln(S) < 1) \quad (8)$$

Entre todas las ecuaciones anteriores, la más usada en la literatura es la ecuación (6) , donde $g(R,S) = R - S$ se conoce como la *función de estado límite* o la *función de margen de seguridad* del sistema.

En las medidas probabilísticas, se habla de dos tipos de factores de seguridad, el *Factor de Seguridad Central* y el *Factor de Seguridad Característico*.

1.5.1 Factor de Seguridad Central (λ_0)

Los valores de resistencia R y sollicitación S se deben evaluar en función de funciones de distribución de probabilidad (ejemplo, Distribución Normal). En estas distribuciones se destacan sus medidas estadísticas, que son la *Media* o *Valor Esperado* μ , la *Desviación Estándar* σ , el *Coeficiente de Variación* V y la *Varianza* S . Sabiendo esto, el Factor de Seguridad Central se define como la relación entre los valores esperados o medias de la Resistencia y la Sollicitación:

$$\lambda_0 = \frac{\mu_R}{\mu_S} \quad (9)$$

Esta definición solo tiene en cuenta las medidas de tendencia central y no las medidas de sesgo de la Resistencia y la Sollicitación, por ende conduce en muchos casos a factor de seguridad impreciso.

1.5.2 Factor de Seguridad Característico (λ_k)

El Factor de Seguridad Característico es una medida que refleja el sesgo o la relación de los valores extremos del comportamiento estadístico entre la Resistencia y la Sollicitación. La Resistencia Característica R_k y la Sollicitación Característica S_k se definen como:

$$R_k = \mu_R(1 - k_R V_R) \quad (10)$$

$$S_k = \mu_S(1 + k_S V_S) \quad (11)$$

Donde:

k_R y k_S : Constantes que multiplican al coeficiente de variación.

μ_R y μ_S : Medias o valores esperados de la Resistencia y la Solicitación, respectivamente.

V_R y V_S : Coeficientes de Variación de la Resistencia y la Solicitación, respectivamente.

Entonces el factor de Seguridad Característico se define de la siguiente manera:

$$\lambda_k = \frac{R_k}{S_k} \rightarrow \lambda_k = \frac{1 - k_R V_R}{1 + k_S V_S} \lambda_0 \quad (12)$$

Para la definición de este factor de seguridad, se utilizan valores típicos de R_k entre 90 y 95% y para S_k entre 5 y 10%.

2. MARCO TEÓRICO: “TEORÍA DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL, DEFINICIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β , MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD Y DEFINICIÓN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD”

2.1 GENERALIDADES

La teoría de la confiabilidad estructural indaga principalmente sobre la probabilidad de ocurrencia de las fallas de los sistemas estructurales, se pregunta por la frecuencia en la que ocurren las mismas. Es una teoría de naturaleza estadística que no le importa dónde están las fallas, sino en que tiempo retornan las cargas que provocan las fallas en la estructura. Además, tiene en cuenta las incertidumbres, mediante variables aleatorias ajustadas a alguna distribución de densidad de probabilidad, que se presentan en las cargas y en los materiales usados. Se inicia con la recopilación de unos datos estadísticos iniciales, los cuales se llevan a un modelo matemático y a un modelo de la estructura como tal, para con esto, después de un análisis detallado, conseguir una respuesta de la estructura, mediante índices de confiabilidad β .

Como se dijo anteriormente, las variables de Resistencia R y Solicitación S se pueden describir como variables aleatorias, así dejando a un lado el carácter determinístico y simplificado. El margen de seguridad o función de estado límite, denotado $g(R, S)$, se puede representar de muchas maneras, como se mostró en las ecuaciones (6), (7) y (8), pero la forma más usada es:

$$g(R, S) = R - S \quad (13)$$

La Resistencia R puede ser, por ejemplo, el módulo de elasticidad E , el esfuerzo de fluencia del acero F_y , la resistencia a la compresión del concreto f'_c , las dimensiones de los elementos, como por ejemplo el área transversal A , entre otras. La Solicitación S puede representar cargas tales como las cargas de viento W , el tráfico de carga P , el peso propio de D , etc.

La ecuación (13) se puede escribir en función de sus variables de la siguiente manera:

$$g(E, Fy, f'c, A, \dots, W, P, D, \dots) = R(E, Fy, f'c, A, \dots) - S(W, P, D, \dots) \quad (14)$$

O también se puede escribir en forma matemática general, así:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = R(X_1, X_2, \dots, X_n) - S(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (15)$$

Donde X_1, X_2, \dots, X_n son las variables básicas que no necesariamente aparecerán en la Resistencia R y en la Solicitación S.

La ecuación (13), definida como la *Función de Estado Límite o Margen de Seguridad*, divide el espacio x en dos espacios, uno llamado la *Zona Segura ZS*, cuando $g(R, S) > 0$; y el otro es la *Zona de Falla ZF*, cuando $g(R, S) < 0$. El sector que divide estos dos conjuntos se llama *Superficie de Estado Límite o Superficie de Falla*, donde la función de estado limite $g(R, S) = 0$.

$$g(R, S) = 0 \rightarrow \text{Superficie de Estado Limite o Superficie de Falla} \quad (16)$$

$$g(R, S) > 0 \rightarrow \text{Zona Segura "ZS"} \quad (17)$$

$$g(R, S) < 0 \rightarrow \text{Zona de Falla "ZF"} \quad (18)$$

Entonces el problema básico de la confiabilidad es encontrar la probabilidad de falla, en otras palabras que $p(g(R, S) \leq 0)$, entonces matemáticamente se calcula mediante la función de densidades marginales de la Resistencia R y la Solicitación S, de la siguiente manera:

$$p_f = p(g(R, S) = R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (19)$$

Donde:

$f_{RS}(r, s)$: Función de densidad marginal conjunta de R y S.

R: Resistencia del sistema.

S: Solicitación del sistema.

La ecuación (19) se integra sobre la región D, que es la zona de falla. Esta ecuación es general para cualquier caso de dependencia, porque las variables de Resistencia R y de Solicitación S son dependientes. Si R y S son independientes, es decir que ninguna variable de la Resistencia depende de las de Solicitación, entonces se expresa de la siguiente manera:

$$p_f = p(g(R, S) = R - S \leq 0) = \iint_D f_R(r) \cdot f_S(s) dr ds \quad (20)$$

O definido en sus límites

$$p_f = p(g(R, S) = R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{r \leq s} f_R(r) \cdot f_S(s) dr ds \quad (21)$$

Donde se puede notar que los límites de la Solicitación en la integral, van desde $-\infty$ hasta $+\infty$, mientras que la Resistencia se evalúa desde $-\infty$ hasta cuando los valores de la resistencia son menores que los de la solicitud $r \leq s$, que es la condición de que ocurra falla. Las ecuaciones (20) y (21) están expresadas mediante funciones de densidad de probabilidad marginal $f_R(r)$ y $f_S(s)$; pero, en especial la ecuación (21), se puede expresar la Resistencia mediante una distribución de probabilidad acumulada, de la siguiente manera:

$$F_R = \int_{-\infty}^{r \leq s} f_R(r) dr \rightarrow \text{Distribucion de densidad acumulada de R} \quad (22)$$

$$p_f = p(g(R, S) = R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(s) \cdot f_S ds \quad (23)$$

La ecuación (23) se conoce como la *Ecuación de Convolución*. Solo en algunas ocasiones es posible integrar esta ecuación analíticamente, por ejemplo, cuando las variables aleatorias están distribuidas normalmente. Cuando la Función de Estado Limite no se puede definir de manera explícita en términos de R y S, se dice que la función es implícita, que es un caso muy común en la realidad, por ejemplo, para estructuras complicadas que requieren análisis o modelado mediante elementos finitos. Para análisis de este tipo de situaciones existe la opción de la Simulación de Monte Carlo (Haldar , y otros, 2000). La simulación de MonteCarlo se explicara más en detalle en el Capítulo 3.

En la Figura 3 se representa gráficamente la ecuación (21) y en la Figura 4 se representa la ecuación (23). Además, en las Figura 5 y Figura 6, se muestra el problema de la confiabilidad tridimensionalmente.

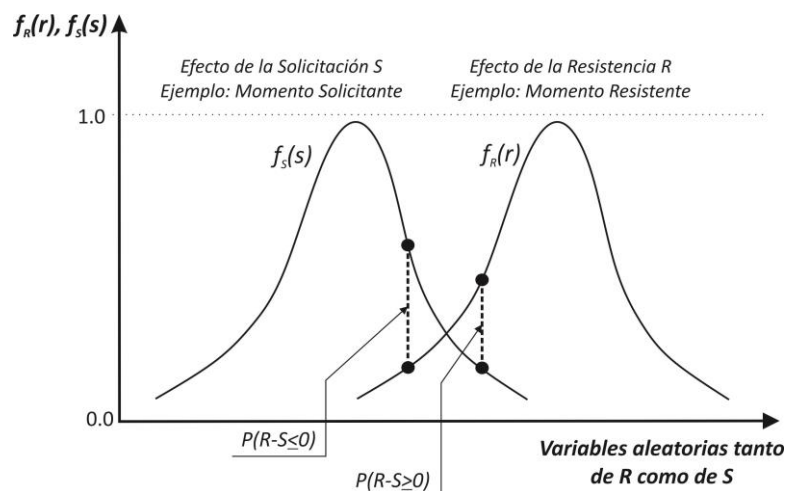


Figura 3. Función de Densidades Marginales de la Resistencia R y la Solicitación S en la definición de la Probabilidad de Falla. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005) y (Faber, 2003)]

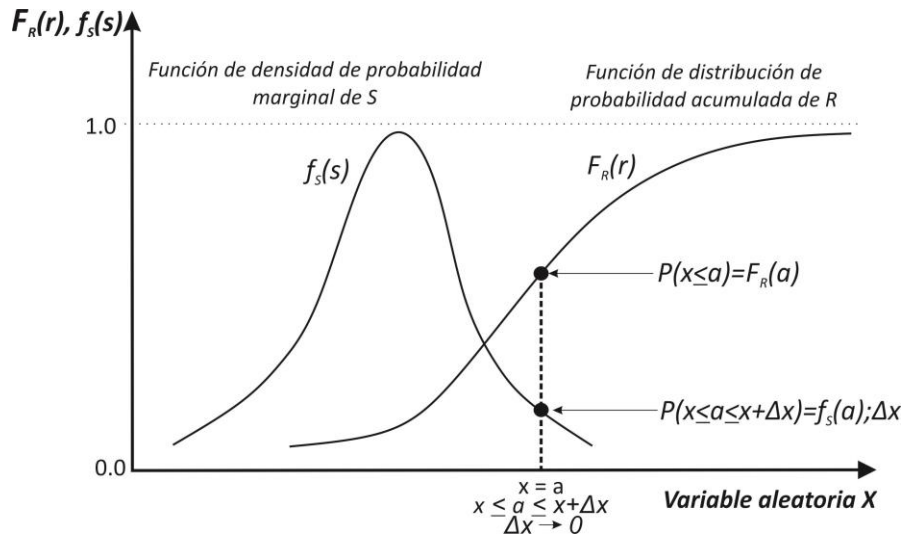


Figura 4. Función de Densidad Marginal de la Solicitación S y Función de Distribución de Probabilidad Acumulada de la Resistencia R en la definición de la Probabilidad de Falla. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]

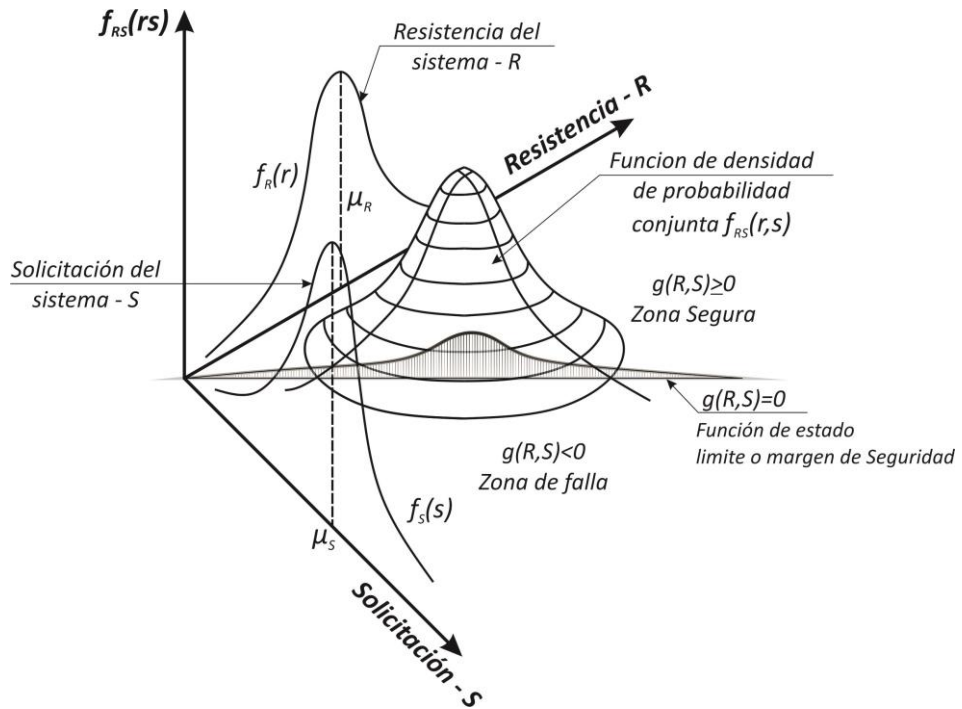


Figura 5. Función de Densidad Marginal de la Resistencia $f_R(r)$ y la Solicitación $f_S(s)$ y Densidad Marginal Conjunta $f_{RS}(rs)$. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)].

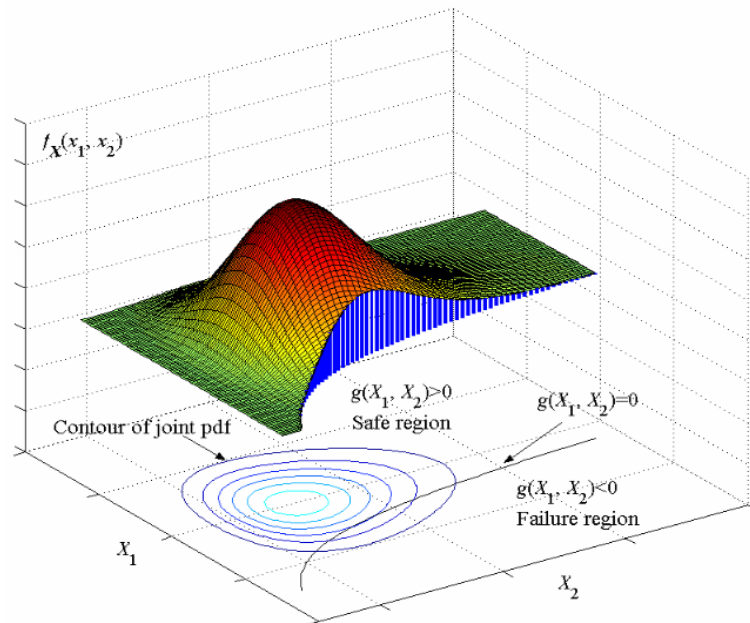


Figura 6. Función de densidad marginal $f_X(x_1) = f_R(r)$ y $f_X(x_2) = f_S(s)$ y la función de densidad conjunta $f_X(x_1, x_2) = f_{RS}(r, s)$. [Tomado de (Du, 2005)]

2.2 INDICE DE CONFIABILIDAD β

El índice de confiabilidad β es el parámetro más usado para medir el nivel de seguridad de un sistema. Cuando las variables tanto de Resistencia R y Solicitación S están distribuidas normalmente o log-normal, se define como el número de desviaciones estándar entre el valor medio de la Función de Estado Limite o Margen de Seguridad $g(R, S) = R - S$, y el límite que define la región segura (ver Figura 7).

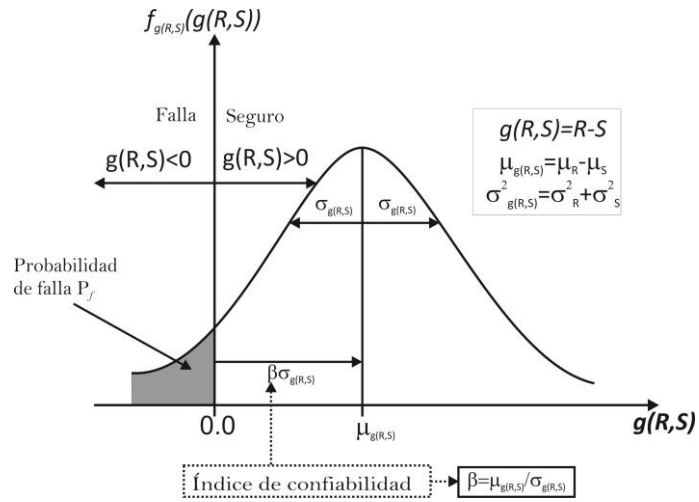


Figura 7. Definición del Índice de Confiabilidad para cuando R y S son distribuidas normalmente [Tomado de (Sánchez Silva, 2005) y (Faber, 2003)].

El índice de Confiabilidad también se define como el inverso del coeficiente de variación del margen de seguridad, así:

$$\beta = \frac{1}{V_{g(R,S)}} = \frac{\mu_{g(R,S)}}{\sigma_{g(R,S)}} \quad (24)$$

Donde:

$\mu_{g(R,S)}$: Valor medio del Margen de Seguridad.

$\sigma_{g(R,S)}$: Desviación estándar del Margen de Seguridad.

$V_{g(R,S)}$: Coeficiente de Variación del Margen de Seguridad.

Otra definición de este índice, y considerando que las variables tanto de Resistencia R como de Solicitación S están distribuidas normalmente, es por medio de la probabilidad de falla. La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\mu_{g(R,S)} = \mu_R - \mu_S \quad (25)$$

$$\sigma^2_{g(R,S)} = \sigma^2_R + \sigma^2_S \quad (26)$$

$$p_f = p(g(R, S) < 0) = \Phi(-\beta) \rightarrow \beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (27)$$

Donde:

μ_R : Valor medio de la Resistencia R.

μ_S : Valor medio de la Solicitación S.

σ^2_R : Desviación estándar al cuadrado de la Resistencia R.

σ^2_S : Desviación estándar al cuadrado de la Solicitación S.

$\Phi(-\beta)$: Función de distribución de probabilidad normal estándar con media 0 y desviación 1 del valor negativo del índice de confiabilidad β .

$-\Phi^{-1}(p_f)$: Función inversa de la distribución de probabilidad normal estándar, con media 0 y desviación 1, de la probabilidad de falla.

Sin embargo, la definición más general del índice de confiabilidad, la proponen Hasofer y Lind (Hasofer y Lind 1973), quienes afirman que es la distancia más corta desde el origen hasta la función de estado límite $g(R, S) = R - S$, medida en el espacio normalizado. En el caso en que hallan solo dos variables, en la gráfica de Resistencia R vs Solicitación S, la función de estado límite es lineal. Esto se ilustra en la Figura 8. El punto para el cual la distancia es mínima corresponde al punto de chequeo o de diseño (punto de falla más probable).

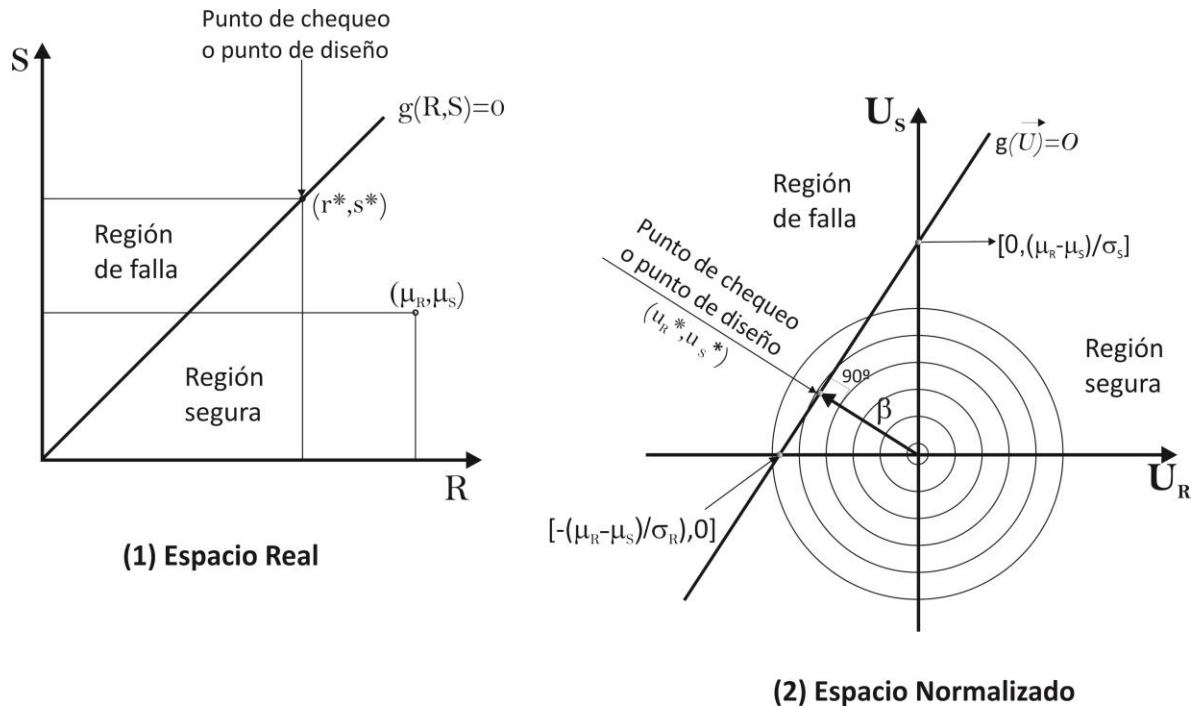


Figura 8. Ilustración de la Definición de Hosofer y Lind para dos variables (R y S).
[Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]

Entonces la ecuación de la mínima distancia de la Figura 8, es la siguiente:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (28)$$

La ecuación (28) es exacta si R y S estas distribuidas normalmente; sino, entonces solo sirve de mera indicación o referencia.

El índice de Confiabilidad es el principal criterio para la definición de factores parciales para la carga y resistencia, que se utilizan en los códigos de diseño. Según Moses (Moses, 2001), una vez tenida la metodología y una base de datos estadística de los materiales y de las cargas, el siguiente paso es seleccionar un índice de confiabilidad para la calibración del código. La selección del valor del índice de confiabilidad es un problema económico. Se deber seleccionar de acuerdo

al coste de falla y a la probabilidad de falla en el tiempo. Además, el índice de confiabilidad depende del tipo de elemento a analizar (viga, columna, placa, etc.). Normalmente los valores de β en el rango de 2.0 a 4.0 son utilizados en los criterios de diseño LRFD (Load Resistance Factor Design) límite. El valor promedio calculado del índice de confiabilidad en los últimos diseños de puentes es de 3.5 (Muñoz, 2012).

En la Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3, se muestran algunas referencias de los índices de confiabilidad para la calibración de algunos códigos de diseño en el mundo, para algunas combinaciones de carga más usuales y para unos niveles de seguridad en estructuras de concreto.

Tabla 1. Índices de confiabilidad para la calibración de algunos códigos de diseño [Tomado de (Martínez, 2005)].

Estándar	Comentarios	β
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982	- Cargas Verticales (muertas, vivas y de nieve)	3.00
	- Cargas verticales y de viento	2.50
	- Cargas verticales y sísmicas	1.75
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes	- Con un periodo de diseño de 30 años	3.50
Euro-código	- Construcción normal	3.50
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Noruega, Groenlandia y Suecia)	-----	4.30

Tabla 2. Índices de confiabilidad según algunas combinaciones de carga [Tomado de (Probability based load criteria: load factors and combinations, 1982)]

Descripción	β
Combinaciones de Carga Muerta y Viva	3.00
Combinaciones de Carga Muerta, Viva y Viento	2.50
Cargas de Sismos	1.75
Mampostería	Varia de 4.0 a 8.0

Tabla 3. Valores de índice de seguridad para un periodo de un año para el código Nórdico de diseño. [Tomado de (Nordic Committee on Building Regulations, 1987)]

Nivel de Seguridad	Índice de confiabilidad β
Bajo	3.71
Normal	4.26
Alto	4.75

Hay que saber que, altos valores de β muestran sistemas mas seguros (menos probabilidad de falla); y por el contrario, bajos valores de β demuestran sistemas menos confiables (mayor probabilidad de falla). Por ende, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla son inversos. Esto se puede ver en la ecuación (27), donde β es el negativo del inverso de la función de distribución normal estándar de la probabilidad de falla. Además, el índice de confiabilidad o probabilidad de falla esta siempre referenciado a un periodo de tiempo específico o de retorno.

El índice de confiabilidad es mucho mayor en la fase de evaluación o revisión que en la fase de diseño; visto desde otro punto de vista, en un proceso de revisión, la probabilidad de falla es mucho menor que en el diseño. Esto se debe principalmente a que en la revisión, las cargas son mucho menores a las asumidas en el diseño (por ejemplo la carga viva). Pero puede que en algún momento pueda ocurrir lo contrario a lo dicho anteriormente, en otras palabras, que la probabilidad de falla aumente y el índice de confiabilidad disminuya. En la evaluación de puentes, las propiedades randómicas de los materiales que representa las variables de resistencia R cambian con el tiempo y tienden a disminuir; mientras que las cargas vivas de la sollicitación S que pasan por el puente tienden a aumentar con el paso del tiempo (National Cooperative Highway Research Program , 2001). Eso significa que las variables aleatorias de la resistencia R y la sollicitación S tienden a variar con el tiempo, sujetas a la influencia del tráfico, el mantenimiento y el deterioro de los materiales. La Figura 9 detalla el concepto anterior.

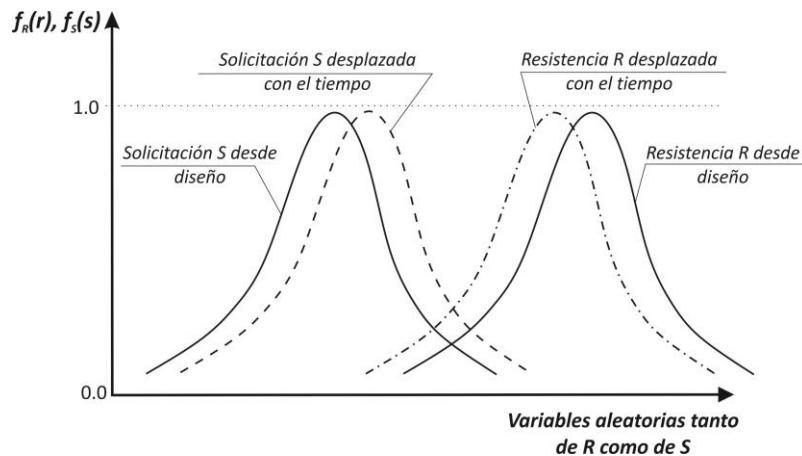


Figura 9. Confiabilidad cambiando con el tiempo [Tomado de (National Cooperative Highway Research Program , 2001)]

2.3 METODOS DE CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD

Como se vio en la Figura 2, el cálculo se puede realizar mediante procedimientos analíticos, como son el FORM (First Order Reliability Method) y el SORM (Second Order Reliability Method), que se enmarcan en un método más general, llamado AFOSM (Advanced First Order Second Moment Method) o Métodos Avanzado de Primer Orden y Segundo Momento Estadístico. Este método tiene en cuenta la información de las distribuciones de las variables, además de que no presenta problemas de invarianza dado que las aproximaciones de primer orden (FORM) o segundo orden (SORM) son evaluadas en el punto de diseño sobre la superficie de falla.

El método MVFOSM (Mean Valor First Order Second Moment Method) o Método del Valor Medio de Primer Orden y Segundo Momento, se basan en linealizar la función de estado límite mediante las series de Taylor alrededor de un punto de diseño. Este método presenta problemas de invarianza, ya que los resultados para las funciones de estado límite no lineal son inexactos e imprecisos (Haldar, y otros, 2000), (Melchers, Inc, 1999)). En problemas donde la función de estado límite es lineal y las variables aleatorias están distribuidas normalmente, este método

empieza a dar resultados exactos. Las ecuaciones (24) y (27), son las usadas por este método.

2.3.1 Método FORM (First Order Reliability Method) [(Blockley, 1992), (Du, 2005) y (Methods of Structural Reliability theory - an Introduction: Lecture Notes on Risk and Reliability in Civil Engineering, 2001)]

Este método nació hace unos 30 años. Desde entonces ha sufrido cambios de refinamiento y se ha extendido significativamente en la actualidad. Muchos programas de confiabilidad tienen este método incorporado en su estructura interna, como por ejemplo (Martínez, 2005): PROBAN (Probability Analisis - Programa Noruego), STRUREL (Structural Reliability - Programa Alemán), CALREL (California Reliability – Programa de la Universidad de Berkeley, USA) y RELAN (Reliability Analisis – Programa de la Universidad de Brititish Columbia).

Este método es ampliamente usado en problemas de ingeniería práctica y para propósitos de calibración de códigos.

El método FORM hace su análisis en el espacio normalizado, donde la normalización para cada variable $\vec{x}_i = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ se realiza mediante la ecuación (29) (Suponiendo que la distribución de sus variables es normal):

$$u_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (29)$$

Donde:

x_i : Variable aleatoria i , donde $i = 1, \dots, n$.

μ_{x_i} : Valor medio de cada variable x_i .

σ_{x_i} : Desviación estándar de cada variable x_i .

Este método garantiza que no habrá problemas de invarianza, si la función de estado límite se evalúa en el punto de diseño sobre la superficie de falla (Hasofer, y Lind, 1973), y no en valores medios como se hace en el método MVFOSM. El punto de diseño es el punto de la definición de Hasofer y Lind, el cual es la mínima

distancia del origen a la función de estado límite $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Como el punto de diseño no se conoce desde el principio, se escoge uno inicial y se realiza un procedimiento iterativo para la obtención de este (algoritmos de optimización). El procedimiento es el siguiente (Suponiendo que las variables aleatorias están distribuidas normalmente) (Sánchez Silva, 2005):

1. Defina la función de estado límite $g(\vec{x}_i) = 0$ y las distribuciones de probabilidad de cada variable x_i .
2. Suponga un punto de diseño inicial $\vec{x}_i^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$, tomando los valores medios hasta la penúltima variable y la última variable se determina a partir de la ecuación de estado límite $g(\vec{x}_i) = 0$.
3. Defina el punto de diseño inicial del paso 2 en el espacio normalizado, usando la ecuación (29).

$$u_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (30)$$

4. Determine las derivadas parciales de la función de estado límite con respecto a las variables en el espacio normalizado (\vec{A}) y después evaluarlas en el punto \vec{u}^* .

$$\vec{A} = \left(-\frac{\partial g}{\partial U_i} \right) \quad (31)$$

Donde $\frac{\partial g}{\partial U_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial U_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_{X_i}$

5. Calcule el estimativo del índice de confiabilidad como:

$$\beta = \frac{\vec{A}^T \cdot \vec{u}^*}{\sqrt{\vec{A}^T \cdot \vec{A}}} \quad (32)$$

6. Calcule el vector de cosenos direccionales $\vec{\alpha}$ así:

$$\vec{\alpha} = \frac{\vec{A}}{\sqrt{\vec{A}^T \cdot \vec{A}}} \quad (33)$$

7. Determine un nuevo punto de diseño para todas (menos la última) variables aleatorias, de tal manera que cada componente queda de la siguiente manera:

$$u_i^* = \alpha_i \beta \quad (34)$$

8. Determine el valor de la variable aleatoria restante, de tal forma que el punto obtenido se encuentre sobre la función de estado límite en el espacio normalizado $g(\vec{u}) = 0$.
9. Vuelva al paso 3 y repita todos los pasos de forma iterativa, hasta encontrar el punto de diseño que converja, garantizando que en la búsqueda cada punto se encuentre siempre sobre la función de estado límite $g(\vec{u}^*) = 0$.
10. Una vez encontrado el punto de diseño $\vec{u}_i^* = (u_1^*, u_2^*, \dots, u_n^*)$, determine las coordenadas del nuevo punto de diseño en el espacio real mediante la siguiente ecuación:

$$\vec{x}_i^* = \mu_{x_i} + u_i^* \sigma_{x_i} \quad (35)$$

Un aspecto a destacar de este método es que, si la función de estado límite es altamente no lineal, los errores en el cálculo de la probabilidad pueden ser grandes. Para saber si la función de estado límite es lineal o no, se debe conocer detalladamente el evento o elemento a estudiar de la estructura, para con ello determinar las ecuaciones que describen el proceso.

En la Figura 10, se ve una descripción grafica del Método FORM.

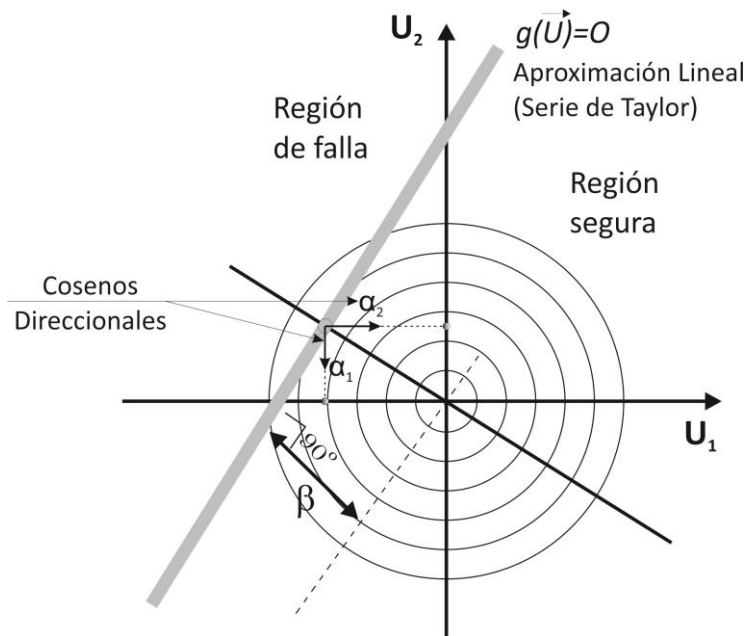


Figura 10. Descripción Gráfica del Método FORM. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)]

2.3.2 Método SORM (Second Order Reliability Method) [(Du, 2005), (Sánchez Silva, 2005) y (Second-Order Reliability Formulations in DAKOTA/UQ, 2006)]

Como se vio anteriormente, el método FORM linealiza la función de estado límite mediante las series de Taylor, pero los casos más comunes es que estas funciones no son lineales. El método SORM hace una aproximación de segundo orden a la ecuación de Taylor, con esto se consigue que la función de estado límite toma una curvatura (Ver Figura 11). La curvatura esta en relación con las segundas derivadas de la función de estado límite con respecto de cada variable aleatoria.

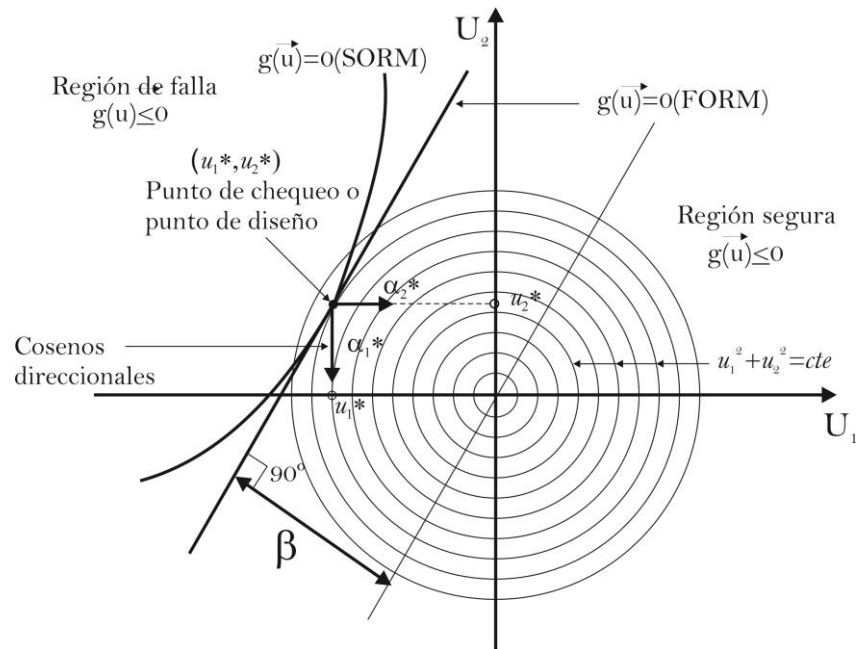


Figura 11. Aproximación Lineal (FORM) y no lineal (SORM) a la función de estado límite $g(\vec{u}) = 0$. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)].

Para calcular las curvaturas principales de la función de estado límite k_i , es necesario transformar el sistema de coordenadas (en el espacio transformado) a un nuevo sistema de coordenadas $U' = (u'_1, u'_2)$, donde los ejes de este nuevo sistema coincide con la línea del índice de confiabilidad β (que es la distancia mínima del origen al punto de diseño) calculado por el método FORM (Ver Figura 12). La transformación de U a U' es una transformación ortogonal:

$$[U'] = [R][U] \quad (36)$$

Donde:

$[R]$: Matriz de Rotación que se calcula mediante el proceso de Ortogonalización de Gram-Schmidt.

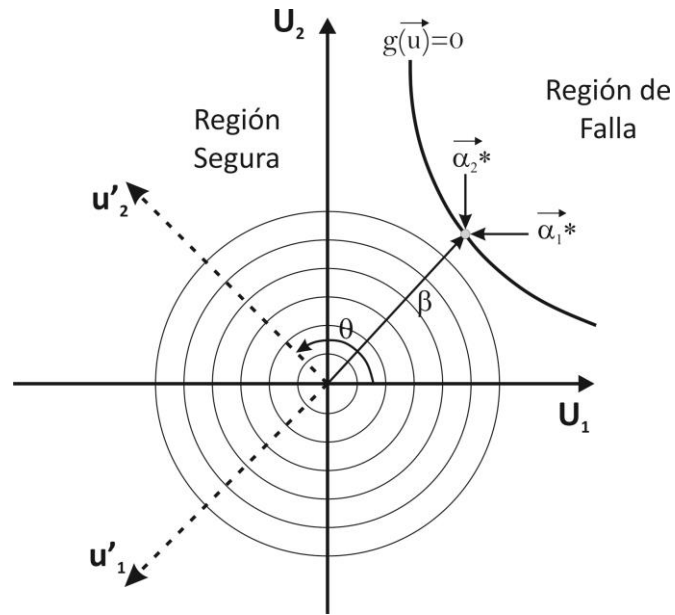


Figura 12. Definición de la Rotación de Ejes para el método SORM. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)].

El procedimiento resumen de este método es el siguiente (Sánchez Silva, 2005):

1. Definir la función de estado límite $g(\vec{x}_i) = 0$ y los parámetros de distribución que describe cada variable x_i .
2. Definir el espacio transformado o normalizado para los valores del punto de diseño inicial \vec{x}^* con la ecuación (30).
3. Utilizando el método FORM, calcular el punto de diseño en el espacio normalizado, \vec{u}^* .
4. Una vez obtenido el punto de diseño anterior, se define el vector $\vec{\alpha}$ de la siguiente manera:

$$\vec{\alpha} = \frac{-\vec{u}^*}{\|\vec{u}^*\|} \quad (37)$$

5. Construir la matriz $[R_0]$ de la siguiente manera:

$$[R_0] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \alpha_1 & \alpha_2 & \dots & \alpha_n \end{bmatrix} \quad (38)$$

Donde $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ son las componentes de $\vec{\alpha}$ de la ecuación (37).

6. Calcular la matriz $[R]$ a partir de la ortogonalización de las filas de $[R_0]$ a partir del procedimiento de Gram-Schmidt, tomando como primer vector a $\vec{\alpha}$.
7. A partir de la matriz $[R]$ construir la matriz $[A]$ usando la siguiente ecuación:

$$[A] = \frac{([R][D][R]^T)}{\|\nabla G(\vec{u}^*)\|} \quad (39)$$

Donde:

$[D]_{n \times n}$: Matriz de segundas derivadas de la superficie de estado limite en el espacio normalizado y evaluadas en el punto de diseño.

$\|\nabla G(\vec{u}^*)\|$: Norma del vector gradiente en el espacio normalizado.

$[R]$: Matriz de Rotación.

8. Modificar la matriz $[A]$ eliminando la última fila y la última columna.
9. Calcular los valores de las curvaturas principales k_i , que son los valores propios de la nueva matriz $[A]$.
10. Calcular la probabilidad de falla utilizando la siguiente ecuación:

$$p_f = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 + \beta k_i)^{-1/2} \quad (40)$$

Donde:

k_i : Curvaturas principales de la función de estado limite en el punto de diseño.

β : Índice de Confiabilidad calculado por el método FORM.

$\Phi(-\beta)$: Función de distribución de probabilidad normal estándar con media 0 y desviación 1 del valor negativo del índice de confiabilidad β , calculado por el método FORM.

2.4 FACTORES DE SEGURIDAD EN FORMATO DE FACTORES PARCIALES

En la literatura existen varios formatos de factores parciales, pero el más usado es el formato LRFD de diseño [(Kim, y otros, 1987), (Blockley, 1992), (LRFD: Implementing structural reliability in professional practice, 2000) y (Probability-Based Load Criteria for Structural Desing, 1983)]:

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \gamma_i S_{N_i} \quad (41)$$

Donde:

R_n : Resistencia Nominal o de diseño.

S_{N_i} : Solicitación Nominal.

ϕ : Factor de Reducción de la Resistencia (Valores menores a 1).

γ_i : Factores de Mayoración de la Solicitación i (Valores mayores a 1).

Siempre han existido dudas entre las definiciones de valores medios, nominales y factorizados. Si hablamos de la Resistencia, las relaciones entre los valores medios, nominales y factorizados serían los siguientes (ver Figura 13):

$$\mu_R > R_n > \phi R_n \quad (42)$$

Donde:

μ_R : Valor medio de la Resistencia.

R_n : Valor nominal o de diseño de la Resistencia.

ϕR_n : Valor factorizado de la Resistencia.

Si hablamos de la Solicitación, las relaciones entre valores medios, nominales y factorizados sería lo contrario, de la siguiente manera (ver Figura 13):

$$\mu_S < S_n < \gamma_i S_n \quad (43)$$

Donde:

μ_S : Valor medio de la Solicitación.

S_n : Valor nominal o de diseño de la Solicitación.

$\gamma_i S_n$: Valor factorizado de la Solicitación.

En ocasiones el valor nominal suele ser el valor medio.

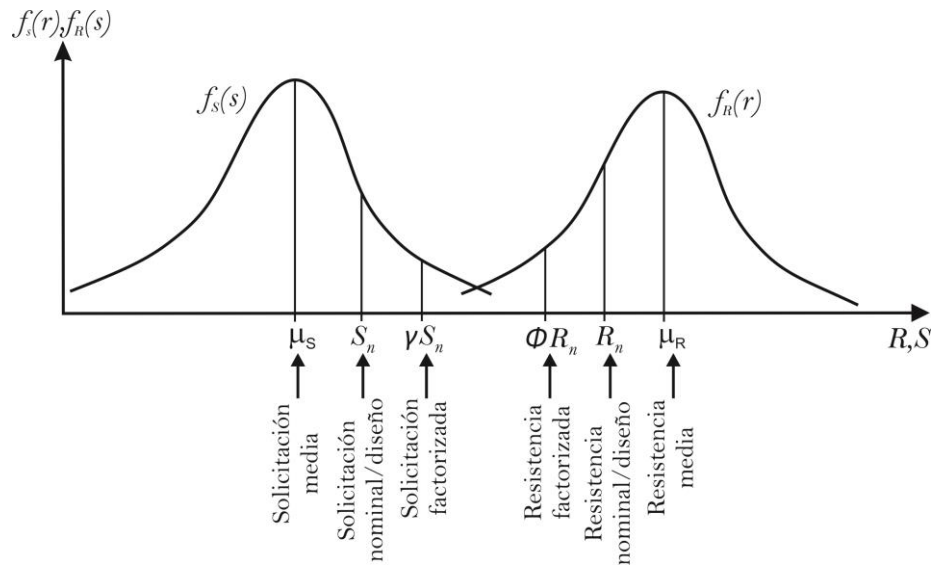


Figura 13. Relación entre Valores medios, nominales y factorizados para la Resistencia y la Solicitación. [Tomado de (Sánchez Silva, 2005)].

2.4.1 Factores Parciales basados en valores centrales

Suponiendo el caso en que solo hallan dos variables (Resistencia R y Solicitación S) y además que cada una está distribuida normalmente y son estadísticamente independientes, se puede llegar a esta ecuación:

$$\mu_R = \mu_S + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (44)$$

A esta ecuación se le puede introducir un factor ε , denominado *función de separación* (que toma valores de 0.75 casi siempre), además que se puede tener el valor de β así:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}{\sigma_R + \sigma_S} \quad (45)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\varepsilon(\sigma_R + \sigma_S)} \quad (46)$$

Y despejando la Resistencia y la Solicitación en ambos lados tenemos:

$$\mu_R - \varepsilon\beta\sigma_R = \mu_S + \varepsilon\beta\sigma_S \quad (47)$$

O escrito en forma de coeficientes de variación tenemos:

$$(1 - \varepsilon\beta V_R)\mu_R = (1 + \varepsilon\beta V_S)\mu_S \quad (48)$$

Donde:

V_S y V_R : Coeficientes de Variación de la Solicitación y Resistencia, respectivamente.

Si lo volvemos al formato del factor de seguridad central (ecuación (9)) tenemos:

$$\lambda_0 = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{(1 + \varepsilon\beta V_S)}{(1 - \varepsilon\beta V_R)} \quad (49)$$

Entonces los factores de reducción y mayoración, desde el punto de vista de seguridad central, son respectivamente:

$$\bar{\phi} = (1 - \varepsilon\beta V_R) \quad (50)$$

$$\bar{\gamma} = (1 + \varepsilon\beta V_S) \quad (51)$$

Donde:

$\bar{\phi}$: Factor de Reducción de la Resistencia para la seguridad central.

$\bar{\gamma}$: Factor de Mayoración de la Solicitación para la seguridad central.

2.4.2 Factores Parciales basados en valores característicos

Recordando la ecuación (12), donde se da la definición del factor de seguridad característico, llevándolo a la definición del índice de confiabilidad β , tenemos:

$$\lambda_k = \frac{R_k}{S_k} = \lambda_0 \frac{1 - k_R V_R}{1 - k_S V_S} = \left(\frac{\mu_R}{\mu_S} \right) \frac{1 - k_R V_R}{1 + k_S V_S} \quad (52)$$

Y reemplazando la ecuación (49) en la ecuación (52), tenemos:

$$\lambda_k = \left(\frac{(1 + \varepsilon \beta V_S)}{(1 - \varepsilon \beta V_R)} \right) \left(\frac{1 - k_R V_R}{1 + k_S V_S} \right) \quad (53)$$

Y reorganizando tenemos:

$$\lambda_k = \left(\frac{(1 - k_R V_R)}{(1 - \varepsilon \beta V_R)} \right) \left(\frac{(1 + \varepsilon \beta V_S)}{(1 + k_S V_S)} \right) \quad (54)$$

Entonces reorganizando al formato de $\phi R_n = \gamma S_n$, tenemos los factores reducción y mayoración, desde el punto de vista de seguridad característica, así (Sánchez Silva, 2005):

$$\phi = \frac{(1 - \varepsilon \beta V_R)}{(1 - k_R V_R)} \quad (55)$$

$$\gamma = \frac{(1 + \varepsilon \beta V_S)}{(1 + k_S V_S)} \quad (56)$$

Donde:

ϕ : Factor de Reducción de la Resistencia para la seguridad característica.

γ : Factor de Mayoración de la Solicitación para la seguridad característica.

3. MARCO TEÓRICO: “SIMULACION DE MONTE CARLO”

Los métodos de simulación son una herramienta muy poderosa para el desarrollo de funciones complejas o situaciones donde no existe una solución analítica. Estas técnicas son muy útiles, dado que son sencillas de implementar y no requieren de un manejo experimentado de la estadística o la probabilidad. La simulación consiste en generar aleatoriamente números y ajustarlos a una distribución estadística, para crear distintos escenarios a los cuales el sistema puede estar sujeto.

La simulación de Monte Carlo nace con los trabajos de Von Newman y Stanislaw Ulam en la II guerra mundial en el laboratorio Nacional de Los Álamos en Nuevo México, Estados Unidos. Pero el concepto nace en la ciudad de Monte Carlo, Mónaco, conocida como la “capital del juego y el azar” en donde los juegos de casinos tenían un gran parecido con el análisis aleatorio y probabilístico de la simulación.

Un procedimiento rápido para describir una simulación de Monte Carlo, de modo general, es la siguiente (Sánchez Silva, 2005):

1. Definir las funciones del modelo matemático del problema.
2. Definir todas las variables aleatorias dentro del modelo matemático.
3. Determinar las distribuciones de probabilidad de cada una de las variables aleatorias escogidas.
4. Generar valores aleatorios para cada variable escogida en base a la distribución estadística escogida.
5. Ingresar en cada iteración los valores aleatorios de las variables a las funciones del modelo matemático. Este procedimiento se hace un número N de veces suficientemente grande.
6. Extraer la información estadística y probabilística de los resultados de las funciones del modelo.

3.1 GENERACION DE NUMEROS ALEATORIOS

Para la generación de números aleatorios, existen infinidad de herramientas computarizadas para calcular la cantidad de números aleatorios con la distribución de probabilidad estadística de su gusto. Ejemplos de estos softwares potentes son Matlab® o Excel®, que son algunos de los más usados en la actualidad. En el caso del desarrollo de esta tesis, se optó por usar el software Matlab® para la generación de números aleatorios con distribución normal de los datos.

Las computadoras usan generadores de números aleatorios por medio de funciones matemáticas y la mayoría de estos generadores utilizan alguna forma de regulación de congruencia. Ejemplos de estos generadores son el generador congruencial lineal, el generador multiplicativo y el generador mixto. Uno de los más usados es el primero nombrado, dado que varios sistemas de cómputo usan estos generadores. La ecuación que representa este generador es la siguiente:

$$x_{i+1} = (ax_i + c) \text{ modulo } m \quad (i = 0, 1, 2, \dots) \quad (57)$$

Donde x_i es la semilla, a es el multiplicador constante, c es el incremento y m es el módulo. Usando esta ecuación, el valor de x_{i+1} es también igual al residuo de la división entre $ax_i + c$ y m . El número aleatorio entre 0 y 1 se genera entonces por medio de la siguiente ecuación:

$$R_i = \frac{(ax_i + c)}{m} \quad (58)$$

En la generación de números aleatorios, se debe diferenciar entre las variables aleatorias que están correlacionadas y las que no. Esta diferencia se debe hacer dado que no se calculan igual, y por el lado de la generación de números aleatorios correlacionados, existe un factor o matriz de correlación, que no es más una matriz de covarianza. Se sugiere que este tema sea estudiado a profundidad en la referencia (Sánchez Silva, 2005).

3.1.1 Generación de números aleatorios no correlacionados

El método más usado es el de la *Transformación Inversa*. Este método permite que se puedan obtener valores de X_i a partir de los números generados aleatoriamente en el rango de $[0,1]$, con la siguiente función:

$$\begin{aligned}\hat{x}_i &= F_X^{-1}(u_i) \\ F_X(x_i) &= u_i, \quad u_i \in [0,1]\end{aligned}\tag{59}$$

Actualmente existen muchos programas que internamente ya tienen definidas funciones para estimar números aleatorios a partir de las distribuciones estadísticas más comunes.

3.2 EXTRACCION DE LA INFORMACION ESTADISTICA Y PROBABILISTICA

Cada simulación de Monte Carlo es un punto en el espacio muestral en donde el análisis estadístico del desarrollo del modelo en cada iteración provee información sobre la aleatoriedad de la respuesta. Con esta información se pueden calcular histogramas de ocurrencia de frecuencias y para determinar que función de probabilidad es la que mejor se ajusta a los datos. Cuando la simulación se ha corrido un número N de veces, lo característico es obtener la media μ y la desviación estándar σ de los resultados con las siguientes ecuaciones:

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i\tag{60}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n - 1}}\tag{61}$$

3.3 CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA

Para evaluar la probabilidad de falla por las simulaciones de Monte Carlo, se debe conocer de antemano la función de estado límite (ecuación (13), ver pág. 34), y que

las simulaciones se evalúen en ella. Para N simulaciones la probabilidad de falla es de la siguiente manera [(Ríos Insua, 2009), (Marek, y otros, 2003) y (Reuven, et al., 2007):

$$p_f = \frac{N_f(g(\vec{x}) \leq 0)}{N} \quad (62)$$

Dónde:

\vec{x} : Vector de números randómicos de las variables $R - S$.

$N_f()$: Numero de simulaciones que producen falla del sistema ($g(\vec{x}) \leq 0$) .

N : Número total de simulaciones.

3.4 PRECISION DE LA SIMULACION

Cuando se está desarrollando la simulación, siempre suscita las mismas preguntas, las cuales son: ¿Cuándo detengo la simulación?, ¿Cuántas iteraciones debo realizar para alcanzar una precisión aceptable?. Para ello existen algunas alternativas.

3.4.1 Alternativa 1 (Sánchez Silva, 2005)

1. Escoger una probabilidad de falla a alcanzar p_v y un coeficiente de variación V_{p_f} .
2. Calcular el Número de Iteraciones N con la siguiente ecuación:

$$N = \frac{(1 - p_v)}{V_{p_f}^2 \cdot p_v} \quad (63)$$

3.4.2 Alternativa 2 (Sánchez Silva, 2005)

Si la distribución binomial se aproxima con una distribución normal se puede obtener el siguiente nivel de confianza C ($0 \leq C \leq 1$) dentro de un rango de probabilidad de falla así:

$$C = P \left[-k \sqrt{\frac{(1-p_v)p_v}{N}} \leq \frac{N_f}{N} - p_v \leq k \sqrt{\frac{(1-p_v)p_v}{N}} \right] \quad (64)$$

Dónde:

N_f : Número de simulaciones de falla.

k : Número de desviaciones estándar que se toman para definir el intervalo.

Si $k = 1$ entonces $C \approx 68\%$, si $k = 2$ entonces $C \approx 95\%$ y $k = 3$ entonces $C \approx 99\%$.

El error se puede calcular como:

$$\varepsilon(\%) = \sqrt{\frac{(1-p_v)}{N \cdot p_v}} k \cdot 100 \quad (65)$$

3.4.3 Alternativa 3 (Sánchez Silva, 2005)

En la mayoría de los problemas de ingeniería, la probabilidad de falla oscila entre 10^{-4} y 10^{-6} . Por lo tanto, se requiere del orden de cien mil simulaciones (100,000), pero en general se recomienda un numero de simulaciones 10 veces mayor al dado anteriormente, es decir, un millón (1'000,000) de iteraciones.

La tendencia es a que a un mayor número de simulaciones N , mayor será la convergencia de los resultados, como se puede ver en la Figura 14.

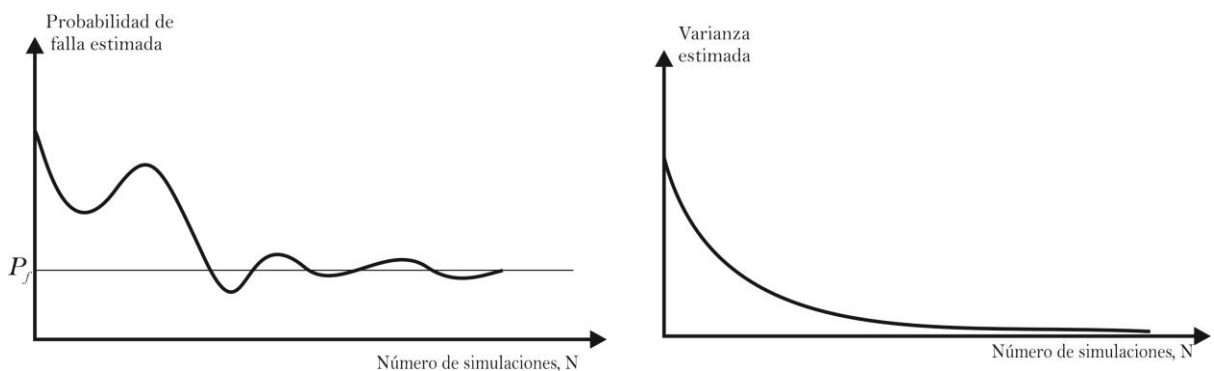


Figura 14. Convergencia de la Probabilidad de falla y la Varianza estimada vs Número de Iteraciones [Fuente: Tomado de (Sánchez Silva, 2005)].

4. OBTENCION DE LOS DATOS

Para la realización de este estudio, se hizo primeramente un diseño para tres puentes de 10m, 20m y 30m de longitud (Ver Anexos A, B y C). La característica de éstos es que son puentes rectos, de concreto reforzado, tipo viga y losa y que se encuentran simplemente apoyados en sus extremos. El diseño se realizó en base al Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95 (CCDSP-95, 1995), llevando la metodología descrita en (Vallecilla Bahena, 2004). Las dimensiones de la sección transversal obtenidas de diseño se muestran en la Figura 15.

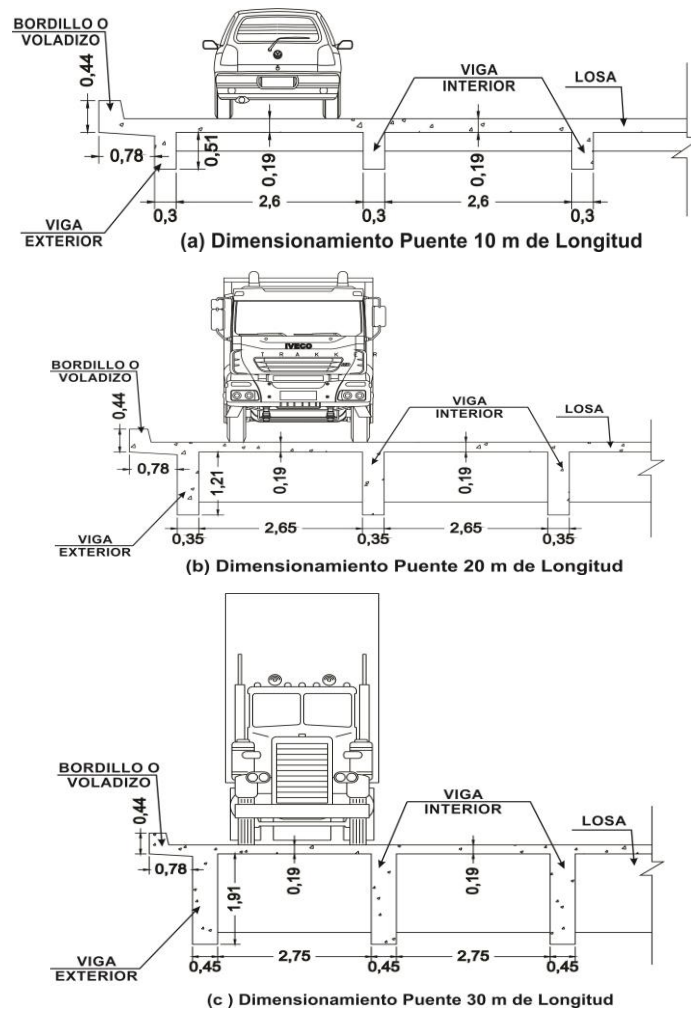


Figura 15. Sección Transversal de (a) puente de 10m, (b) puente de 20m y (c) puente de 30m, según diseño realizado con el CCDSP-95.

Una vez se obtuvieron los diseños, se buscaron los datos de tráfico real que fueron tomados de conteos de vehículos de las cartillas del INVIAS del año 2008 de las Estaciones 146 y 1124, que se ubica en el trayecto entre Floridablanca-Piedecuesta y Floridablanca-El Palenque respectivamente, en el departamento de Santander (Figura 16) (Ver anexo D). Estos datos servirán para simular la cantidad de camiones que pasan sobre los puentes.

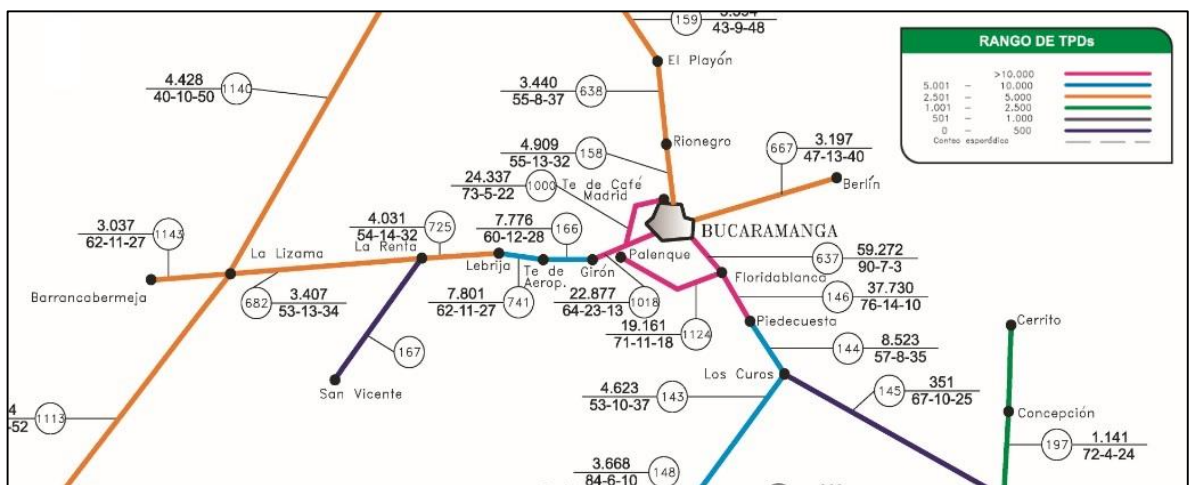


Figura 16. Mapa del Volumen de Transito Promedio diario Semanal del 2008 en Santander, INVIAS [Tomado de (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)]

Se tomaron estas estaciones en específico, porque se buscaba los conteos con mayor número camiones pesados de las carreteras que bordeaban a la ciudad de Bucaramanga y su Área Metropolitana. El resultado fue que las estaciones más críticas fueron las que se subrayan en la Tabla 4.

Tabla 4. TPDS del 2008 de las estaciones aledañas a Bucaramanga [Tomado de (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)]

EST N°	SECTOR	AUTOM	BUS	C - 2P	C - 2G	C3-C4	C - 5	>C - 5
144	LOS CUROS - PIEDRECUESTA	4859	682	228	1835	402	148	360
146	FLORIDABLANCA - PIEDRECUESTA	28675	5283	751	1767	720	235	396
158	BUCARAMANGA - RIONEGRO	2700	639	436	559	106	55	411
637	BUCARAMANGA - FLORIDABLANCA	53345	4150	742	725	199	52	65
667	BUCARAMANGA - BERLIN	1503	416	339	334	122	135	344
725	LA RENTA - LEBRIJA	2177	565	288	605	108	56	234
1018	BUCARAMANGA - GIRON	14642	5262	1553	825	239	102	257
1124	FLORIDABLANCA - PALENQUE	13605	2108	745	1577	517	193	412

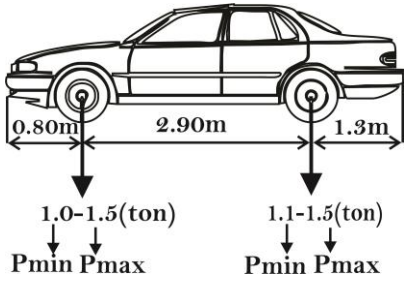
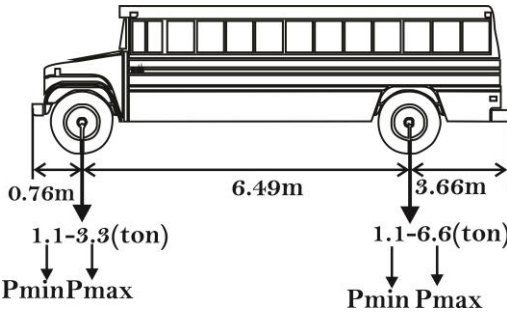
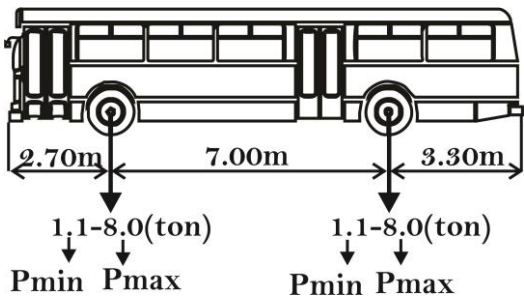
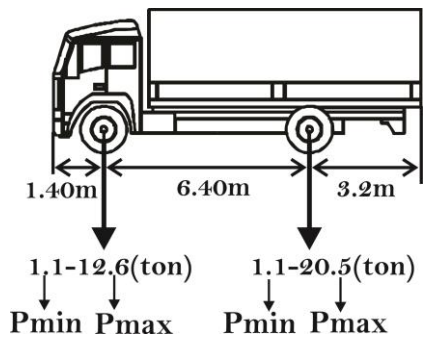
Una vez tenidas las estaciones más sobresalientes de la ciudad de Bucaramanga y su área metropolitana, se procedió a buscar los conteos de vehículos del INVIAS con mayor cantidad de camiones pesados de todos los conteos de Colombia. El resultado de la búsqueda, se encuentra en la Tabla 5.

Tabla 5. TPDS del año 2008 de las estaciones con mayor cantidad de camiones. [Tomado de (Instituto Nacional de Vías: INVIAS)].

EST N°	SECTOR	AUTOMOVIL	BUS	C - 2P	C - 2G	C3-C4	C - 5	>C - 5
695	CUATRO VIENTOS- BOSCONIA	1464	326	296	584	517	258	1991
36	TRES ESQUINAS- REGIONAL CUNDINAMARCA	26717	10390	4723	3255	1654	1636	1468

Para tener información pertinente de los tipos de camiones que transitan el territorio colombiano, en donde cualquier persona pudiera encontrar fácilmente la distancia entre ejes y las cargas por eje de cada tipo de camión, se recopiló esta información

de varias fuentes ((Muñoz, 2012), (Chevrolet), (NTC 4788-1, 2000) e (Instituto Nacional de Vías: INVIAS, 2008)), y se realizó la Figura 17.

Automovil - Taxi	
Camion C2P	
Camion C2G	
Camion C2	

Camion C4	
Camion C3S2 (C5)	
Camion C3S3 (>C5)	

Figura 17. Tipos de camiones comunes en carreteras colombianas [Tomado de (Muñoz, 2012), (Chevrolet), (NTC 4788-1, 2000) y (Instituto Nacional de Vías: INVIAS, 2008)]

Luego, se procedió a llevar una metodología para la obtención de los momentos en centro de luz y los cortantes en los apoyos, de todos los vehículos que pasaban sobre el puente de los dos conteos escogidos anteriormente.

El procedimiento, que fue programado en Matlab® (con ayuda de los conceptos de la referencia (Baez López, 2007)), en donde se debe tener en cuenta que, los TPD usados, mostrados en las Tabla 4 y Tabla 5, fueron multiplicados por el 50%, dado que el código programado, solo tiene en cuenta un carril, al cual llamaremos el carril de diseño. Los TPD son registrados en Colombia para el paso de vehículos en una sección de vía (flujo en todos los sentidos de esa sección).

El procedimiento del programa se puede describir de la siguiente manera:

1. Se organizó aleatoriamente los camiones de los TPDS escogidos, de tal manera que se generó un tren de vehículos (Ver Figura 18).
2. Se escogió una precisión del tren de 0.1m, de tal manera que el desplazamiento del tren de vehículos en el puente es de 0.1m.
3. Se escogió una velocidad para el tren de vehículos (velocidad escogida $v = 10 \text{ km/h}$) y una separación entre vehículos (Separación = 1.2m). Con esta dimensión se calculó la mínima separación entre ejes de dos distintos camiones (Separación = $3.3\text{m} + 1.2\text{m} = 4.5\text{m}$) (Ver Figura 19). El valor 3.3m es la mayor separación de todos los tipos de camiones desde el último eje trasero hasta la cola del camión C2G, mostrado en la Figura 17.

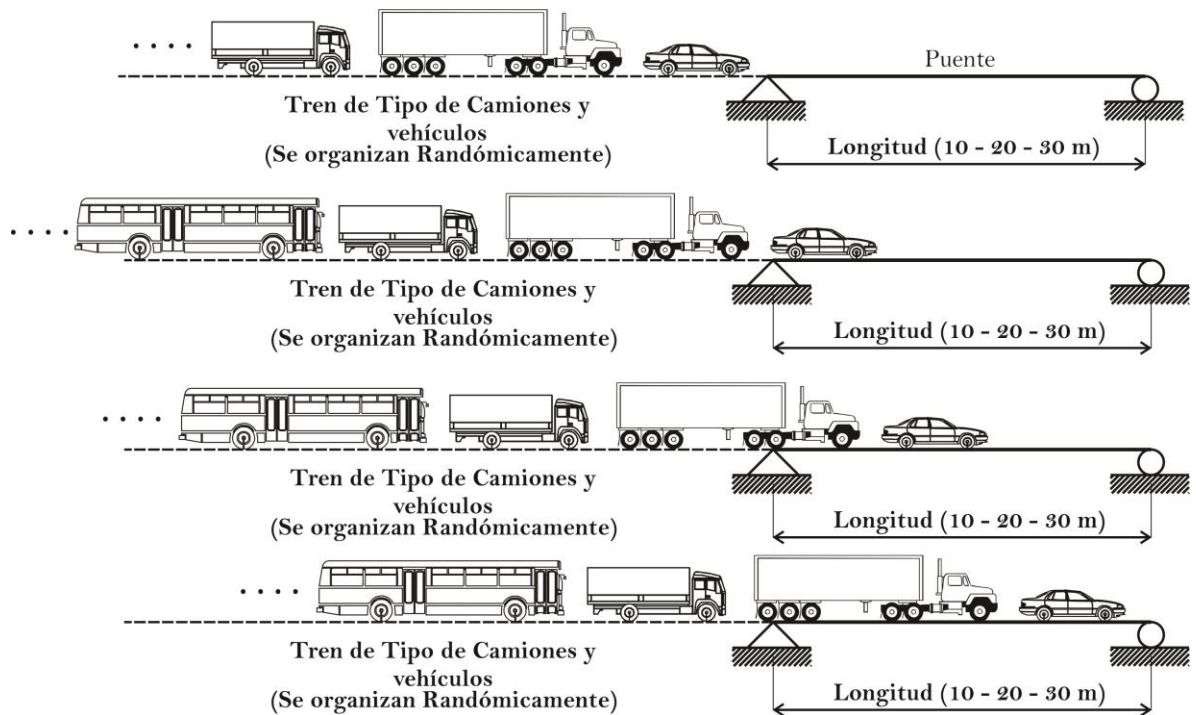


Figura 18. Desplazamiento del tren de camiones por los puentes.

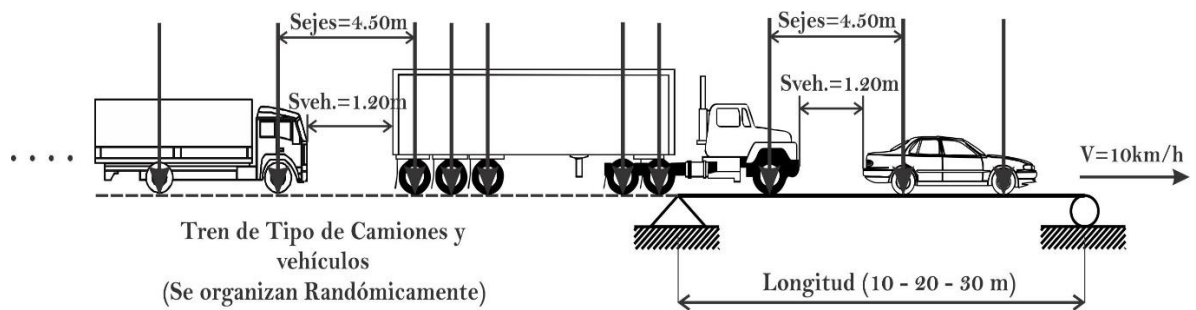


Figura 19. Velocidad del tren de camiones y distancia entre camiones.

4. Se particionó el TPDS en intervalos de 15 minutos, de tal modo que el proceso se pudiese guardar más fácilmente en estas iteraciones de tiempo.
5. En cada iteración se calcula la longitud del tren total $L_{Tren\ Total}$, la longitud de camiones $L_{Tren\ Camiones}$ y la longitud de vacíos L_{Vacios} de la siguiente manera:

$$L_{Tren\ Total} = L_{Tren\ Camiones} + L_{Vacios} \quad (66)$$

$$L_{Tren\ Total} = Velocidad * Tiempo_{15min} \quad (67)$$

$$L_{Camiones} = \sum_{i=1}^n L_i * N_i + S_{ejes} * N_{total} \quad (68)$$

$$L_{Vacios} = L_{Tren\ Total} - L_{Tren\ Camiones} \quad (69)$$

Donde:

L_i : Longitud de cada tipo de camión i , medida desde ejes, en el intervalo de 15 minutos.

N_i : Numero de cada tipo de camión i en el intervalo de 15 minutos.

S_{ejes} : Separación entre cada tipo de camión, medida desde ejes.

N_{total} : Número total de todos los camiones en el intervalo de 15 minutos.

En la Figura 20 se representa los vacíos en la longitud del tren total.

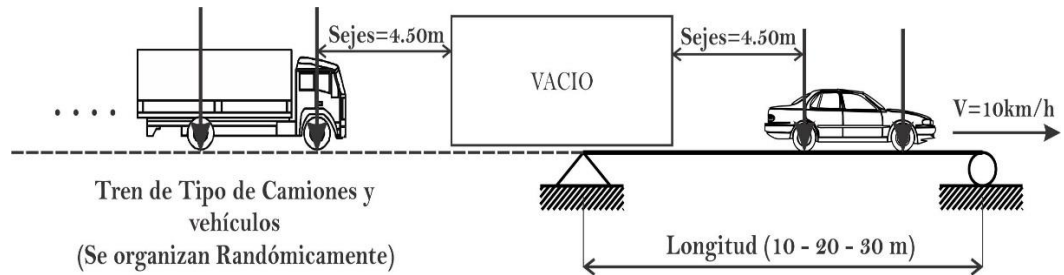


Figura 20. Representación de los vacíos en el Tren Total

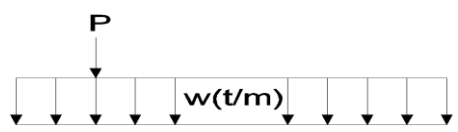
6. Una vez que el tren de camiones se organiza aleatoriamente, éstos pasan por el puente particionado cada 0.1m. En cada paso, se calculan los momentos en centro de luz debido a las solicitaciones M_S y cortante en los apoyos debido a las solicitaciones V_S ; además también se calculan los momentos y cortantes resistentes (M_R y V_R).
7. En cada intervalo de 15 minutos, los resultados de momentos y cortantes, tanto solicitantes como resistentes se guardan en listas, de las cuales se

puede extraer información estadística como la media y la desviación estándar.

8. Luego de obtener los resultados estadísticos, se calcula la probabilidad de falla P_f en cada iteración de 15 minutos, usando la ecuación (62).
9. Una vez obtenido un valor de P_f , se calculan los índices de confiabilidad β de cada intervalo de 15 minutos, asumiendo que las variables se ajustan a una distribución normal de los datos. Se usan las ecuaciones (24) y (28), para la obtención de betas.
10. Ya obtenidos los índices y probabilidad de falla, se determinaron los factores de seguridad parciales centrales y característicos, usando las ecuaciones (50),(51) y (55),(56), respectivamente.

4.1 CALCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES M_R

Con el diseño que se realizó de los tres puentes, se obtuvo el momento debido a las cargas muertas M_D y el momento debido a las cargas vivas M_L de las vigas internas y de las vigas externas, que desde el CCDSP-95, se debe calcular según la longitud del puente, siguiendo las ecuaciones mostradas en la Figura 21.



	LONGITUD		CARGA	
	$L < 28.0$		CAMION C40-95	
Momento	$28.0 \leq L < 100$	Carril	$w = 1.50 - \frac{L - 28}{200}$	$P = 12.0 \text{ t}$
	$L \geq 100$	Carril	$w = 1.14 \text{ t/m}$	$P = 12.0 \text{ t}$
	$L < 24.0$		CAMION C40-95	
Cortante	$24.0 \leq L < 134$	Carril	$w = 1.50 - \frac{L - 24}{300}$	$P = 16.0 \text{ t}$
	$L \geq 134$	Carril	$w = 1.14 \text{ t/m}$	$P = 16.0 \text{ t}$

Figura 21. Cargas y líneas de cargas, según la longitud del puente. [Tomado de (CCDSP-95, 1995)]

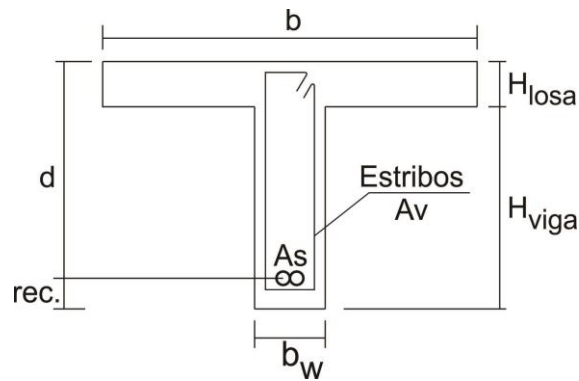


Figura 22. Sección transversal esquemática de los puentes

El procedimiento para obtener de A_s (Acero de refuerzo a flexión) una media y una desviación y volverla una variable aleatoria (dado que los valores de media y desviación en la literatura para puentes en concreto era escasa), requiere del uso de las dimensiones de la sección transversal del puente (Ver Figura 22). Conociendo lo anterior, el procedimiento es el siguiente:

1. Con el momento muerto M_D y el momento vivo (más impacto) M_{L+I} del diseño, se calcula el momento ultimo así:

$$M_U = 1.3M_D + 1.67M_{L+I} \quad (70)$$

2. Se generaron valores aleatorios del esfuerzo a la compresión f'_c (Esfuerzo a la compresión del concreto) y f_y (Esfuerzo a fluencia del acero) con distribución normal, usando los valores de media y desviación que se describen en la Tabla 6.

Tabla 6. Media y desviación de la resistencia del concreto f'_c , el esfuerzo de fluencia del Acero f_y [(NTC 2275, 1997) y (Propiedades Mecánicas del Acero de refuerzo utilizado en Colombia, 2005)].

DESCRIPCIÓN	MEDIA	DESVIACION	MINIMO	MAXIMO
Fy (Mpa)	470.3	25.25	419.93	538.804
DESCRIPCION	F'c	t	DESVIACION	MEDIA
Concreto (21Mpa)	21	1.65	3.5	26.78
Concreto (28Mpa)	28	1.65	3.5	33.78

- Se calculan los valores de K , m y ρ , utilizados en el método Whitney (Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete, 1956)), usando las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{M_u}{bd^2} \quad (71)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} \quad (72)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{0.9f_y}} \right] \quad \rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (73)$$

- Se calcula el A_s , el número de Barras y el $A_{s\ real}$, usando las ecuaciones:

$$A_s = \rho bd \quad (74)$$

$$\#Barras = \frac{A_s}{A_s\ barra\ diseño} \quad (75)$$

$$A_{s\ real} = (A_s\ barra\ diseño)(\#Barras) \quad (76)$$

- Como se genera un vector de $A_{s\ real}$, de este vector se le calculan la media $\mu_{A_{s\ real}}$ y la desviación estándar $\sigma_{A_{s\ real}}$. El cálculo del vector $A_{s\ real}$ se hace para que esta variable no fuera un valor determinístico, sino un valor aleatorio con media y desviación.

El procedimiento para el cálculo del momento resistente M_R , que se realiza en cada movimiento del tren de 0.1m, es el siguiente:

1. Se generan valores aleatorios de $A_{s\,real}$ usando la media y la desviación calculados en el procedimiento anterior.
2. Se generan valores aleatorios de f'_c y f_y .
3. Se calculan m , ρ y K , usando las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} \quad (77)$$

$$\rho = \frac{A_{s\,real}}{bd} \quad (78)$$

$$K = \frac{[1 - (1 - \rho m)^2](0.9f_y)}{2m} \quad (79)$$

4. Se calcula el vector de momentos resistentes M_R usando la siguiente ecuación:

$$M_R = Kbd^2 \quad (80)$$

La Figura 23 resume los dos procedimientos descritos anteriormente.

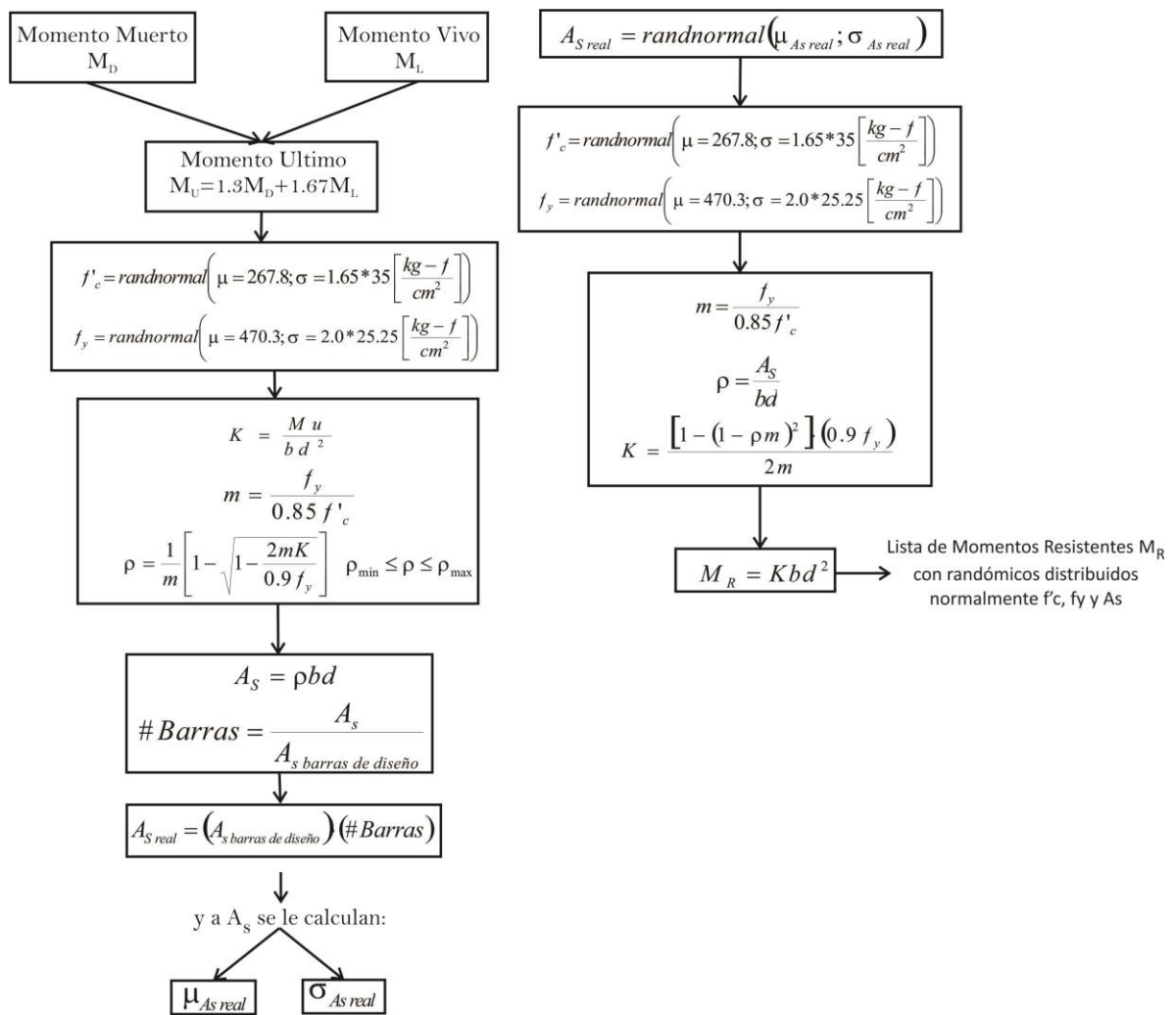


Figura 23. Procedimiento para calcular la Media μ y la Desviación Estándar σ de A_s real. Además procedimiento para calcular el M_R .

4.2 CALCULO DE LOS CORTANTE RESISTENTES V_R

Con el diseño que se realizó de los tres puentes, se obtuvo el cortante debido a las cargas muertas V_D y el cortante debido a las cargas vivas V_L de las vigas internas y de las vigas externas, que desde el CCDSP-95, se debe calcular según la longitud del puente, siguiendo las ecuaciones mostradas en la Figura 21.

El procedimiento, que tuvo en cuenta las dimensiones mostradas en la Figura 22 para obtener de la separación de estribos S , una media y una desviación y volverla

una variable aleatoria (dado que los valores de media y desviación en la literatura para puentes en concreto, era escaso), es el siguiente:

1. Con el cortante muerto V_D y el cortante vivo (más impacto) V_{L+I} del diseño, se calcula el cortante ultimo así:

$$V_U = 1.3V_D + 1.67V_{L+I} \quad (81)$$

2. Se generaron valores aleatorios de f'_c y f_y con distribución normal, usando los valores de media y desviación que se describen en la Tabla 6.
3. Se calculan los valores de fuerza cortante del concreto V_C y del fuerza cortante del acero V_S , usando las siguientes ecuaciones:

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (82)$$

$$V_S = \frac{V_U}{0.85} - V_C \quad (83)$$

4. Se calcula la separación de estribos S , teniendo en cuenta que los valores de este vector deben ser aproximados a su entero inferior más próximo:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_S} \quad (84)$$

5. Del vector generado de S , se calcula la media μ_S y la desviación σ_S .

El procedimiento para el cálculo del cortante resistente V_R , que se realiza en cada movimiento del tren de 0.1m, es el siguiente:

1. Se generan valores aleatorios de S usando la media y la desviación calculados en el procedimiento anterior.
2. Se generan valores aleatorios de f'_c y f_y .
3. Se calculan V_S y V_C usando las siguientes ecuaciones:

$$V_S = \frac{A_v f_y d}{S} \quad (85)$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (86)$$

4. Se calcula el vector de cortantes resistentes V_R usando la siguiente ecuación:

$$V_R = 0.85 (V_S + V_C) \quad (87)$$

La Figura 24 resume los dos procedimientos descritos anteriormente.

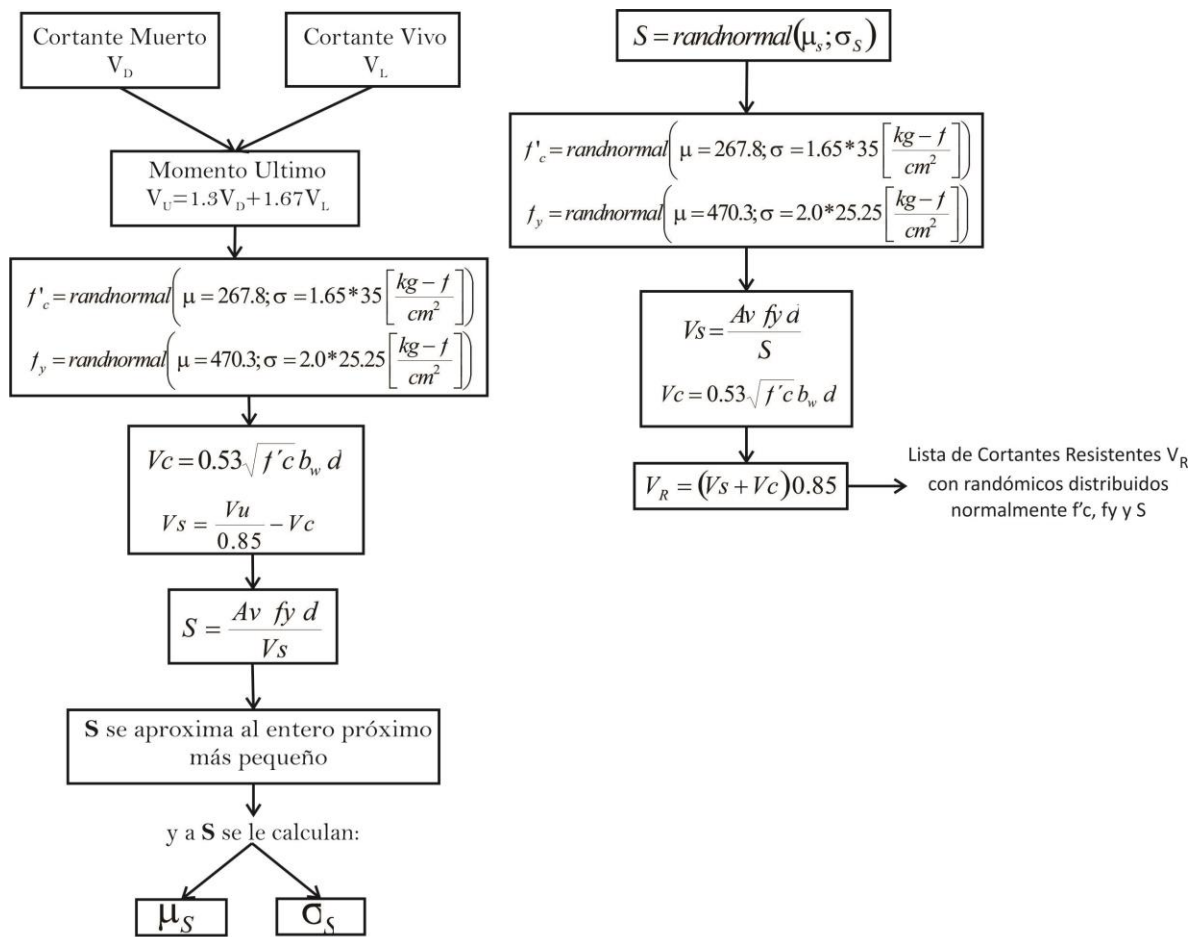


Figura 24. Procedimiento para calcular la Media μ y la Desviación Estándar σ de la separación de estribos S . Además procedimiento para calcular el V_R .

4.3 CALCULO DE LOS MOMENTOS SOLICITANTES M_S

Para el cálculo de los momentos solicitantes, se usó del siguiente procedimiento:

1. Una vez que ya se tiene el tren de camiones construido aleatoriamente, el tren pasa por el puente en intervalos de 0.1 metros (que es la precisión usada) y en cada intervalo se calcula el momento en centro de luz de la solicitación, por medio de la metodología de líneas de influencia, usando la ecuación (88). Esta ecuación nos arroja el resultado del momento vivo solicitante $M_{L\text{ solicitante}}$ (Ver Figura 25). Se usó una sola línea de carga, por lo que el peso de la llanta es igual a la mitad del peso del eje.

$$M_{L\text{ solicitante}} = M_C = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_{EJE}}{2} \right) \cdot y_i \quad (88)$$

Donde:

$\frac{P_{EJE}}{2}$: Peso de la llanta del eje i .

y_i : Altura de la línea de influencia.

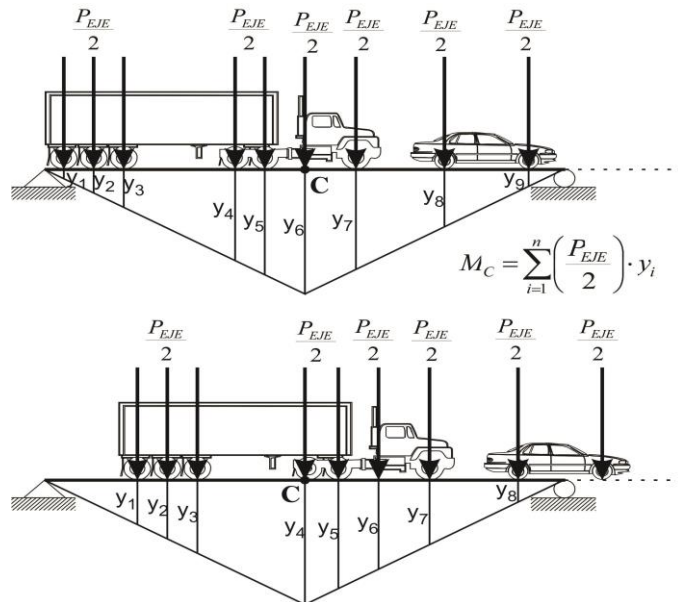


Figura 25. Representación de las cargas de las llantas y las líneas de influencia para el cálculo del momento M_C .

2. Si se está analizando la viga interior del puente, se calculan los pesos muertos solicitantes W_D , usando las siguientes ecuaciones, teniendo en

cuenta que la densidad del concreto $dConcreto$, se generó con valores aleatorios de distribución normal tomados de la Tabla 6:

$$dConcreto = randnomal\left(\mu = 2.4 \frac{t}{m^3}; \sigma = 0.2 \frac{t}{m^3}\right) \quad (89)$$

$$PesoLosa = (LA)(H_{\min LOSA})(dConcreto) \quad (90)$$

$$Peso CR = (H_{CR})(LA)(dAsfalto) \quad (91)$$

$$Peso Viga = (b_w)(H_{viga})(dConcreto) \quad (92)$$

$$W_D = PesoLosa + Peso CR + Peso Viga \quad (93)$$

$$Peso DC = (AD)(LV)(dConcreto)(H_{viga} - H_{DI}) \quad (94)$$

3. Si se está analizando la viga exterior del puente, se calculan los pesos muertos solicitantes W_D , usando las siguientes ecuaciones, teniendo en cuenta que la densidad del concreto $dConcreto$, se generó con valores aleatorios de distribución normal tomados de la Tabla 6:

$$dConcreto = randnomal\left(\mu = 2.4 \frac{t}{m^3}; \sigma = 0.2 \frac{t}{m^3}\right) \quad (95)$$

$$PesoLosa = \left[\left[\frac{(H_{\min LOSA}) + (H_{\max LOSA})}{2} \right] (L_{Vol}) + \left(\frac{L_{ejes} V + b_w}{2} \right) (H_{\min LOSA}) \right] (dConcreto) \quad (96)$$

$$Peso CR = \left(L_{vol} + \frac{L_{ejes} V + b_w}{2} \right) (H_{CR})(dAsfalto) \quad (97)$$

$$Peso Bord. = (H_{Bord.})(AB)(dConcreto) \quad (98)$$

$$Peso Viga = (b_w)(H_{viga})(dConcreto) \quad (99)$$

$$W_D = PesoLosa + Peso CR + Peso Viga + Peso Bord. + Peso Bara. \quad (100)$$

$$Peso DC = \frac{(AD)(LV)(dConcreto)(H_{viga} - H_{DI})}{2} \quad (101)$$

Donde:

$dConcreto$: Densidad del Concreto.

LA : Longitud Aferente de la sección transversal del puente.

$H_{\min LOSA}$: Altura mínima de la losa del puente.

$H_{\max LOSA}$: Altura máxima de la losa del puente.

$Peso CR$: Peso de la capa de rodadura.

H_{CR} : Altura de la capa de rodadura.

$dAsfalto$: Densidad del Asfalto.

b_w : Base o ancho de la viga analizada.

H_{viga} : Altura de la viga analizada.

$Peso DC$: Peso del Diafragma central.

AD : Ancho del diafragma central.

LV : Longitud entre viguetas.

L_{Vol} : Longitud del voladizo.

$L_{ejes V}$: Longitud entre ejes de viguetas.

$Peso Bord.$: Peso Bordillo.

$H_{Bord.}$: Altura del bordillo.

AB : Ancho del bordillo.

$Peso Bara.$: Peso de la baranda.

H_{DI} : Altura del diafragma inferior.

Para entender mejor las variables usadas anteriormente, ver Figura 26.

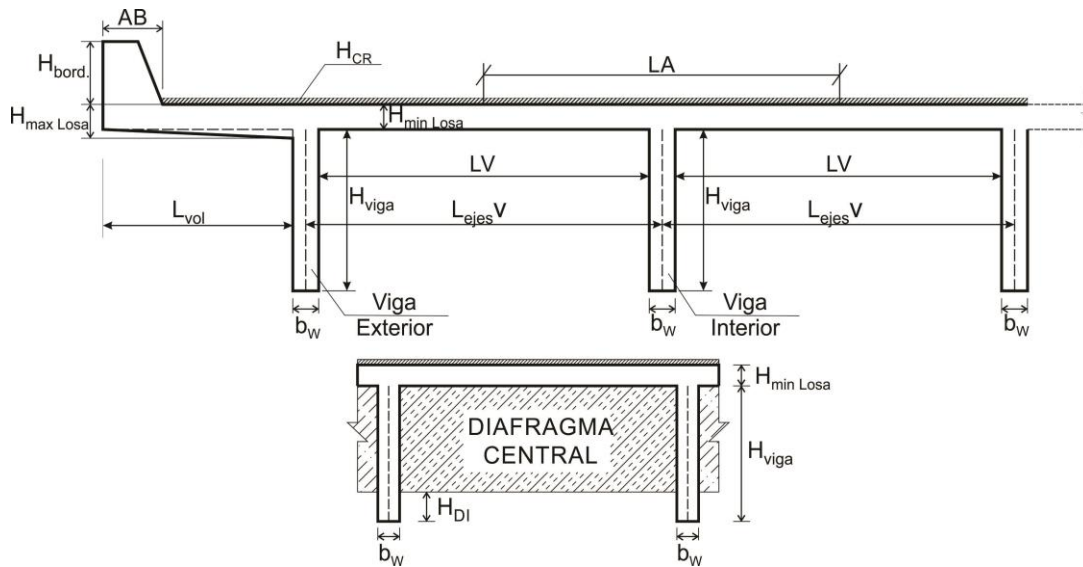


Figura 26. Sección transversal de los puentes con las variables usadas

- Se calcula el momento muerto solicitante $M_{D \text{ solicitante}}$ en centro de luz, usando la ecuación:

$$M_{D \text{ solicitante}} = \frac{(P_{DC})(\text{Long. Puente})}{4} + \frac{(W_D)(\text{Long. Puente})^2}{8} \quad (102)$$

En la Figura 27 se puede detallar el concepto estático de la ecuación (102).

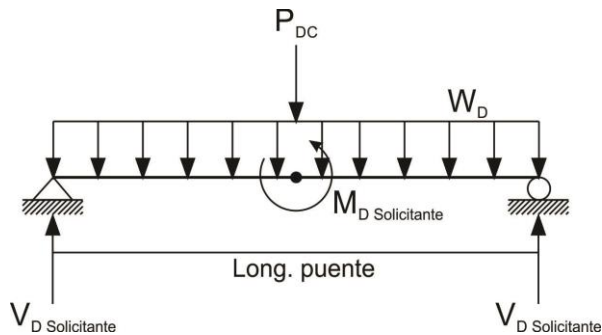


Figura 27. Representación del momento y cortante muerto solicitante en los puentes.

- Se calcula el momento solicitante M_S como la suma del momento solicitante muerto $M_{D \text{ solicitante}}$ y el momento solicitante vivo $M_{L \text{ solicitante}}$:

$$M_S = M_{D \text{ solicitante}} + M_{L \text{ solicitante}} \quad (103)$$

4.4 CALCULO DE LOS CORTANTES SOLICITANTES V_S

Para el cálculo de los cortantes solicitantes, se usó del siguiente procedimiento:

1. Una vez que ya se tiene el tren de camiones construido aleatoriamente, el tren pasa por el puente en intervalos de 0.1 metros (que es la precisión usada) y en cada intervalo se calcula los cortantes solicitantes vivos $V_{L \text{ solicitantes}}$, en cada uno de los apoyos (Apoyo A y B) (Ver Figura 28), por medio de la metodología de líneas de influencia, usando las ecuaciones (104) y (105). Des estos dos valores de cortantes vivos solicitantes calculados, se escoge el mayor de los dos.

$$V_{L \text{ solicitante}} = V_A = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_{EJE}}{2} \right) \cdot y_i \quad (104)$$

$$V_{L \text{ solicitante}} = V_B = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_{EJE}}{2} \right) \cdot y_i \quad (105)$$

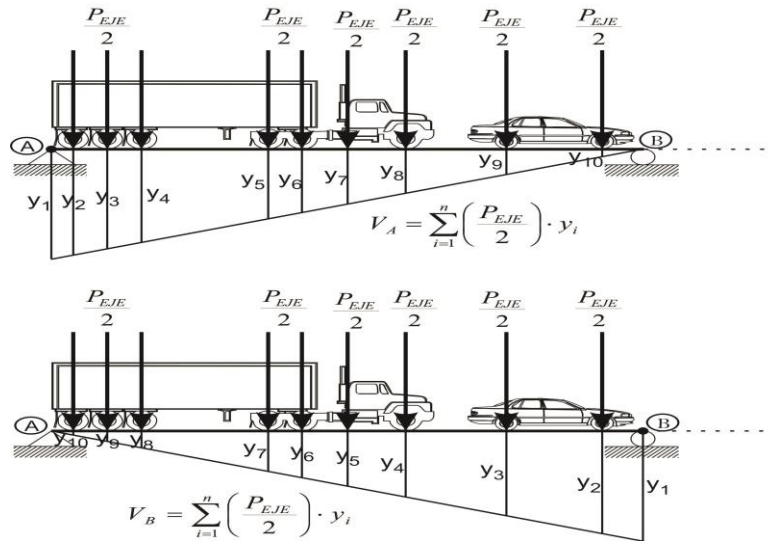


Figura 28. Representación de las cargas de las llantas y las líneas de influencia para el cálculo de los cortantes V_A y V_B .

2. Si se está analizando la viga interior del puente, se calculan los pesos muertos solicitantes W_D , usando las ecuaciones (89), (90), (91), (92), (93) y (94), teniendo en cuenta que la densidad del concreto, se generó con valores aleatorios de distribución normal.
3. Si se está analizando la viga exterior del puente, se calculan los pesos muertos solicitantes W_D , usando las ecuaciones (95), (96), (97), (98), (99), (100) y (101), teniendo en cuenta que la densidad del concreto, se generó con valores aleatorios de distribución normal:
4. Se calcula el cortante muerto solicitante $V_{D \text{ solicitante}}$ en los apoyos, usando la ecuación:

$$V_{D \text{ solicitante}} = \frac{(P_{DC})}{2} + \frac{(W_D)(Long. Puente)}{2} \quad (106)$$

5. Se calcula el cortante solicitante V_S como la suma del cortante solicitante Muerto $V_{D \text{ solicitante}}$ y el cortante solicitante Vivo $V_{L \text{ solicitante}}$:

$$V_S = V_{D \text{ solicitante}} + V_{L \text{ solicitante}} \quad (107)$$

5. RESULTADOS

En el capítulo 4 se explicó el procedimiento para obtener los resultados que se muestran en este capítulo. En este capítulo se mostraran los cálculos de los puentes, en tablas y gráficas, de tal manera que quede especificado claramente la definición del índice de confiabilidad β , los factores de seguridad parciales y característicos y las probabilidades de falla, teniendo algunas simplificaciones, tales como: se asumió que las variables que se consideran aleatorias, tienen una distribución normal estadística; las frecuencias estadísticas obtenidas de los momentos y cortantes, tanto solicitantes como resistentes, de cada puente, se ajustaron a una distribución normal; en el tren de camiones pasando sobre el puente, solo se tuvo en cuenta un carril, llamado carril de diseño, y de ese carril solo se analizó una línea de ruedas (carga de llantas), pero las fuerzas calculadas para cada viga del puente (viga interior y viga exterior) se mayoraron tanto con el factor de impacto I y los factores de rueda (FR) que se usan en la CCDSP-95, según si se está analizando la viga interior o la viga exterior.

5.1 PUENTE DE 30m CON CONTEO DE LA ESTACION 146 (FLORIDABLANCA-PIEDRECUESTA)

En el análisis de resultados se desarrollaron inicialmente los histogramas o diagramas de frecuencia de los momentos y cortantes solicitantes; y momentos y cortantes resistentes para las vigas interiores y exteriores del puente. Cada gráfica, tiene un tamaño de muestra de 96 iteraciones, donde cada iteración es el paso de un tren de vehículos sobre el puente en un tiempo de 15 minutos. Estos resultados se pueden detallar en las Figura 29 yFigura 30.

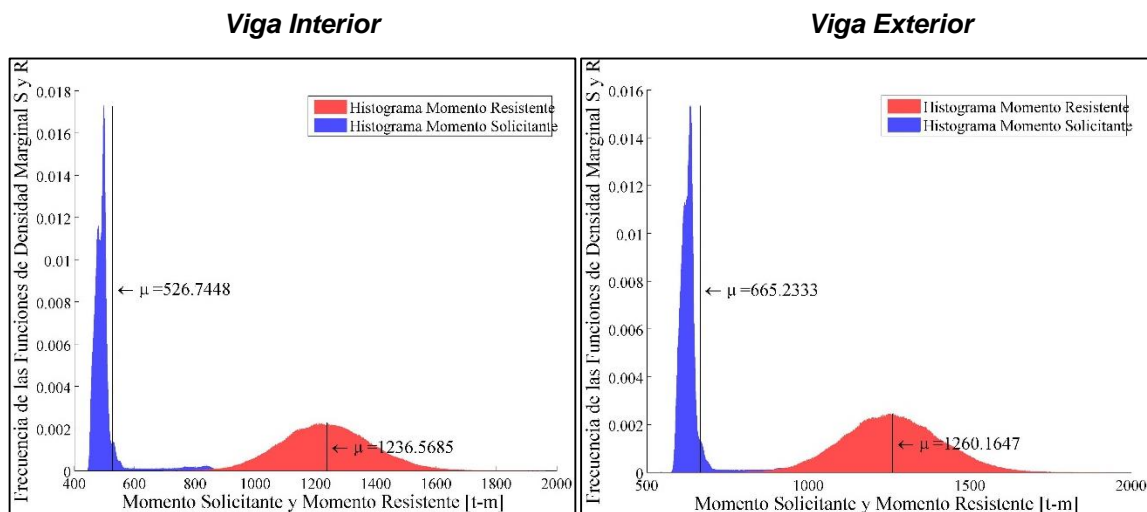


Figura 29. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente – Puente 30m – 96 iteraciones.

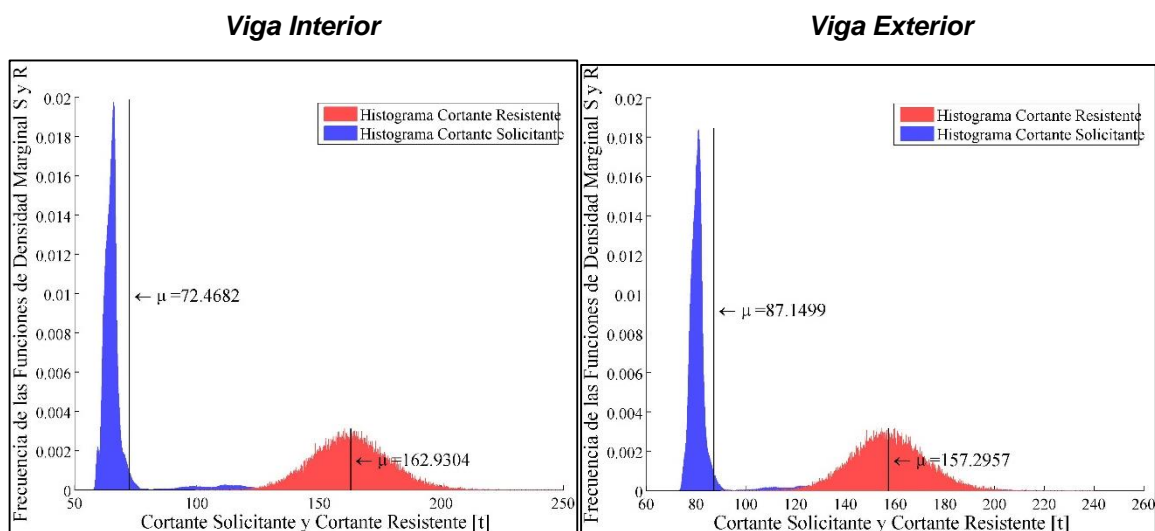


Figura 30. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente – Puente 30m – 96 iteraciones.

Las figuras anteriores, que muestran los histogramas de la resistencia y la sollicitación de los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos, están ajustados a distribuciones normales, de tal manera que esta sería una simplificación del sistema para el cálculo de los índices de confiabilidad.

En la Tabla 7, se muestra los resultados de medias μ y desviaciones estándar σ , de las vigas interiores y exteriores de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes.

Tabla 7. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 10m – 96 iteraciones.

Tipo de Esfuerzo	Viga Interior		Viga Exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	526.74	139.41	665.23	142.18
Momento Resistente [t-m]	1236.57	147.40	1260.16	149.48
Cortante Solicitante [t]	72.47	24.53	87.15	22.24
Cortante Resistente [t]	162.93	15.08	157.30	14.42

Las frecuencias de la ecuación de estado límite, se muestran en las Figura 31 y Figura 32. En estas figuras se muestra un índice de confiabilidad, el cual corresponde al calculado con la ecuación (24).

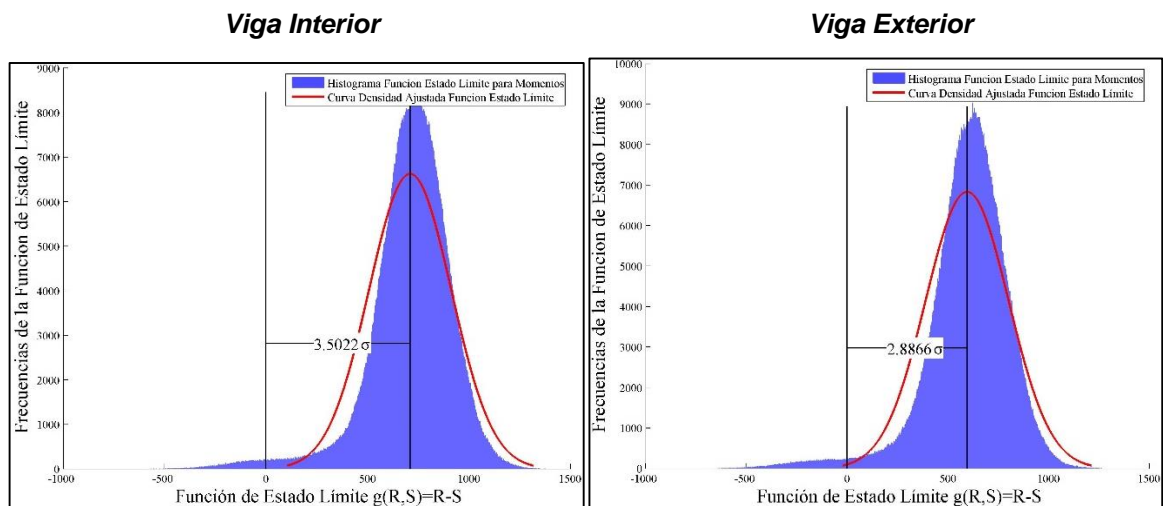


Figura 31. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R,S) = M_R - M_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 30m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

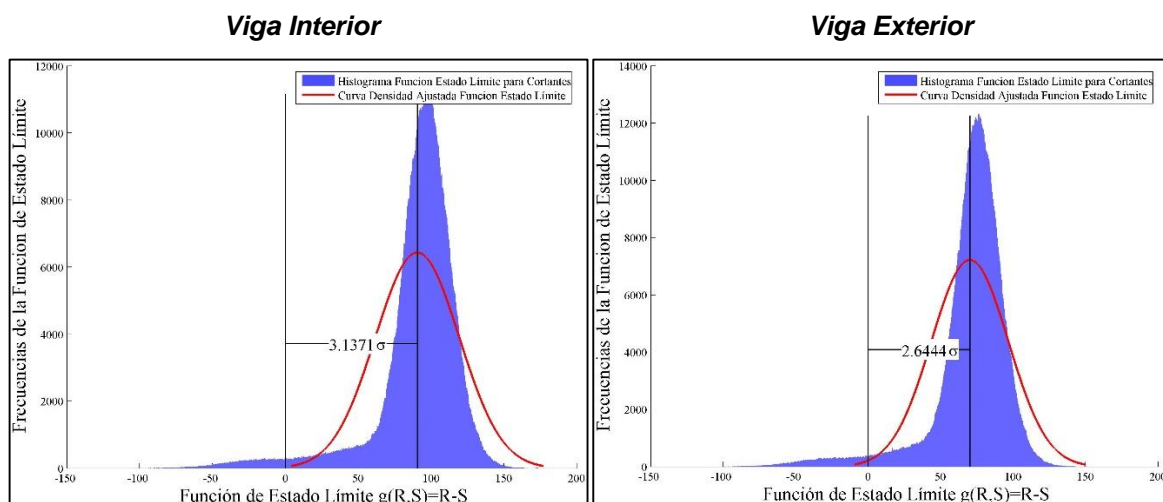


Figura 32. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R,S) = V_R - V_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 30m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

Los índices de confiabilidad calculados con las ecuaciones (24) y (28) para la viga interior y exterior de los momentos en centro de luz y cortante en los apoyos, se muestran en la Tabla 8. Además también se muestran las probabilidades de falla

para cada viga, calculadas con la ecuación (62) y los factores de seguridad parciales centrales y característicos.

Tabla 8. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m – 96 iteraciones.

Puente longitud 30 m				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	3.50	3.14	2.88	2.65
Beta Ecuación (24)	3.50	3.14	2.89	2.64
P_f	0.0129	0.0260	0.0206	0.0343
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.70	0.79	0.76	0.82
ϕ Ecuación (28)	0.93	0.97	0.99	1.01
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.66	1.77	1.44	1.49
γ Ecuación (28)	1.08	1.06	1.01	0.99
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.70	0.79	0.76	0.82
ϕ Ecuación (24)	0.93	0.97	0.99	1.01
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.66	1.77	1.44	1.49
γ Ecuación (24)	1.08	1.06	1.01	0.99

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la sollicitación característica según ecuación (56).

En las Figura 33 y Figura 34 se muestra la tendencia de la simulación que demuestra que a mayor número de iteraciones, más se estabiliza la probabilidad de falla. En la simulación se muestran un día de tráfico, que se miden en 96 intervalos de 15 minutos.

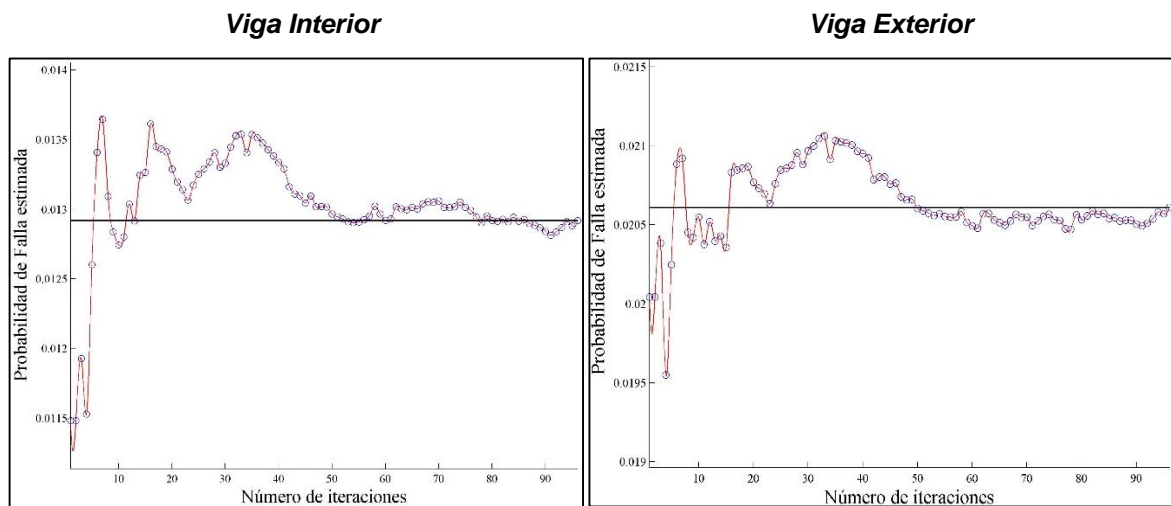


Figura 33. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 30m, respectivamente - 96 iteraciones

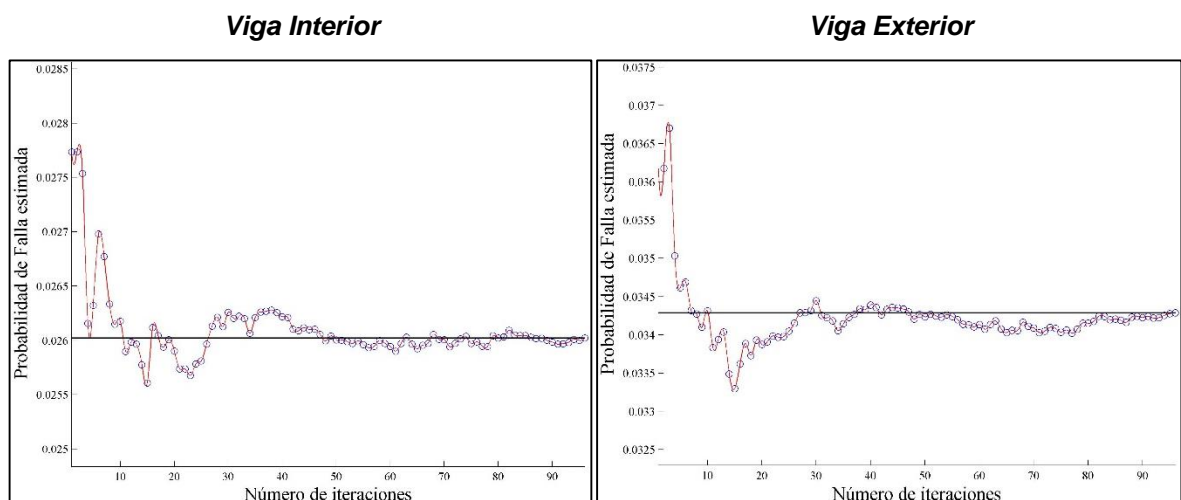


Figura 34. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 30m, respectivamente - 96 iteraciones

En las Figura 35 y Figura 36 se muestran la zona de falla y la zona segura de la ecuación de estado límite o margen de seguridad $g(R,S) = M_R - M_S$ y $g(R,S) = V_R - V_S$. Se representan gráficamente las ecuaciones (16), (17) y (18).

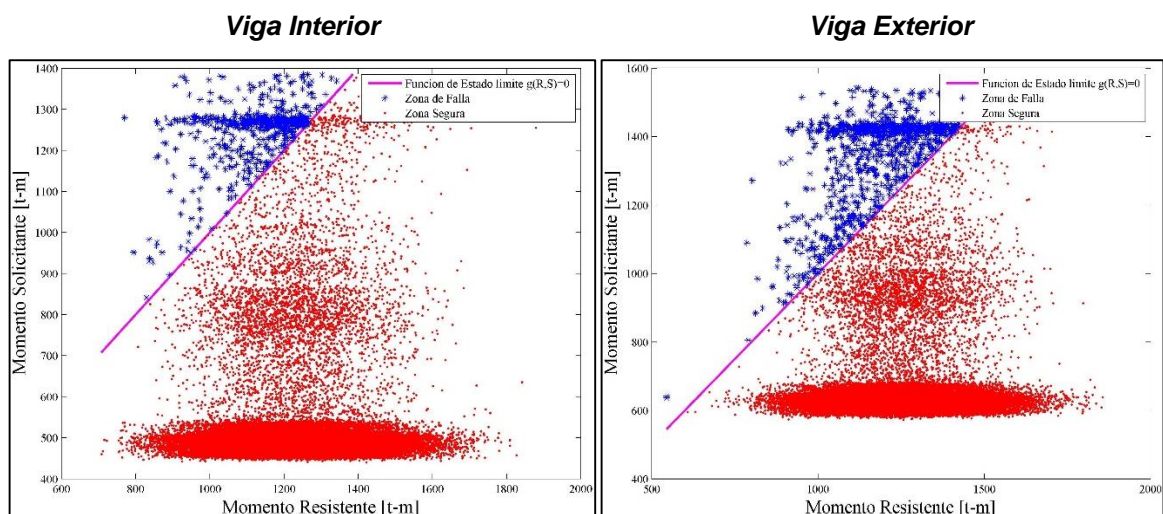


Figura 35. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- Viga interior y viga exterior, respectivamente - Puente de 30m - 2 iteraciones.

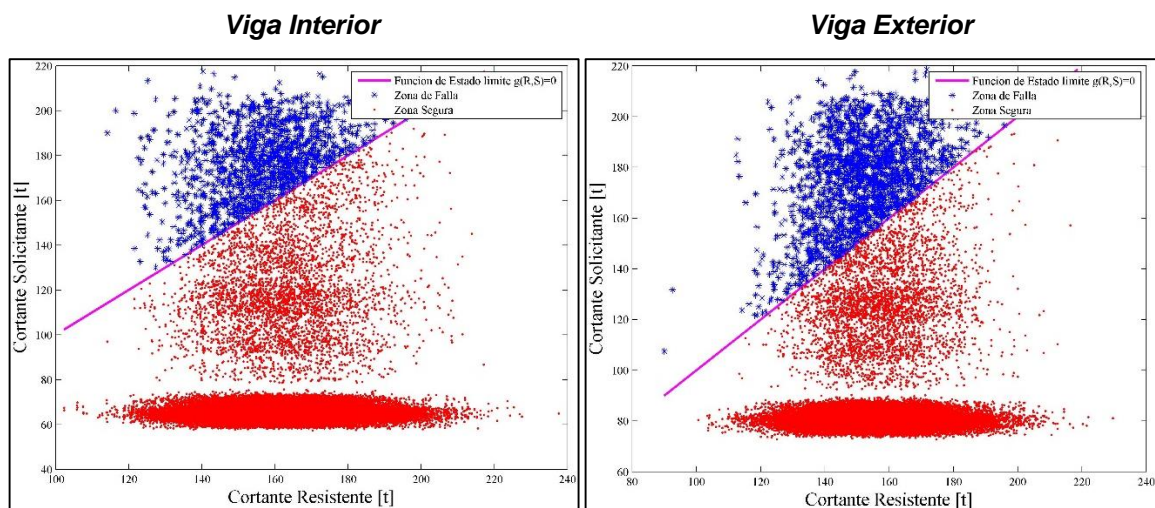


Figura 36. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de cortantes- Viga interior y viga exterior, respectivamente - Puente de 30m - 2 iteraciones.

5.2 PUENTE DE 20m CON CONTEO DE LA ESTACION 146 (FLORIDABLANCA-PIEDECUESTA)

En el análisis de resultados se desarrollaron inicialmente los histogramas o diagramas de frecuencia de los momentos y cortantes solicitantes; y momentos y cortantes resistentes para las vigas interiores y exteriores del puente. Cada gráfica, tiene un tamaño de muestra de 96 iteraciones, donde cada iteración es el paso de un tren de vehículos sobre el puente en un tiempo de 15 minutos. Estos resultados se pueden detallar en las Figura 37 y Figura 38.

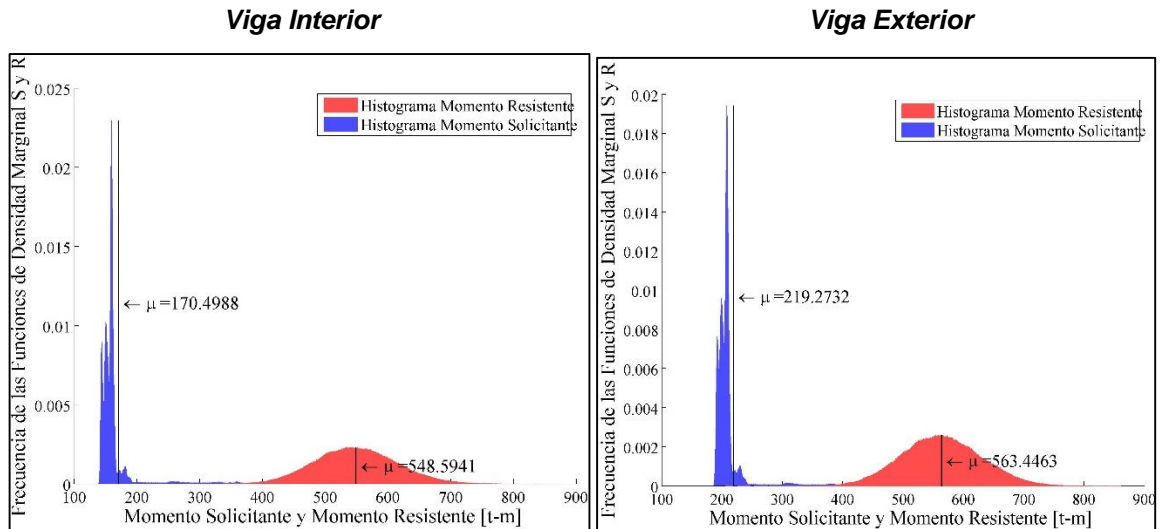


Figura 37. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente-Puente 20m- 96 iteraciones.

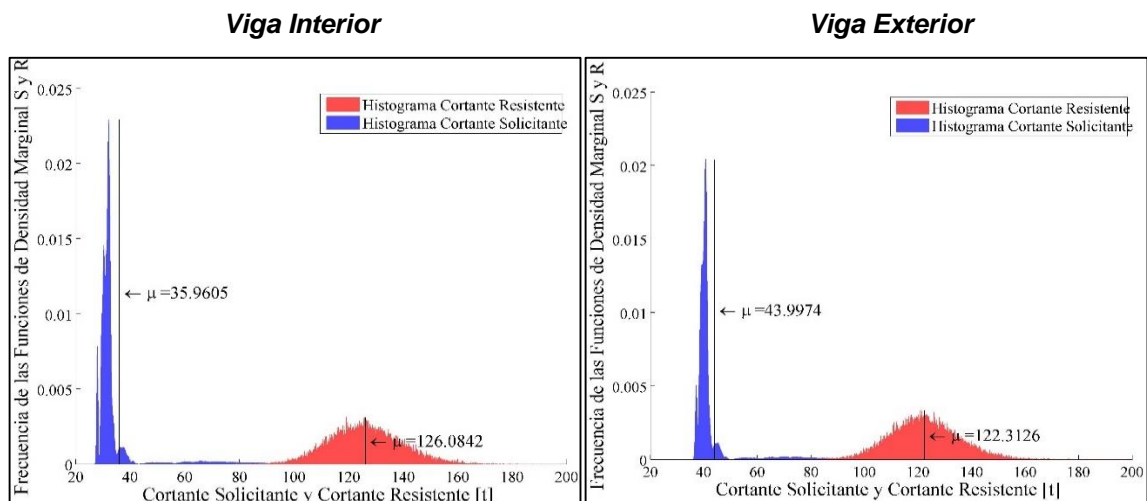


Figura 38. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente-Puente 20m- 96 iteraciones.

Las figuras anteriores, que muestran los histogramas de la Resistencia y la Solicitación de los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos, están ajustados a distribuciones normales, de tal manera que esta sería una simplificación del sistema para el cálculo de los índices de confiabilidad.

En la Tabla 9, se muestra los resultados de medias μ y desviaciones estándar σ , de las vigas interiores y exteriores de los momentos y cortantes Solicitantes y Resistentes.

Tabla 9. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 20m – 96 iteraciones.

Tipo de esfuerzo	Viga Interior		Viga Exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	170.499	55.305	219.273	56.422
Momento Resistente [t-m]	548.594	65.206	563.446	66.744
Cortante Solicitante [t]	35.961	15.676	43.997	13.327
Cortante Resistente [t]	126.084	12.856	122.313	12.341

Las frecuencias de la ecuación de estado límite, se muestran en las Figura 39 y Figura 40. En estas figuras se muestra un índice de confiabilidad, el cual corresponde al calculado con la ecuación (24).

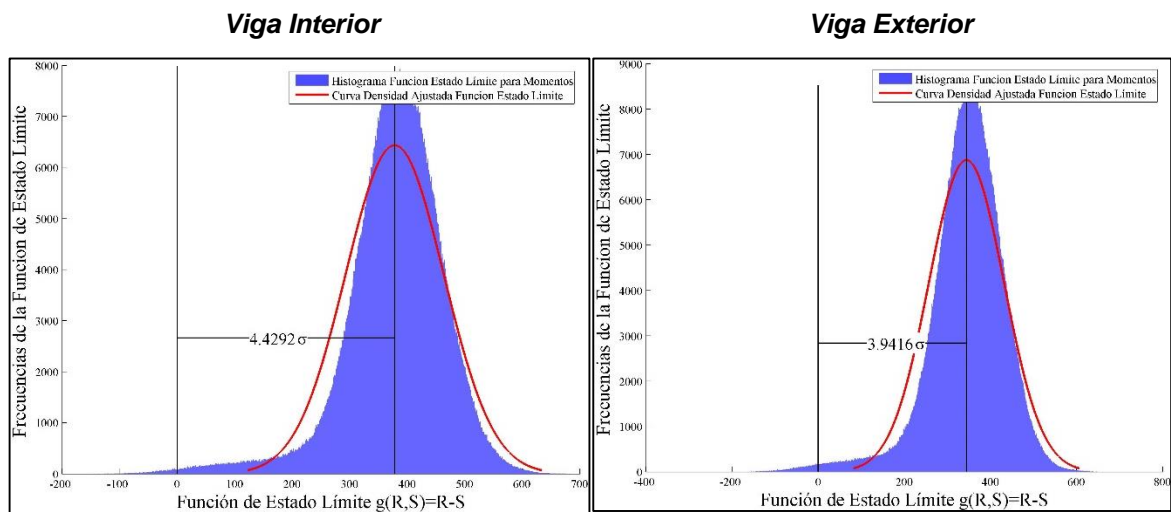


Figura 39. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R,S) = M_R - M_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 20m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

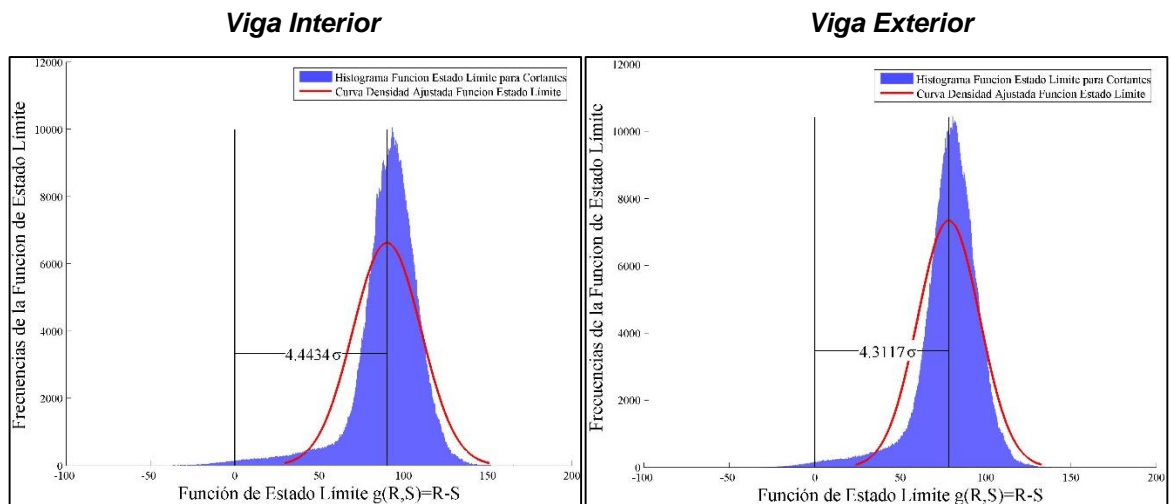


Figura 40. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R,S) = V_R - V_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 20m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

Los índices de confiabilidad calculados con las ecuaciones (24) y (28) para la viga interior y exterior de los momentos en centro de luz y cortante en los apoyos, se muestran en la Tabla 10. Además también se muestran las probabilidades de falla

para cada viga, calculadas con la ecuación (62) y los factores de seguridad parciales centrales y característicos.

Tabla 10. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 20m – 96 iteraciones.

Puente longitud 20 m				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	4.42	4.45	3.94	4.31
Beta Ecuación (24)	4.43	4.44	3.94	4.31
P_f	0.0027	0.0054	0.0062	0.0049
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.63	0.68	0.67	0.69
ϕ Ecuación (28)	0.82	0.85	0.88	0.87
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	2.02	2.38	1.72	1.92
γ Ecuación (28)	1.22	1.27	1.13	1.20
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.63	0.68	0.67	0.69
ϕ Ecuación (24)	0.82	0.85	0.88	0.87
γ Ecuación (24)	2.02	2.38	1.72	1.92
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.22	1.27	1.14	1.20

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la sollicitación característica según ecuación (56).

En las Figura 41 y Figura 42 se muestra la tendencia de la simulación que demuestra que a mayor número de iteraciones, más se estabiliza la probabilidad de falla. En la simulación se muestran un día de tráfico, que se miden en 96 intervalos de 15 minutos.

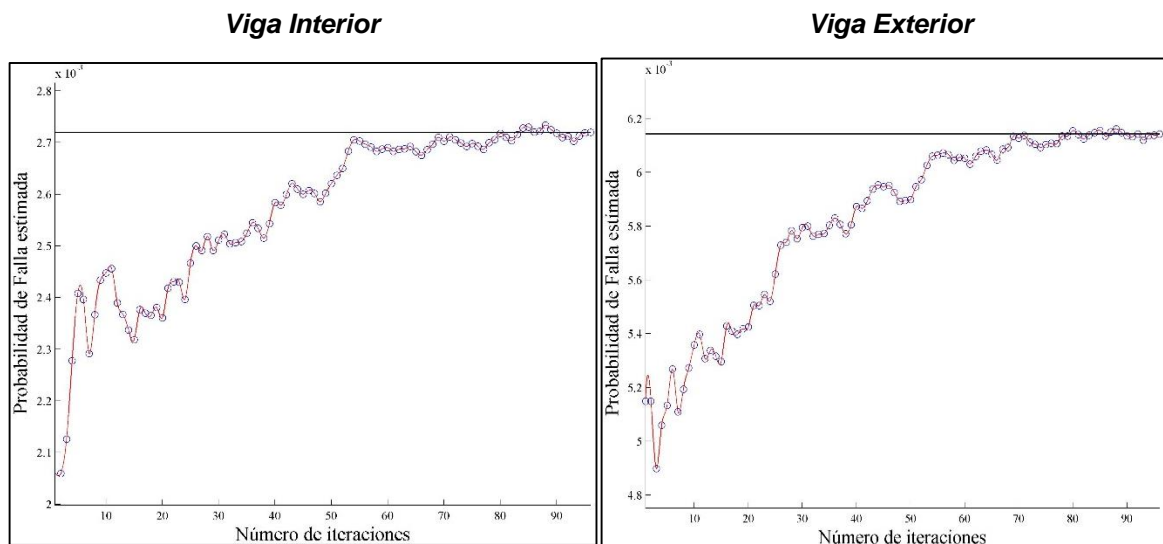


Figura 41. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 20m, respectivamente - 96 iteraciones.

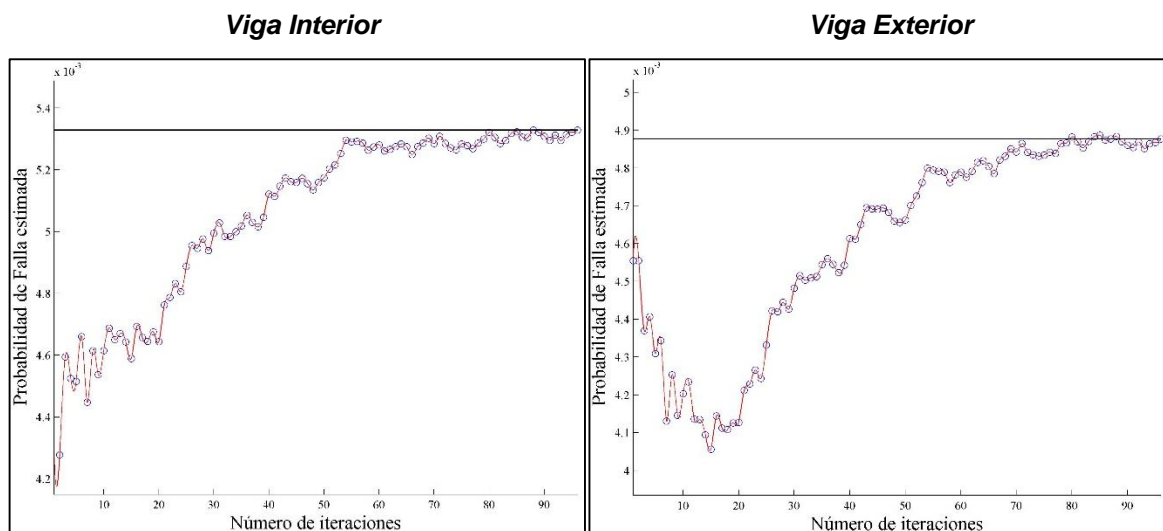


Figura 42. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 20m, respectivamente - 96 iteraciones.

En las Figura 43 y Figura 44 se muestran la zona de falla y la zona segura de la ecuación de estado límite o margen de seguridad $g(R,S) = M_R - M_S$ y $g(R,S) = V_R - V_S$. Se representan gráficamente las ecuaciones (16), (17) y (18).

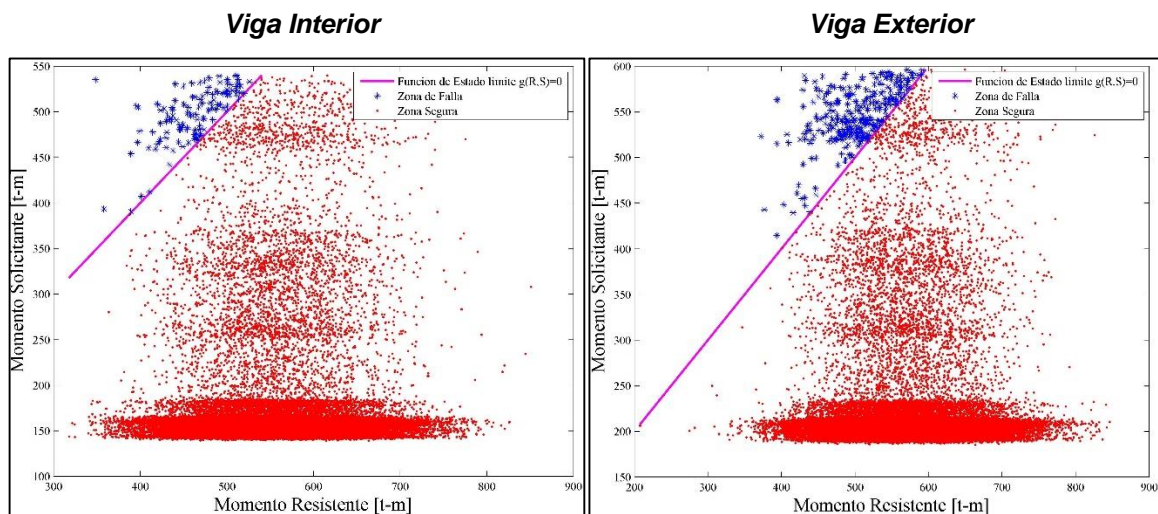


Figura 43. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- Viga Interior y viga exterior - Puente de 20m - 2 iteraciones.

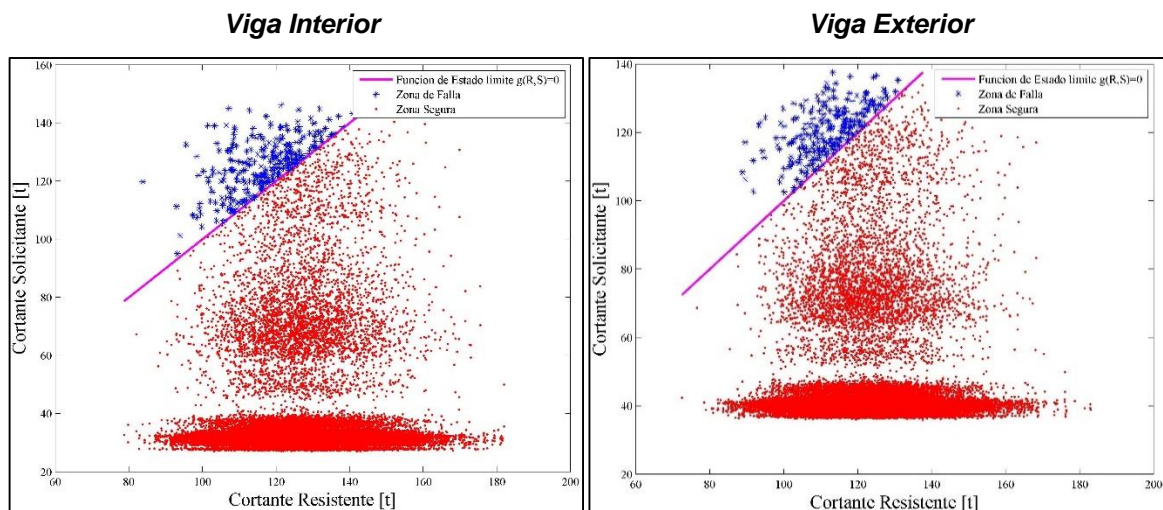


Figura 44. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de Cortantes- Viga interior y viga exterior - Puente de 20m - 2 iteraciones.

5.3 PUENTE DE 10m CON CONTEO DE LA ESTACION 146 (FLORIDABLANCA-PIEDRECUESTA)

En el análisis de resultados se desarrollaron inicialmente los histogramas o diagramas de frecuencia de los momentos y cortantes solicitantes; y momentos y cortantes resistentes para las vigas interiores y exteriores del puente. Cada gráfica,

tiene un tamaño de muestra de 96 iteraciones, donde cada iteración es el paso de un tren de vehículos sobre el puente en un tiempo de 15 minutos. Estos resultados se pueden detallar en las Figura 45 y Figura 46.

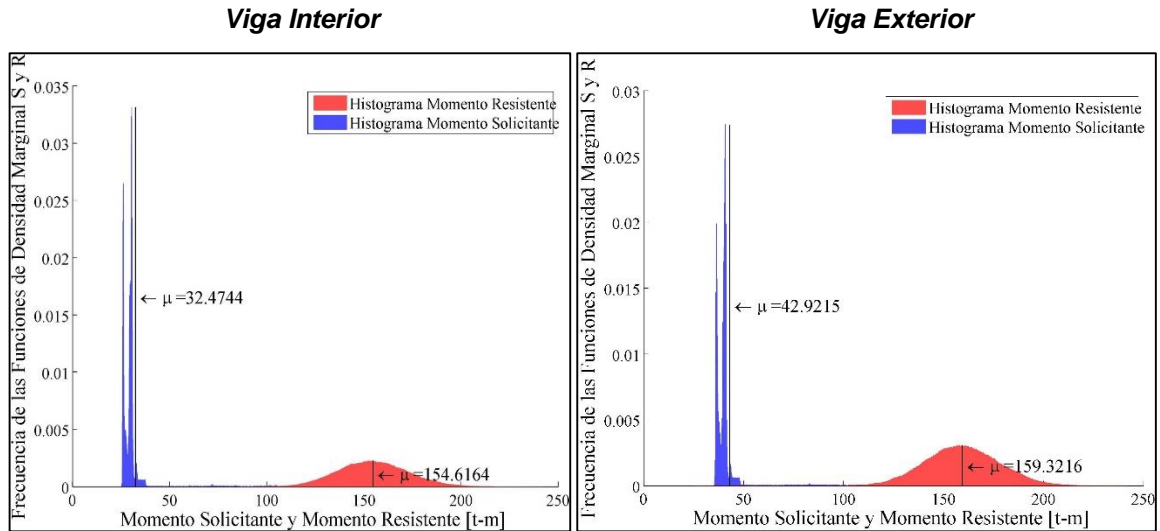


Figura 45. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente - Puente 10m – 96 iteraciones.

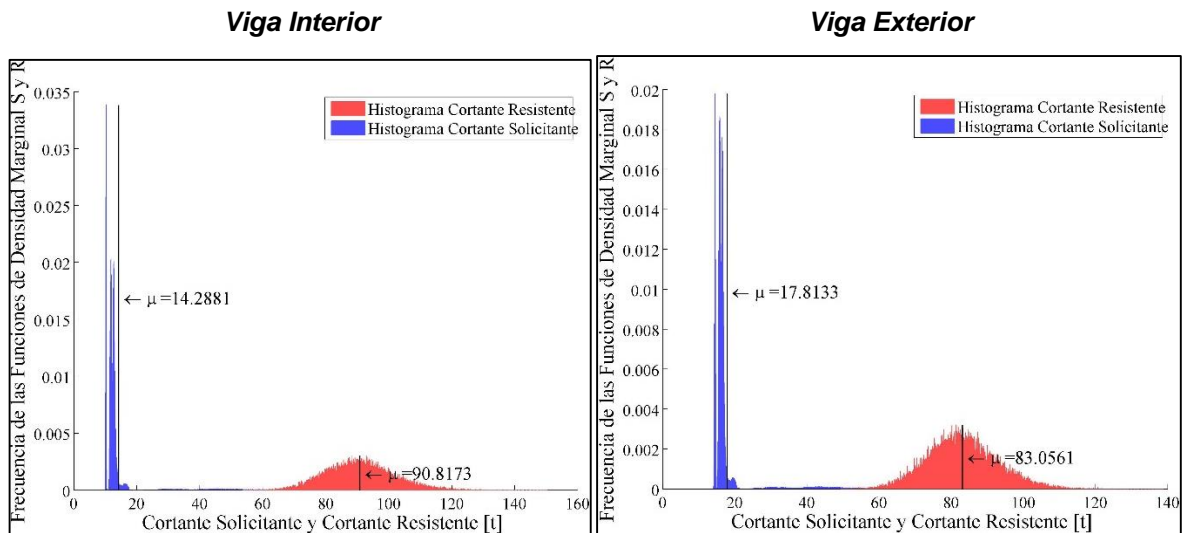


Figura 46. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente – Puente 10m – 96 iteraciones.

Las figuras anteriores, que muestran los histogramas de la Resistencia y la Solicitación de los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos, están ajustados a distribuciones normales, de tal manera que esta sería una simplificación del sistema para el cálculo de los índices de confiabilidad.

En la Tabla 11, se muestra los resultados de medias μ y desviaciones estándar σ , de las vigas interiores y exteriores de los momentos y cortantes Solicitantes y Resistentes.

Tabla 11. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 10m – 96 iteraciones.

Tipo de esfuerzo	Viga interior		Viga exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	32.47	14.48	42.92	14.72
Momento Resistente [t-m]	154.62	18.07	159.32	18.53
Cortante Solicitante [t]	14.29	8.68	17.81	7.11
Cortante Resistente [t]	90.82	10.76	83.06	9.57

Las frecuencias de la ecuación de estado límite, se muestran en las Figura 47 y Figura 48. En estas figuras se muestra un índice de confiabilidad, el cual corresponde al calculado con la ecuación (24).

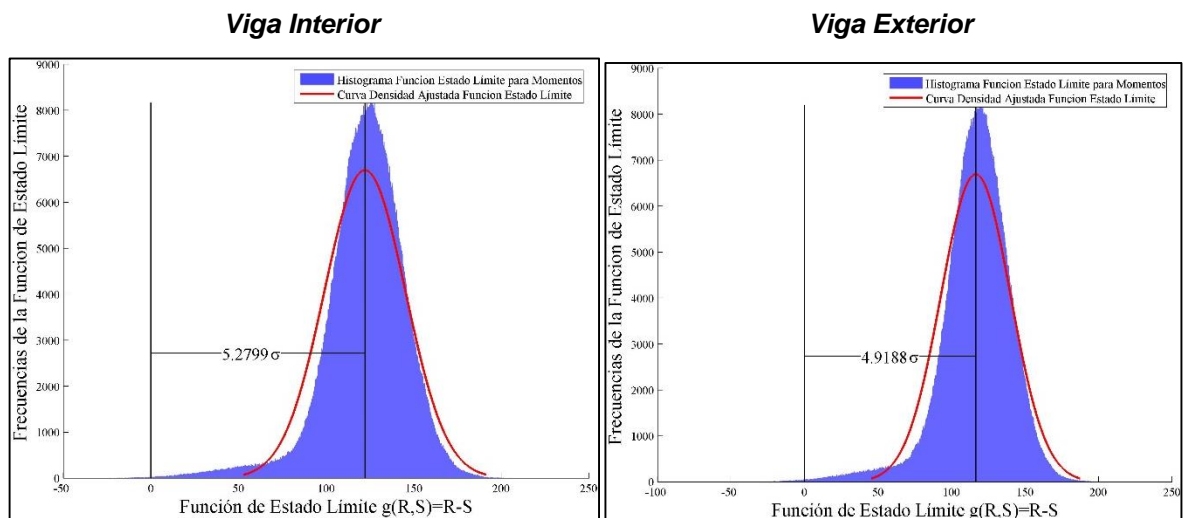


Figura 47. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R, S) = M_R - M_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 10m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitud están distribuidas normalmente -96 iteraciones.

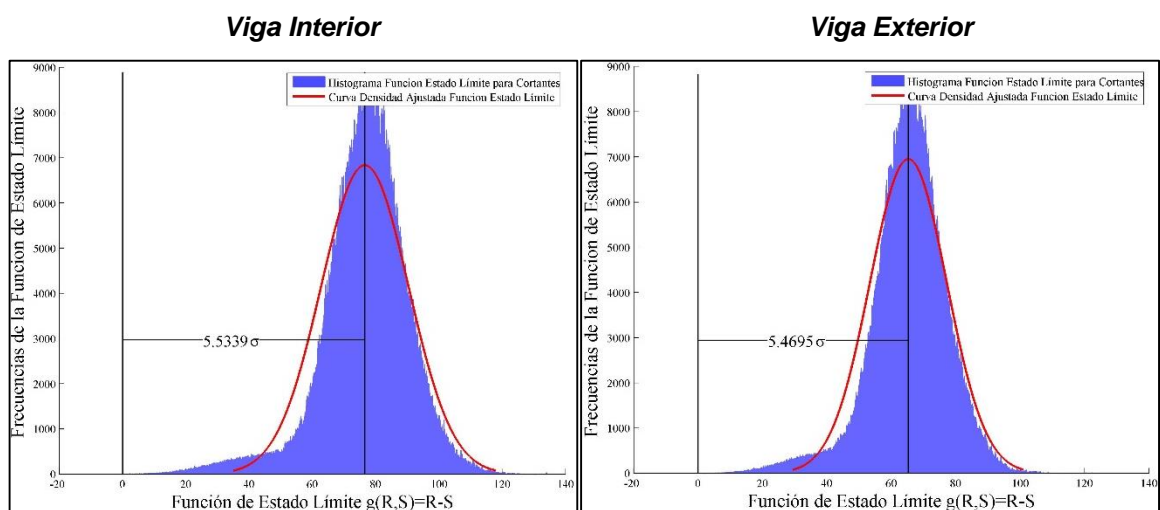


Figura 48. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R, S) = V_R - V_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 10m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitud están distribuidas normalmente -96 iteraciones.

Los índices de confiabilidad calculados con las ecuaciones (24) y (28) para la viga interior y exterior de los momentos en centro de luz y cortante en los apoyos, se muestran en la Tabla 12. Además también se muestran las probabilidades de falla

para cada viga, calculadas con la ecuación (62) y los factores de seguridad parciales centrales y característicos.

Tabla 12. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 10m – 96 iteraciones.

Puente longitud 10 m				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	5.28	5.54	4.92	5.47
Beta Ecuación (24)	5.28	5.53	4.92	5.47
P_f	0.00051	0.00004	0.00114	0.00002
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.56	0.53	0.59	0.55
ϕ Ecuación (28)	0.73	0.70	0.77	0.71
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	2.67	3.39	2.20	2.56
γ Ecuación (28)	1.41	1.53	1.31	1.42
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.56	0.53	0.59	0.55
ϕ Ecuación (24)	0.73	0.70	0.77	0.71
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	2.67	3.39	2.20	2.56
γ Ecuación (24)	1.41	1.53	1.31	1.42

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la sollicitación característica según ecuación (56).

En las Figura 49 y Figura 50 se muestra la tendencia de la simulación que demuestra que a mayor número de iteraciones, más se estabiliza la probabilidad de falla. En la simulación se muestran un día de tráfico, que se miden en 96 intervalos de 15 minutos.

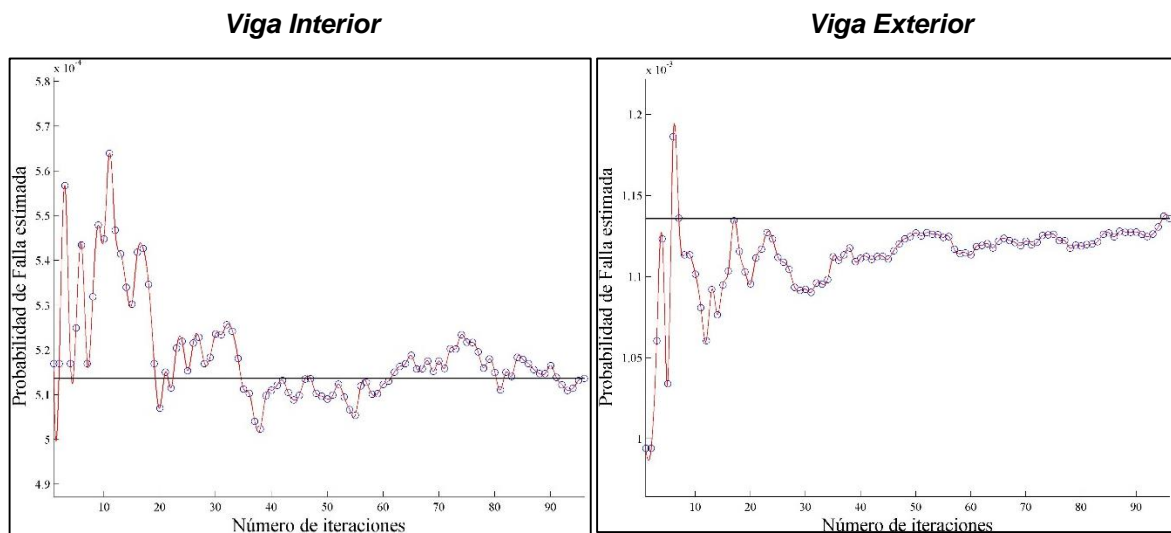


Figura 49. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 10m, respectivamente - 96 iteraciones

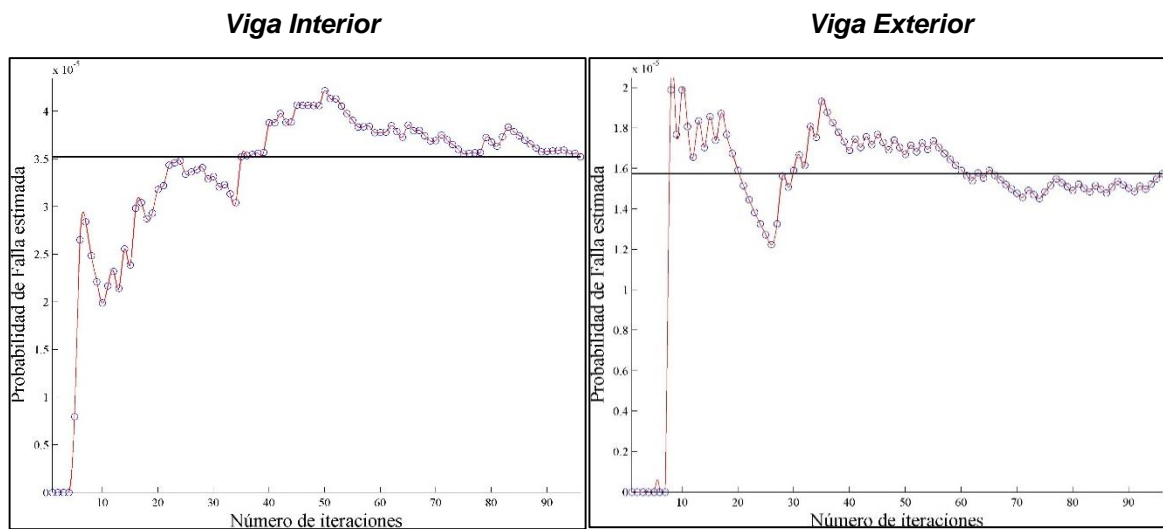


Figura 50. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 10m, respectivamente - 96 iteraciones.

En las Figura 51 y Figura 52 se muestran la zona de falla y la zona segura de la ecuación de estado límite o margen de seguridad $g(R,S) = M_R - M_S$ y $g(R,S) = V_R - V_S$. Se representan gráficamente las Ecuaciones (16), (17) y (18).

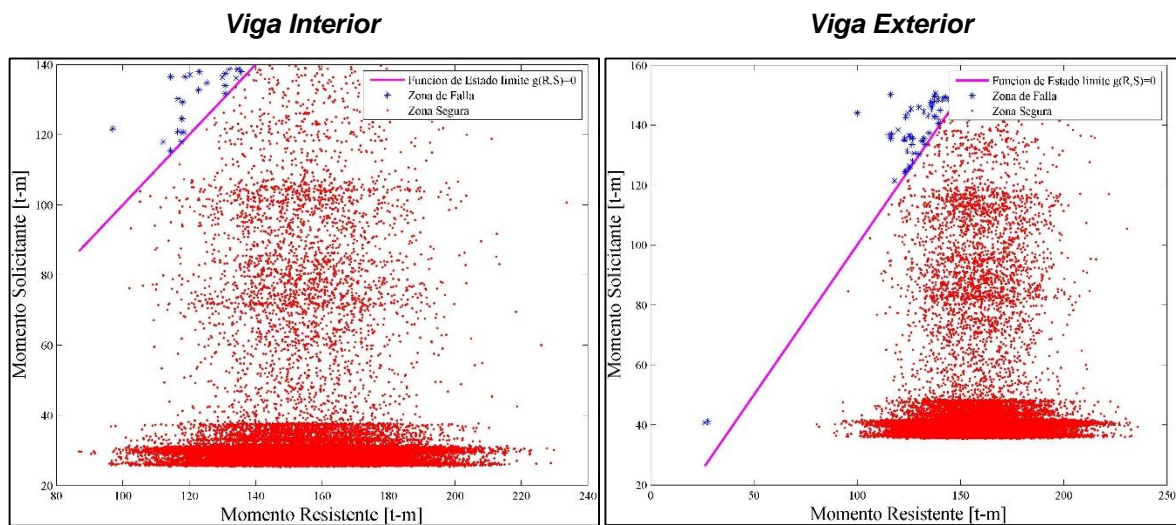


Figura 51. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite para momento - Viga interior y viga exterior - Puente de 10m - 2 iteraciones.

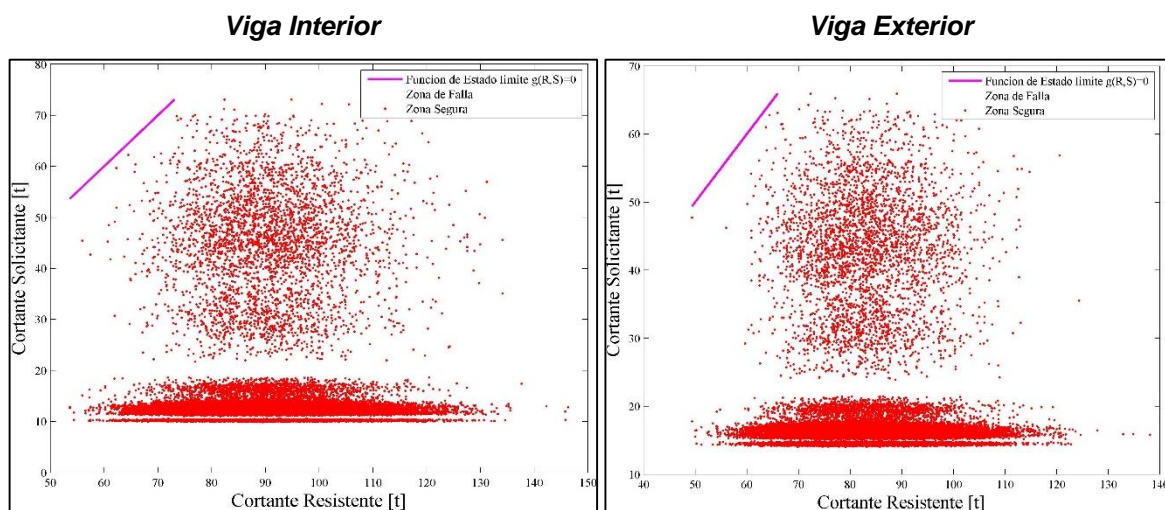


Figura 52. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite para cortante - Viga interior y viga exterior - Puente de 10m - 2 iteraciones.

Los cuadros resúmenes de los resultados de los puentes anteriormente descritos se pueden ver en las Tabla 13 y Tabla 14.

Tabla 13. Cuadro resumen de momentos y cortantes, tanto solicitantes y resistentes los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 146 del INVIAS (Floridablanca – Piedecuesta).

ESTACION INVIAS 146 (FLORIDABLANCA – PIEDECUESTA)					
Tipo de puente	Tipo de esfuerzo	Viga interior		Viga exterior	
		Media μ	Desviación σ [t-m]	Media μ [t-m]	Desviación σ [t-m]
PUENTE LONGITUD 30m	Momento Solicitante [t-m]	526.74	139.41	665.23	142.18
	Momento Resistente [t-m]	1236.57	147.40	1260.16	149.48
	Cortante Solicitante [t]	72.47	24.53	87.15	22.24
	Cortante Resistente [t]	162.93	15.08	157.30	14.42
PUENTE LONGITUD 20m	Momento Solicitante [t-m]	170.499	55.305	219.273	56.422
	Momento Resistente [t-m]	548.594	65.206	563.446	66.744
	Cortante Solicitante [t]	35.961	15.676	43.997	13.327
	Cortante Resistente [t]	126.084	12.856	122.313	12.341
PUENTE LONGITUD 10m	Momento Solicitante [t-m]	32.47	14.48	42.92	14.72
	Momento Resistente [t-m]	154.62	18.07	159.32	18.53
	Cortante Solicitante [t]	14.29	8.68	17.81	7.11
	Cortante Resistente [t]	90.82	10.76	83.06	9.57

Tabla 14. Cuadro resumen de betas β y factores de seguridad los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 146 del INVIAS (Floridablanca – Piedecuesta).

ESTACION INVIAS 146 (FLORIDABLANCA - PIEDECUESTA)					
Longitud del puente	Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga Exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
PUENTE LONGITUD 10m	Beta Ecuación (28)	5.28	5.54	4.92	5.47
	Beta Ecuación (24)	5.28	5.53	4.92	5.47
	P_f	0.00051	0.00004	0.00114	0.00002
	$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.56	0.53	0.59	0.55
	ϕ Ecuación (28)	0.73	0.7	0.77	0.71
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	2.67	3.39	2.2	2.56
	γ Ecuación (28)	1.41	1.53	1.31	1.42
	$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.56	0.53	0.59	0.55
	ϕ Ecuación (24)	0.73	0.7	0.77	0.71
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	2.67	3.39	2.2	2.56
	γ Ecuación (24)	1.41	1.53	1.31	1.42
PUENTE LONGITUD 20m	Beta Ecuación (28)	4.42	4.45	3.94	4.31
	Beta Ecuación (24)	4.43	4.44	3.94	4.31
	P_f	0.0027	0.0054	0.0062	0.0049
	$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.63	0.68	0.67	0.69
	ϕ Ecuación (28)	0.82	0.85	0.88	0.87
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	2.02	2.38	1.72	1.92
	γ Ecuación (28)	1.22	1.27	1.13	1.2
	$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.63	0.68	0.67	0.69
	ϕ Ecuación (24)	0.82	0.85	0.88	0.87
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	2.02	2.38	1.72	1.92
	γ Ecuación (24)	1.22	1.27	1.14	1.2
PUENTE LONGITUD 30m	Beta Ecuación (28)	3.5	3.14	2.88	2.65
	Beta Ecuación (24)	3.5	3.14	2.89	2.64
	P_f	0.0129	0.026	0.0206	0.0343
	$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.7	0.79	0.76	0.82
	ϕ Ecuación (28)	0.93	0.97	0.99	1.01
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.66	1.77	1.44	1.49
	γ Ecuación (28)	1.08	1.06	1.01	0.99
	$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.7	0.79	0.76	0.82
	ϕ Ecuación (24)	0.93	0.97	0.99	1.01
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.66	1.77	1.44	1.49
	γ Ecuación (24)	1.08	1.06	1.01	0.99

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la sollicitación característica según ecuación (56).

5.4 PUENTE DE 30m, 20m y 10m CON CONTEO DE LA ESTACION 1124 (FLORIDABLANCA-EL PALENQUE)

Para estos tres puentes, se muestra dos cuadros resumen (Tabla 15 y Tabla 16), donde se especifican los resultados obtenidos de las simulaciones. Las gráficas que se obtienen como resultado de este estudio, se muestran en el Anexo F, dado que, llevando un orden metodológico, sería mostrar la misma secuencia de graficas mostrada en los tres puentes anteriores.

Tabla 15. Cuadro resumen de momentos y cortantes, tanto solicitantes y resistentes los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 1124 del INVIAS (Floridablanca – El Palenque).

ESTACION INVIAS 1124 (FLORIDABLANCA-EL PALENQUE)					
Tipo de puente	Tipo de Esfuerzo	Viga interior		Viga exterior	
		Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
PUENTE LONGITUD 30m	Momento Solicitante [t-m]	501.08	109.41	639.08	111.60
	Momento Resistente [t-m]	1237.80	147.78	1261.22	149.87
	Cortante Solicitante [t]	67.89	19.23	83.01	17.43
	Cortante Resistente [t]	162.95	15.08	157.30	14.41
PUENTE LONGITUD 20m	Momento Solicitante [t-m]	163.67	53.77	212.29	54.86
	Momento Resistente [t-m]	548.51	65.01	563.47	66.51
	Cortante Solicitante [t]	34.00	15.20	42.33	12.92
	Cortante Resistente [t]	126.17	12.85	122.31	12.32
PUENTE LONGITUD 10m	Momento Solicitante [t-m]	31.44	15.88	41.87	16.15
	Momento Resistente [t-m]	154.47	18.12	159.30	18.61
	Cortante Solicitante [t]	13.71	9.64	17.34	7.90
	Cortante Resistente [t]	90.72	10.80	83.05	9.63

Tabla 16. Cuadro resumen de betas β y factores de seguridad los puentes simulados de 10m, 20m y 30m de la Estación 1124 del INVIAS (Floridablanca – El Palenque).

ESTACION INVIAS 1124 (FLORIDABLANCA - EL PALENQUE)					
Longitud del puente	Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
PUENTE LONGITUD 30m	Beta Ecuación (28)	4.01	3.89	3.33	3.28
	Beta Ecuación (24)	4.01	3.88	3.33	3.28
	P_f	0.00225	0.00670	0.00790	0.01546
	$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.66	0.74	0.72	0.79
	ϕ Ecuación (28)	0.86	0.91	0.94	0.96
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.63	1.78	1.42	1.49
	γ Ecuación (28)	1.13	1.14	1.05	1.05
	$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.66	0.74	0.72	0.79
	ϕ Ecuación (24)	0.86	0.91	0.94	0.96
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.63	1.78	1.42	1.49
	γ Ecuación (24)	1.13	1.14	1.05	1.05
PUENTE LONGITUD 20m	Beta Ecuación (28)	4.56	4.63	4.07	4.48
	Beta Ecuación (24)	4.57	4.63	4.07	4.48
	P_f	0.00159	0.00344	0.00416	0.00330
	$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.62	0.67	0.66	0.68
	ϕ Ecuación (28)	0.81	0.84	0.86	0.85
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	2.06	2.47	1.75	1.97
	γ Ecuación (28)	1.25	1.30	1.15	1.22
	$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.62	0.67	0.66	0.68
	ϕ Ecuación (24)	0.81	0.84	0.86	0.85
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	2.07	2.47	1.75	1.97
	γ Ecuación (24)	1.25	1.30	1.15	1.22
PUENTE LONGITUD 10m	Beta Ecuación (28)	5.11	5.32	4.77	5.28
	Beta Ecuación (24)	5.11	5.32	4.77	5.27
	P_f	0.00286	0.00072	0.00386	0.00051
	$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.58	0.55	0.61	0.57
	ϕ Ecuación (28)	0.75	0.72	0.79	0.74
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	2.83	3.65	2.30	2.71
	γ Ecuación (28)	1.41	1.52	1.30	1.42
	$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.58	0.55	0.61	0.57
	ϕ Ecuación (24)	0.75	0.72	0.79	0.74
	$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	2.83	3.65	2.30	2.71
	γ Ecuación (24)	1.41	1.52	1.30	1.42

- $\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).
 ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).
 $\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la solicitación central según ecuación (51).
 γ : Factor de amplificación de la solicitación característica según ecuación (56).

5.5 COMPARACION DEL INDICE DE CONFIABILIDAD PARA LA ESTACION 695 Y LA ESTACION 36

Las Estaciones 695 y 36 del INVIAS, son las de mayor conteo de vehículos pesados (C5 y mayores a C5) en Colombia para el año 2008, donde la estación 36 es aquella con el mayor valor de camiones C5 y la estación 695 es la de mayor cantidad de camiones mayores a C5. El TPD de estos conteos se encuentra en la Tabla 5. Solo se obtuvieron resultados para los puentes de 30m, dado que estos puentes demuestran ser los menos seguros, desde el punto de vista de la confiabilidad. Además, se hicieron dos pruebas con dos velocidades diferentes, una con velocidad de 10Km/h y la otra con 30 Km/h. Esto se hizo con el objetivo de encontrar diferencias en los resultados.

5.5.1 ESTACION 36 (TRES ESQUINAS – REGIONAL CUNDINAMARCA) - DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

Tabla 17. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.

Puente longitud 30m - velocidad 10 Km/h				
Tipo de esfuerzo	Viga interior		Viga exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	596.19	190.98	736.05	194.74
Momento Resistente [t-m]	1237.52	147.46	1260.99	149.58
Cortante Solicitante [t]	84.75	33.21	98.28	30.10
Cortante Resistente [t]	162.95	15.12	157.31	14.46

Tabla 18. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.

Puente longitud 30 m - velocidad 10 km/h				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	2.66	2.14	2.14	1.77
Beta Ecuación (24)	2.66	2.14	2.14	1.77
P_f	0.0251	0.0577	0.0461	0.0800
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.77	0.85	0.82	0.88
ϕ Ecuación (28)	1.02	1.04	1.07	1.08
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.61	1.63	1.40	1.41
γ Ecuación (28)	0.98	0.92	0.92	0.87
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.77	0.85	0.82	0.88
ϕ Ecuación (24)	1.02	1.04	1.07	1.08
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.61	1.63	1.40	1.41
γ Ecuación (24)	0.98	0.92	0.92	0.87

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la sollicitación característica según ecuación (56).

Tabla 19. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.

Puente longitud 30m - velocidad 30 Km/h				
Tipo de esfuerzo	Viga interior		Viga exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	504.08	126.70	642.12	129.22
Momento Resistente [t-m]	1240.34	149.16	1264.77	151.85
Cortante Solicitante [t]	68.19	22.07	83.27	20.00
Cortante Resistente [t]	162.97	15.12	157.31	14.46

Nota: solo se corrieron 5 iteraciones, debido a que más iteraciones requería de gran capacidad de cómputo por la gran cantidad de datos corridos.

Tabla 20. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.

Puente longitud 30m - velocidad 30 km/h				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	3.76	3.54	3.12	3.00
Beta Ecuación (24)	3.77	3.54	3.12	3.00
P_f	0.0075	0.0177	0.0146	0.0253
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.68	0.76	0.73	0.80
ϕ Ecuación (28)	0.89	0.94	0.97	0.98
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.67	1.82	1.45	1.52
γ Ecuación (28)	1.11	1.11	1.03	1.02
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.68	0.76	0.73	0.80
ϕ Ecuación (24)	0.89	0.94	0.97	0.98
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.67	1.82	1.45	1.52
γ Ecuación (24)	1.11	1.11	1.03	1.02

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la sollicitación característica según ecuación (56).

Nota: solo se corrieron 5 iteraciones, debido a que más iteraciones requería de gran capacidad de cómputo por la gran cantidad de datos corridos.

5.5.2 ESTACION 695 (CUATRO VIENTOS - BOSCONIA) – DEPARTAMENTO DEL CESAR.

Tabla 21. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.

Puente longitud 30m - velocidad 10 Km/h				
Tipo de esfuerzo	Viga interior		Viga exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	546.14	219.39	684.99	223.70
Momento Resistente [t-m]	1239.38	147.57	1262.57	149.67
Cortante Solicitante [t]	76.30	38.17	90.62	34.60
Cortante Resistente [t]	163.26	15.10	157.58	14.43

Tabla 22. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 10 Km/h – 96 iteraciones.

Puente Longitud 30m - velocidad 10 Km/h				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga Exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	2.62	2.12	2.15	1.79
Beta Ecuación (24)	2.63	2.12	2.14	1.79
P_f	0.0352	0.0724	0.0587	0.0942
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.78	0.85	0.82	0.87
ϕ Ecuación (28)	1.02	1.04	1.07	1.07
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.76	1.82	1.51	1.52
γ Ecuación (28)	0.98	0.91	0.91	0.86
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.77	0.85	0.82	0.87
ϕ Ecuación (24)	1.02	1.04	1.07	1.07
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.76	1.82	1.50	1.52
γ Ecuación (24)	0.98	0.91	0.91	0.86

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la sollicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la solicitación característica según ecuación (56).

Tabla 23. Resultados de medias y desviaciones de los momentos y cortantes solicitantes y resistentes para la vigas del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.

Puente longitud 30m - velocidad 30 Km/h				
Tipo de Esfuerzo	Viga Interior		Viga Exterior	
	Media μ	Desviación σ	Media μ	Desviación σ
Momento Solicitante [t-m]	481.42	109.77	619.05	111.96
Momento Resistente [t-m]	1241.86	149.52	1266.59	152.00
Cortante Solicitante [t]	64.05	18.94	79.53	17.17
Cortante Resistente [t]	163.77	15.30	158.10	14.65

Nota: solo se corrieron 5 iteraciones, debido a que más iteraciones requería de gran capacidad de cómputo por la gran cantidad de datos corridos.

Tabla 24. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla para los momentos en centro de luz y cortantes en los apoyos del puente de 30m y velocidad de 30 Km/h – 5 iteraciones.

Puente longitud 30m - velocidad 30 km/h				
Betas, probabilidad de falla y factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
	Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Beta Ecuación (28)	4.10	4.10	3.43	3.48
Beta Ecuación (24)	4.11	4.10	3.43	3.48
P_f	0.0035	0.0100	0.0106	0.0191
$\bar{\phi}$ Ecuación (28)	0.65	0.73	0.71	0.77
ϕ Ecuación (28)	0.85	0.90	0.93	0.95
$\bar{\gamma}$ Ecuación (28)	1.67	1.86	1.44	1.53
γ Ecuación (28)	1.15	1.17	1.06	1.07
$\bar{\phi}$ Ecuación (24)	0.65	0.73	0.71	0.77
ϕ Ecuación (24)	0.85	0.90	0.93	0.95
$\bar{\gamma}$ Ecuación (24)	1.67	1.86	1.44	1.53
γ Ecuación (24)	1.15	1.17	1.06	1.07

$\bar{\phi}$: Factor de reducción de la resistencia central según ecuación (50).

ϕ : Factor de reducción de la resistencia característica según ecuación (55).

$\bar{\gamma}$: Factor de amplificación de la solicitación central según ecuación (51).

γ : Factor de amplificación de la solicitación característica según ecuación (56).

Nota: solo se corrieron 5 iteraciones, debido a que más iteraciones requería de gran capacidad de cómputo por la gran cantidad de datos corridos.

5.6 PRUEBAS DE CALIBRACION DEL PROGRAMA

En la realización de las pruebas, se corrieron pocas iteraciones en el programa, algunos casos hipotéticos para ver el comportamiento de los histogramas de frecuencias absolutas. Los casos hipotéticos se muestran a continuación con algunas (y no todas) las gráficas de frecuencias relativas de las Solicitaciones, para cada prueba.

5.6.1 PRUEBA DE PUENTE DE 10m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 AUTOS EN LA SIMULACIÓN

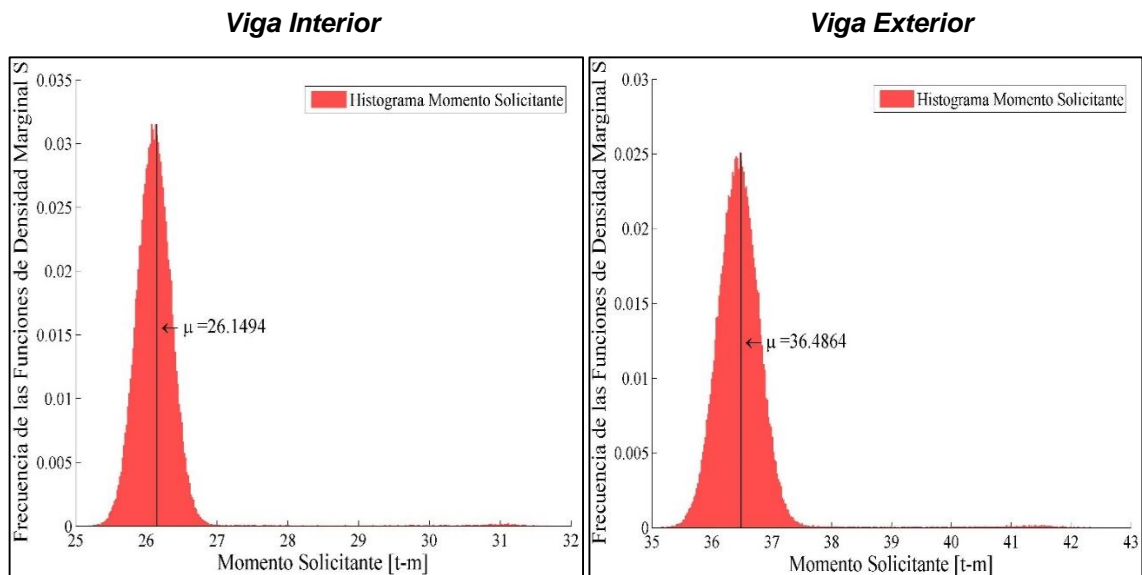


Figura 53. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.

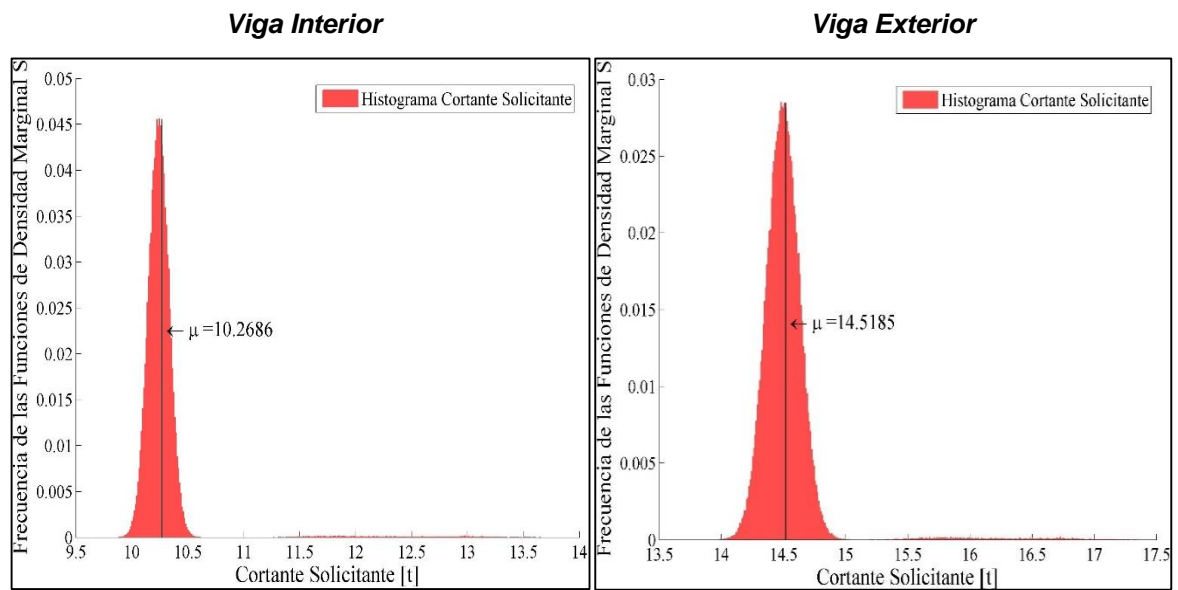


Figura 54. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.

En las Figura 53 y Figura 54, se nota una tendencia de los datos a ser una curva normal, pero con una dispersión tal, que hace que haya una pequeña concentración de datos en el pico del histograma de frecuencias, donde se alcanza a apreciar para Momentos viga interna y externa, la frecuencia pico es de aproximadamente 3% y 2.5%, respectivamente, mientras que para cortantes viga interna y externa la frecuencia pico aproximada es de 4.5% y 3%, respectivamente.

5.6.2 PRUEBA DE PUENTE DE 20m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 AUTOS EN LA SIMULACIÓN

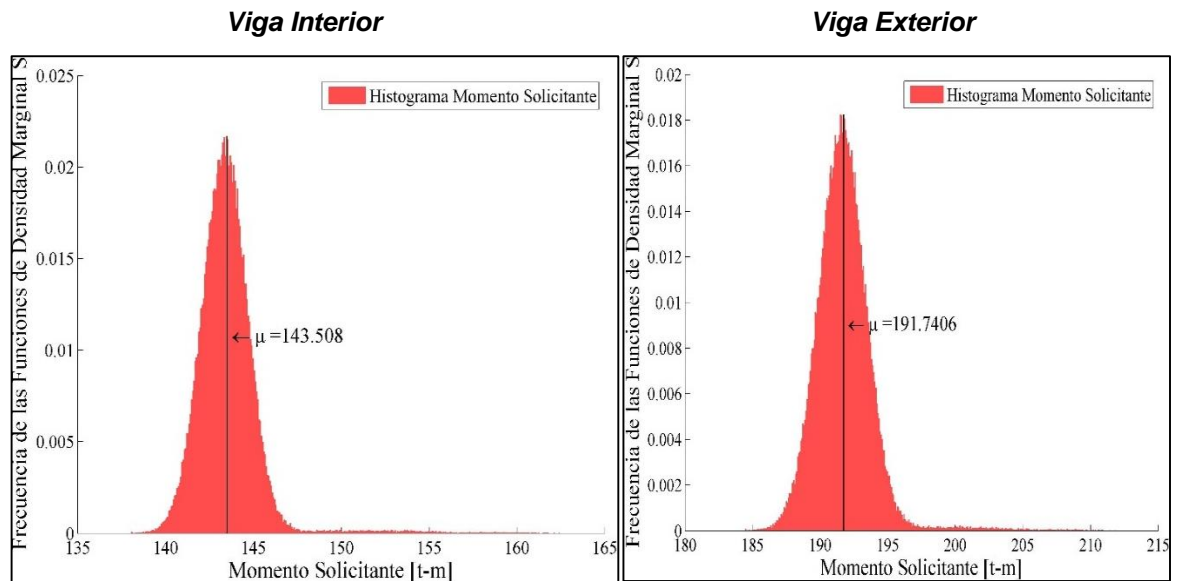


Figura 55. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.

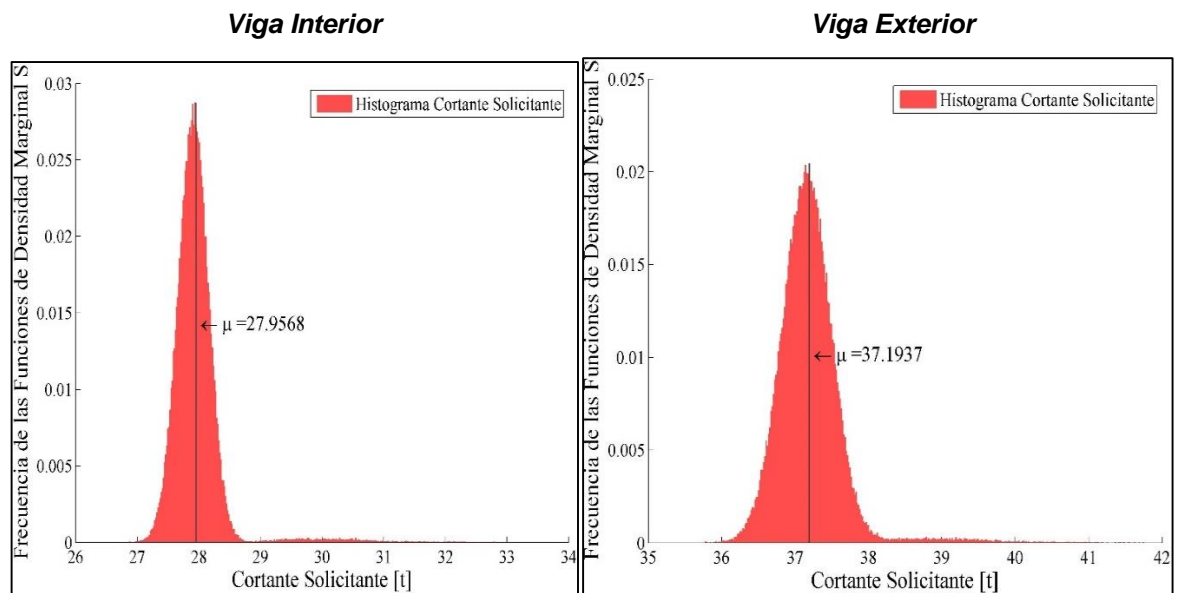


Figura 56. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.

En las Figura 55 y Figura 56, se nota una tendencia de los datos a ser una curva normal, pero con una dispersión tal, que hace que haya una pequeña concentración de datos en el pico del histograma de frecuencias, donde se alcanza a apreciar para Momentos viga interna y externa la frecuencia pico es de 2.3% y 1.8%, respectivamente, mientras que para cortantes viga interna y externa la frecuencia pico es de 2.8% y 2%, respectivamente. Nótese que disminuyeron con respecto al anterior puente de 10m.

5.6.3 PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 AUTOS EN LA SIMULACIÓN

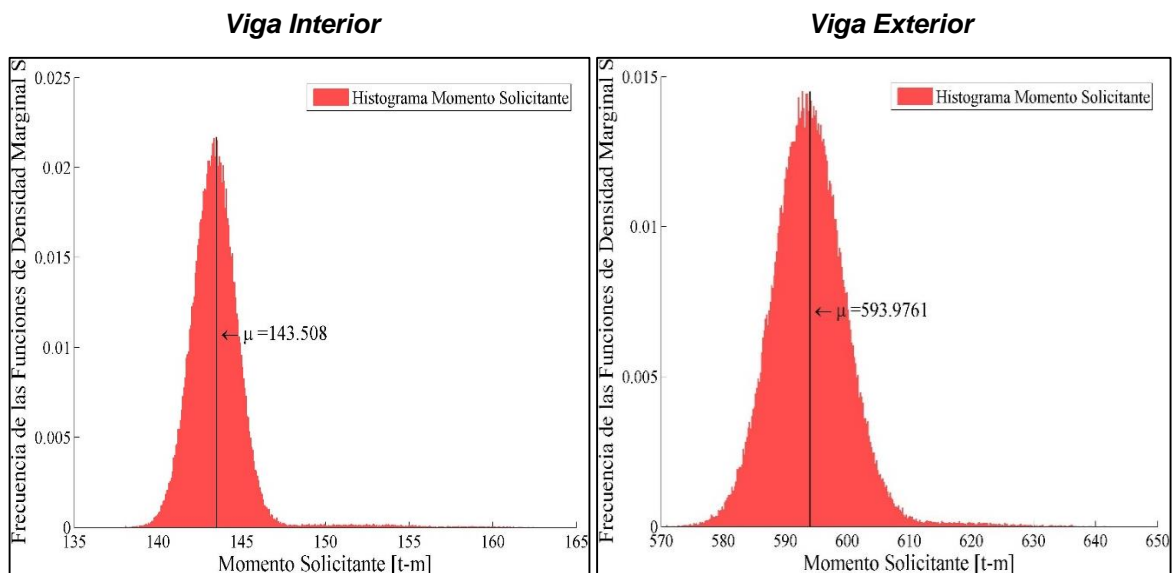


Figura 57. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

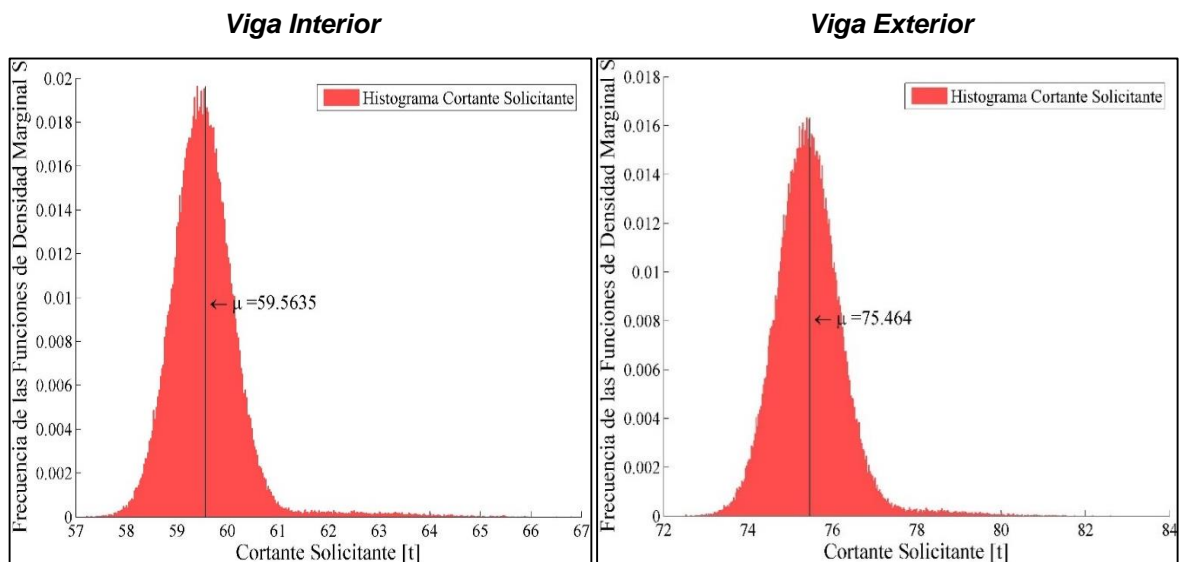


Figura 58. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

En las Figura 57 y Figura 58, se nota una tendencia de los datos a ser una curva normal, pero con una dispersión tal, que hace que haya una pequeña concentración de datos en el pico del histograma de frecuencias, donde se alcanza a apreciar para Momentos viga interna y externa la frecuencia pico es de 2.3% y 1.5%, respectivamente, mientras que para cortantes viga interna y externa la frecuencia pico es de 2.0% y 1.6%, respectivamente. Nótese que disminuyeron con respecto al anterior puente de 20m.

Una pequeña conclusión que se puede hacer es que la frecuencia relativa tiende a agachar su pico cuando el puente va aumentando de longitud, lo que lo hace que tenga un comportamiento más normal y menos disperso, para el caso donde solo pasaran vehículos por el puente.

5.6.4 PRUEBA DE PUENTE DE 10m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C-2 EN LA SIMULACIÓN

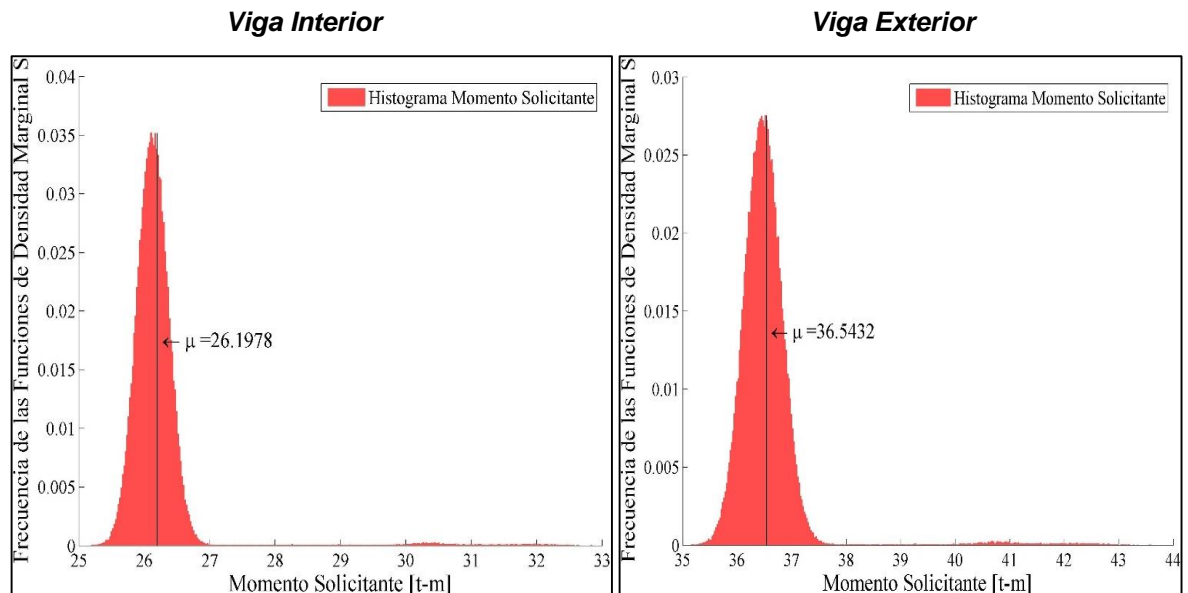


Figura 59. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

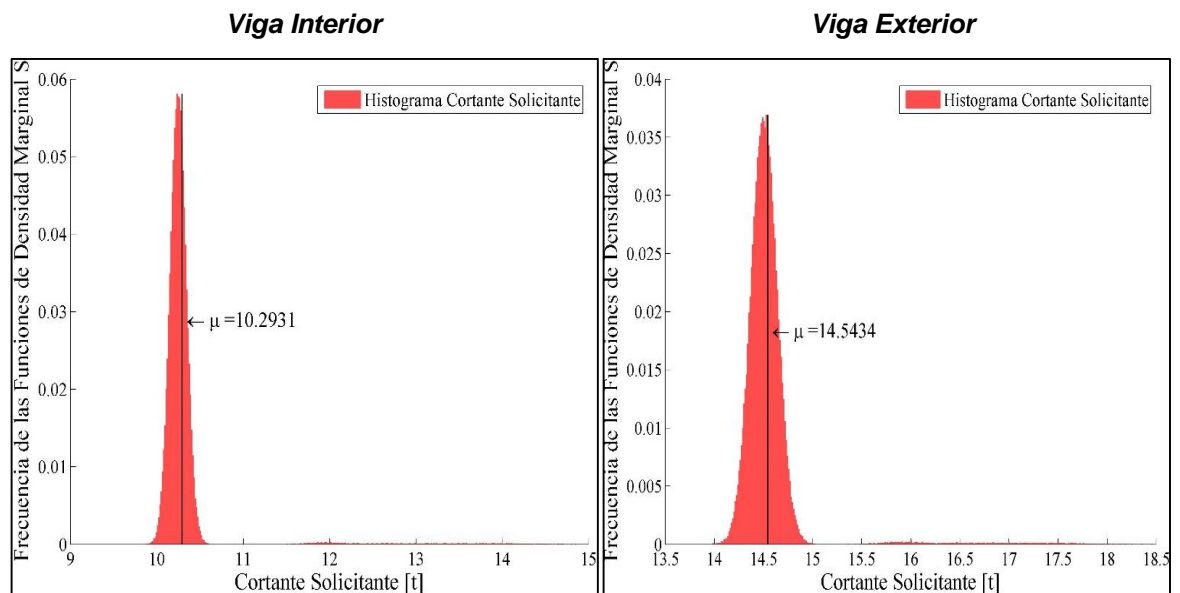


Figura 60. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

Se nota en estas graficas un comportamiento muy similar al de los puentes corridos solo como 200 vehículos, para el caso de un puente de 10m de longitud. Aunque cabe notar que la tendencia del pico aumento levemente.

5.6.5 PRUEBA DE PUENTE DE 20m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C-2 EN LA SIMULACIÓN

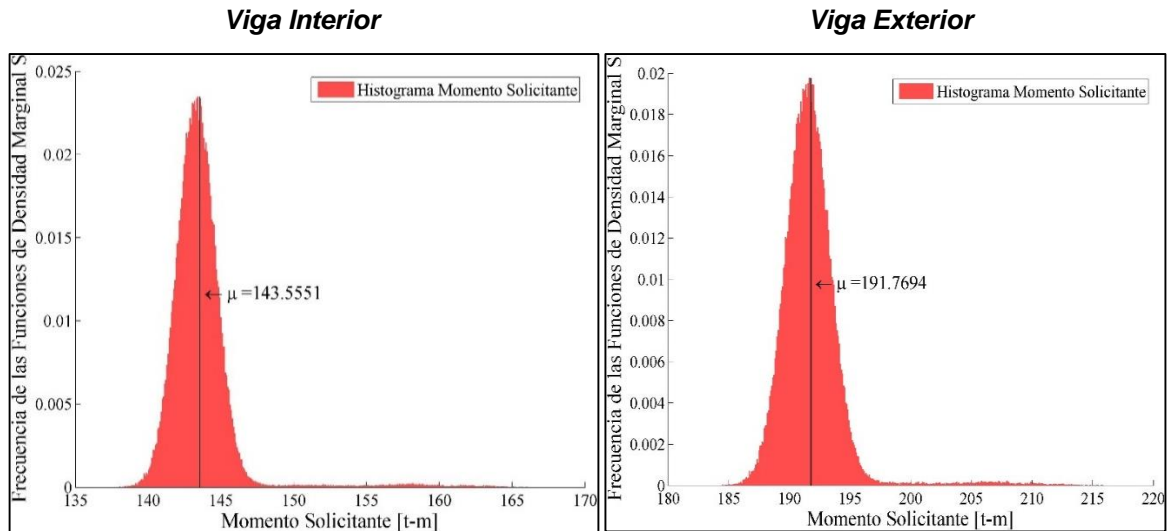


Figura 61. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

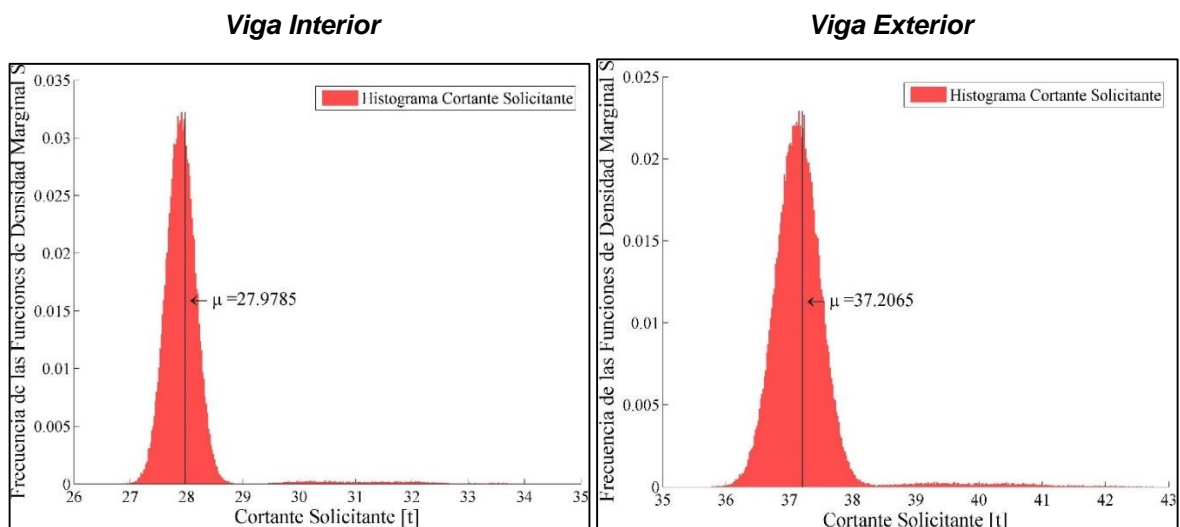


Figura 62. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

Se nota en estas graficas un comportamiento muy similar al de los puentes corridos solo como 200 vehículos, para el caso de un puente de 20m de longitud. Aunque cabe notar que la tendencia del pico aumento levemente.

5.6.6 PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C-2 EN LA SIMULACIÓN

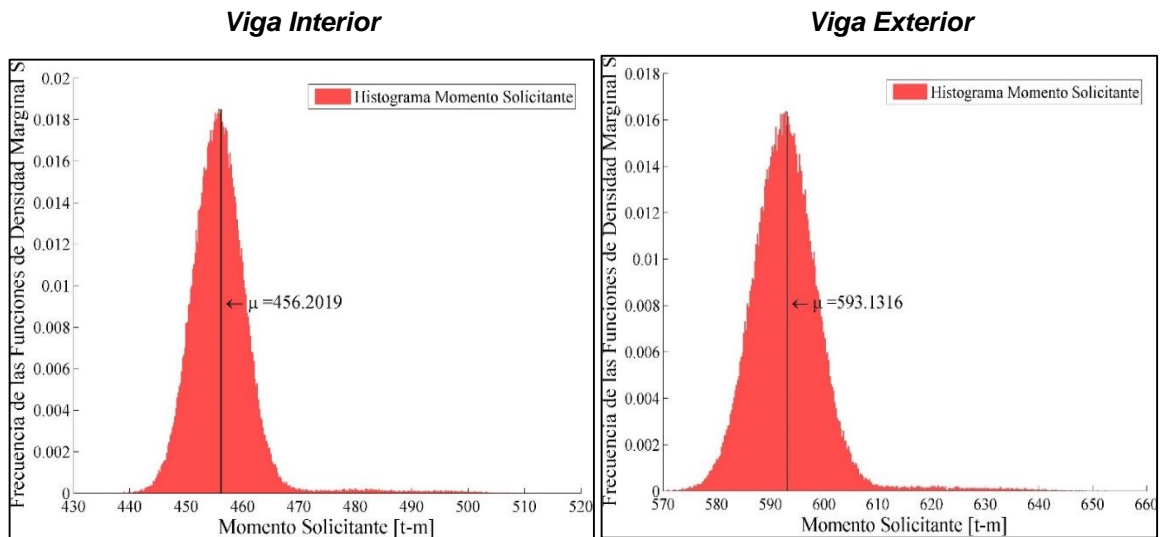


Figura 63. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

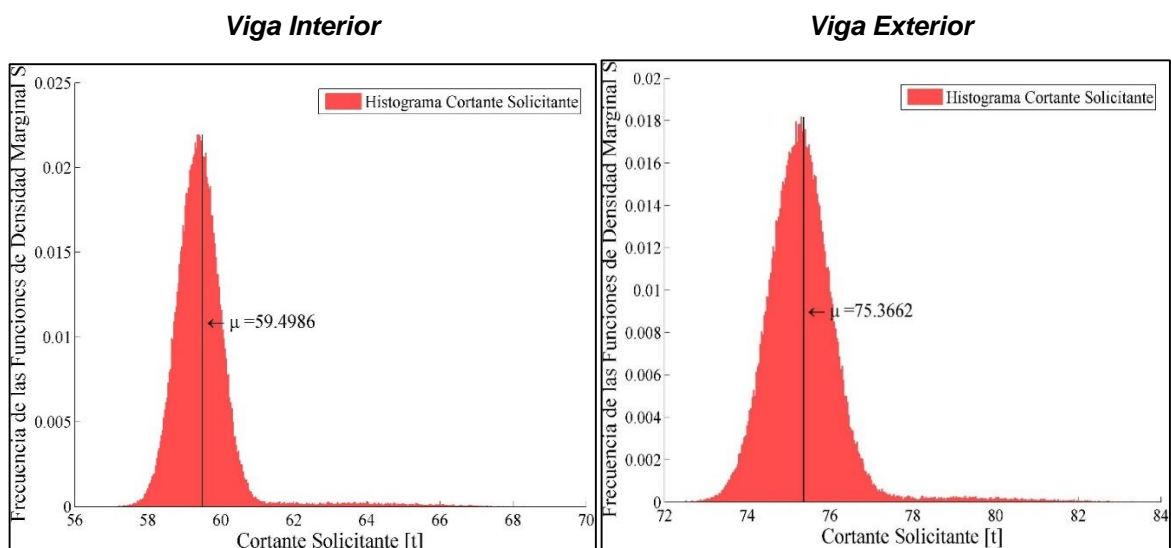


Figura 64. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

Se nota en estas graficas un comportamiento muy similar al de los puentes corridos solo como 200 vehículos, para el caso de un puente de 30m de longitud. Aunque cabe notar que la tendencia del pico aumento levemente.

5.6.7 PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C3 – C4 EN LA SIMULACIÓN

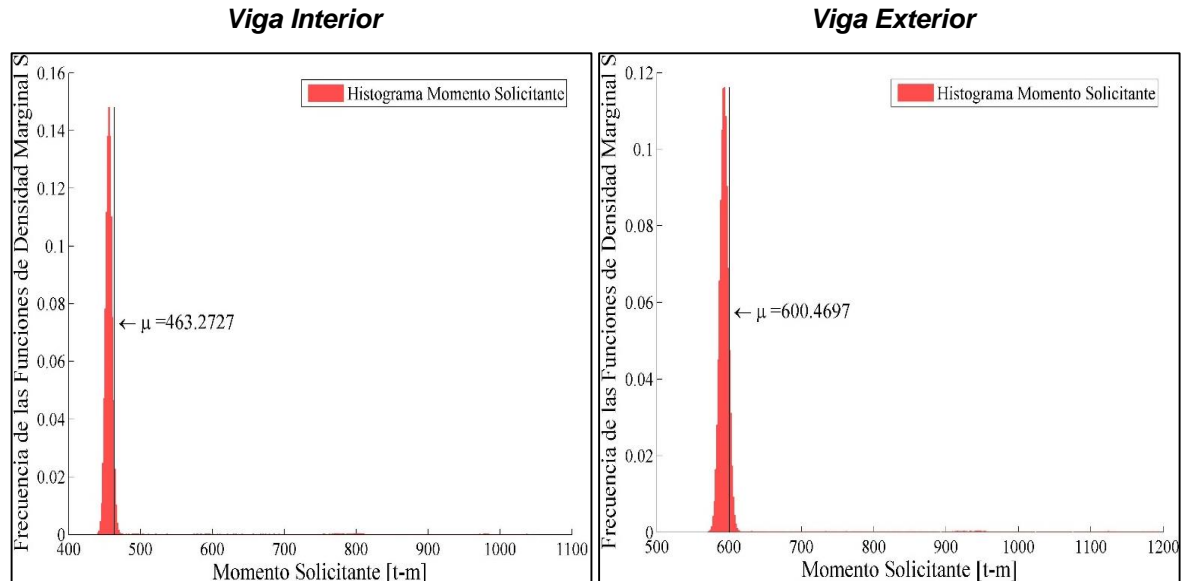


Figura 65. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

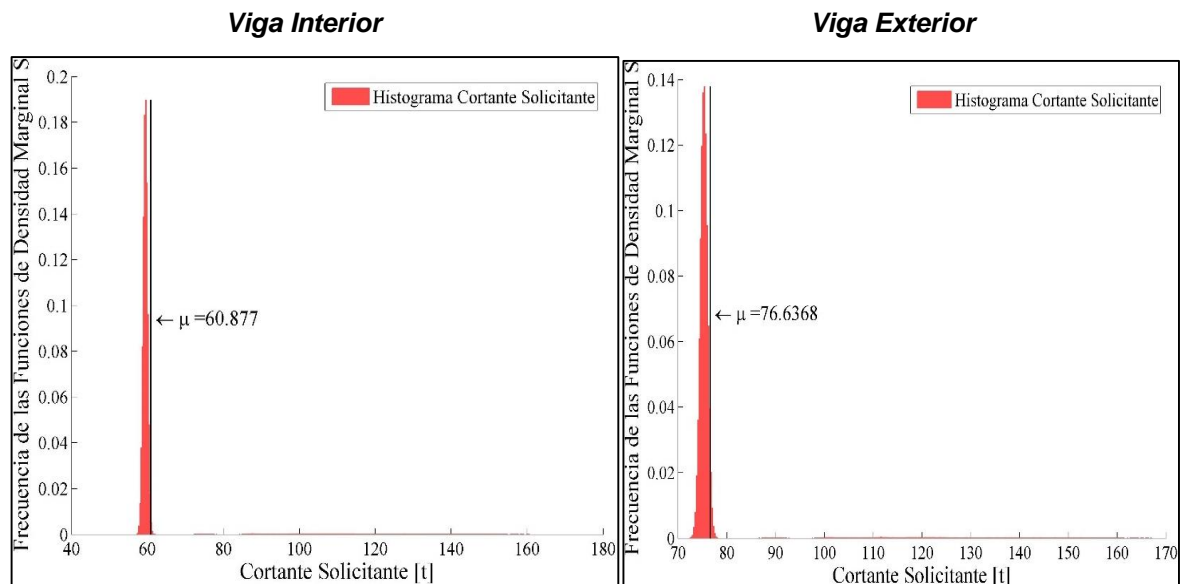


Figura 66. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

En estos resultados se puede apreciar como los datos se concentran, y las frecuencias aumentan a más del 10%. Esto es debido a que los camiones muy largos no alcanzan a entrar al puente en muchas ocasiones, debido a que los puentes analizados son de luces cortas y en muchas ocasiones solo alcanzara a pasar un eje.

5.6.8 PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 200 CAMIONES C5 EN LA SIMULACIÓN

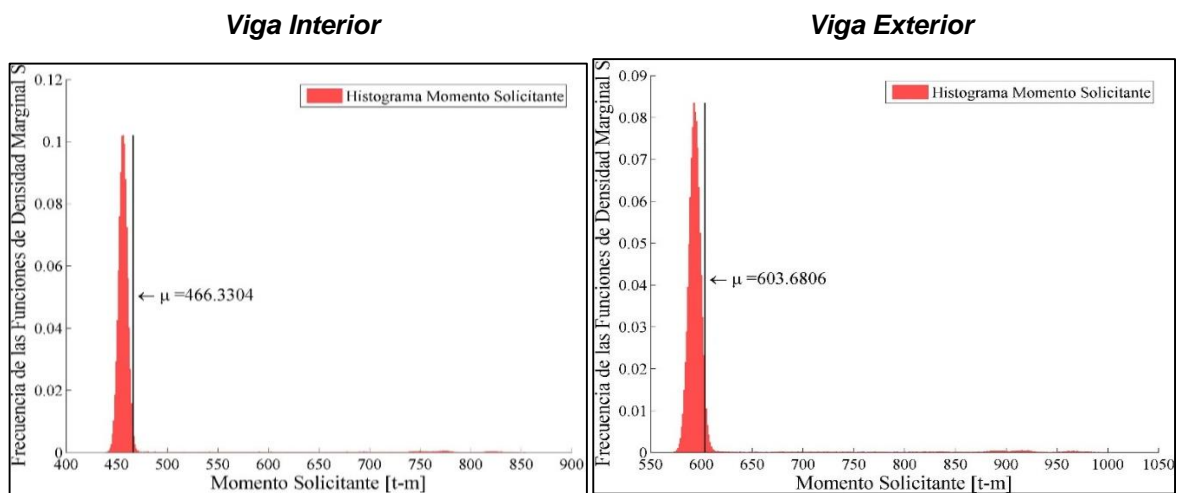


Figura 67. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

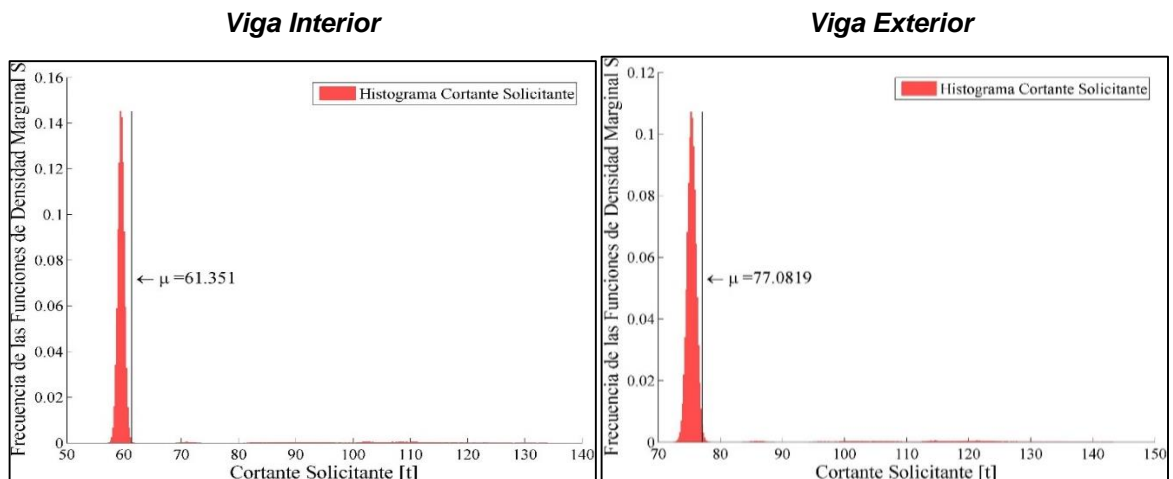


Figura 68. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

En estos resultados se puede apreciar como los datos se concentran, y las frecuencias aumentan a más del 10%. Esto es debido a que los camiones muy largos no alcanzan a entrar al puente en muchas ocasiones, debido a que los puentes analizados son de luces cortas y en muchas ocasiones solo alcanzara a pasar un eje.

5.6.9 PRUEBA DE PUENTE DE 10m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 20000 AUTOS EN LA SIMULACIÓN

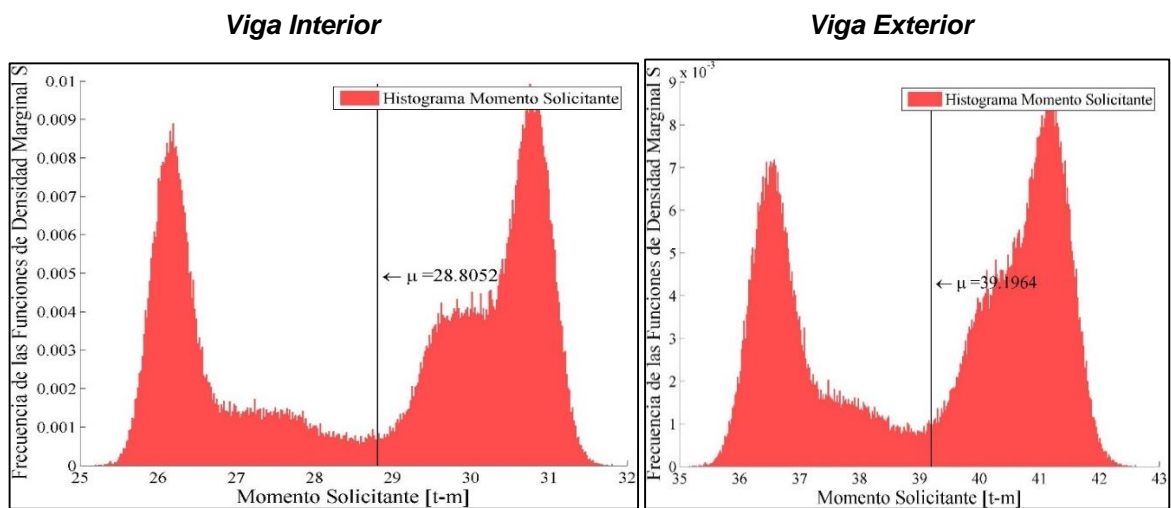


Figura 69. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.

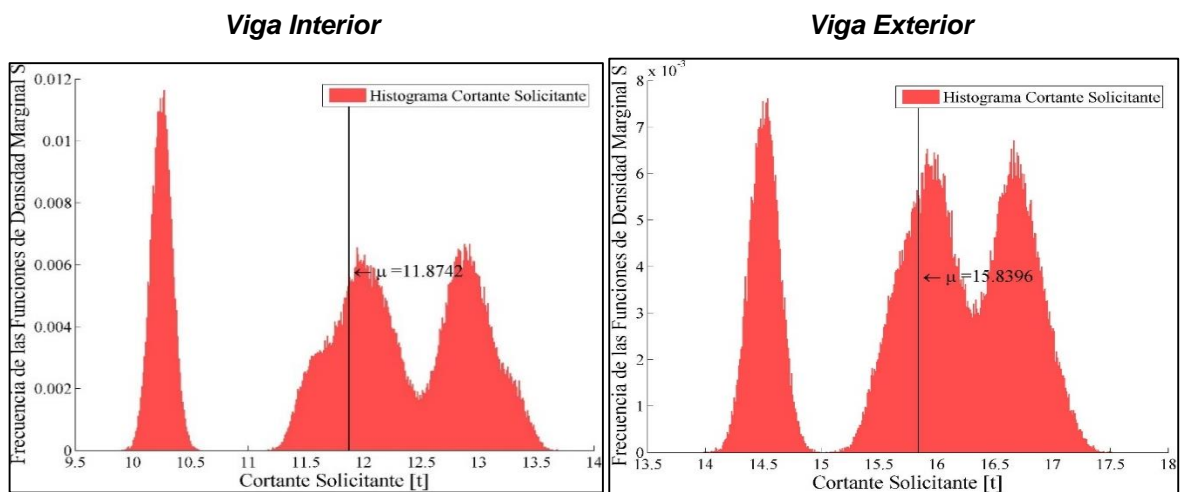


Figura 70. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 10m – 5 iteraciones.

5.6.10 PRUEBA DE PUENTE DE 20m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 20000 AUTOS EN LA SIMULACIÓN

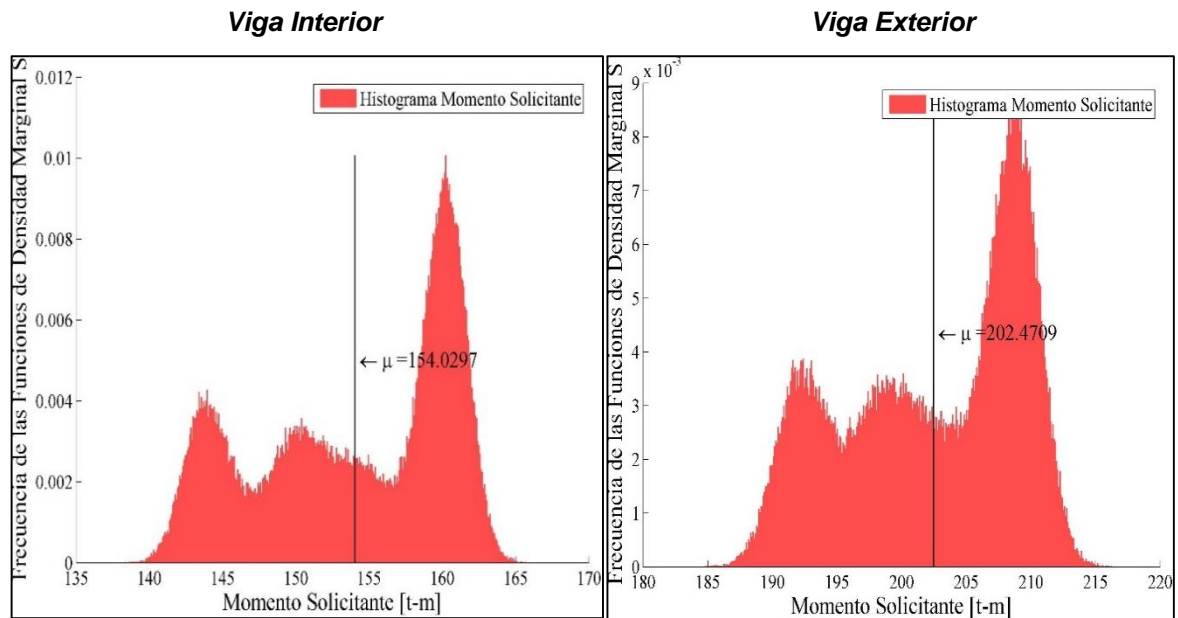


Figura 71. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.

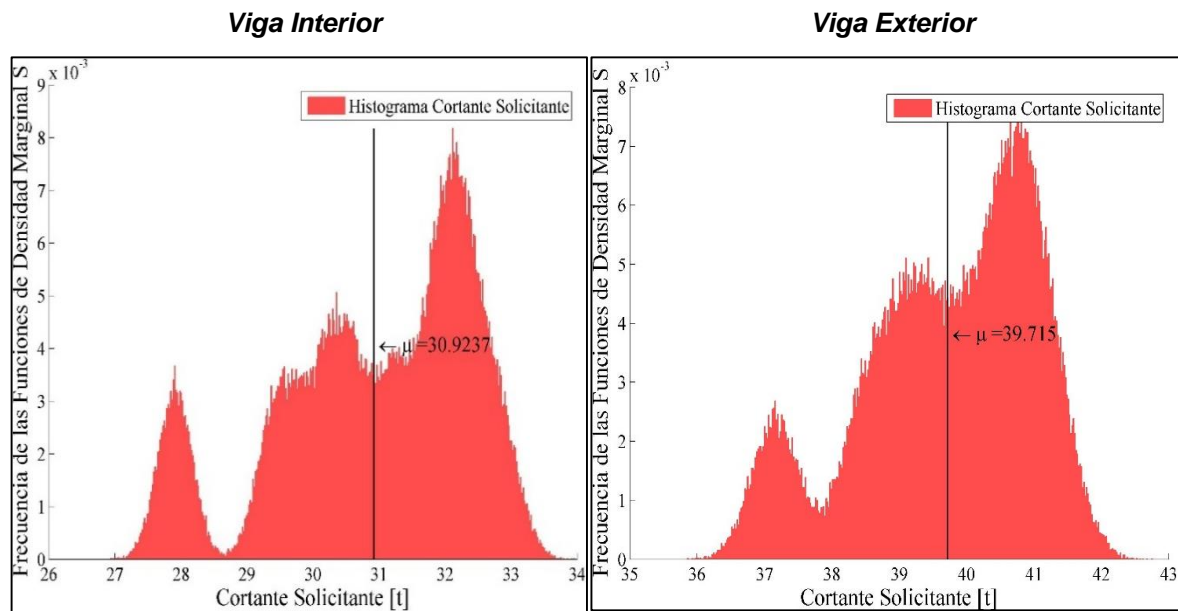


Figura 72. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 20m – 5 iteraciones.

5.6.11 PRUEBA DE PUENTE DE 30m – VELOCIDAD 10Km/h – SOLO CON 20000 AUTOS EN LA SIMULACIÓN

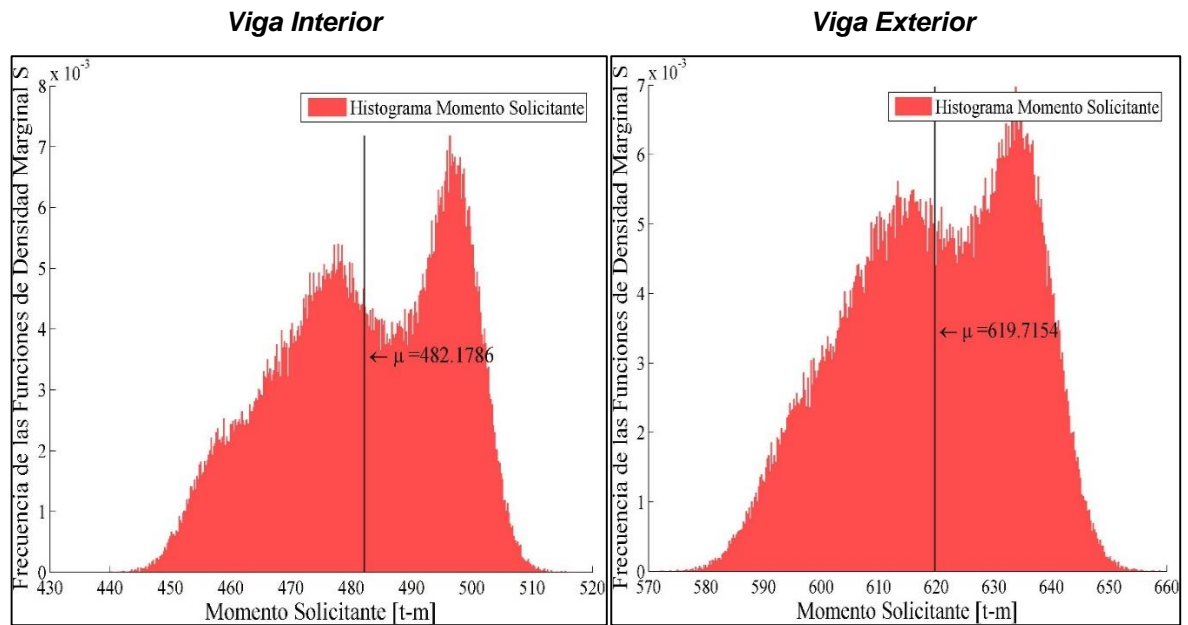


Figura 73. Histograma de frecuencias relativas del momento solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

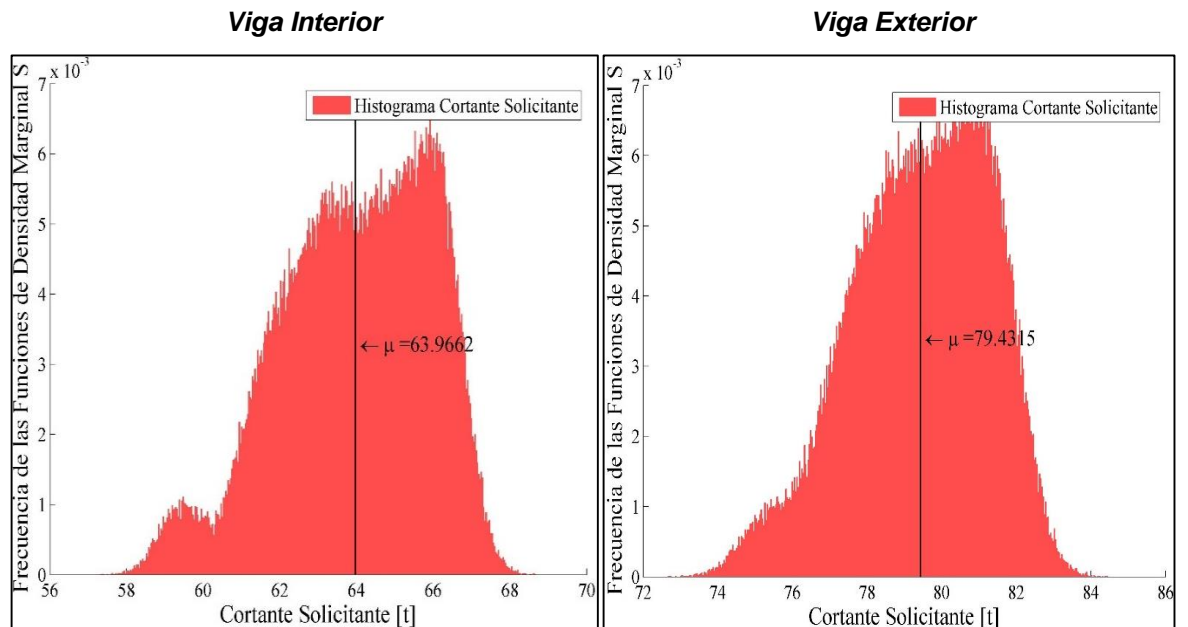


Figura 74. Histograma de frecuencias relativas del cortante solicitante de la viga interior y exterior, respectivamente, para el puente de 30m – 5 iteraciones.

En el análisis de los puentes con tantos vehículos (20000) se puede apreciar que, a mayor sea la longitud del puente, más se acercará los datos a una tendencia normal, dado que los picos de dispersión que se ven en los histogramas de los puentes de 10m y 20m, en el puente de 30m son menos apreciable.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En el desarrollo del capítulo 5, se mostraron los resultados del paso de conteos de vehículos realizados por el INVIAS en el año 2008, sobre 3 tipos de puentes, según su longitud (puente de 10m, 20m y 30m) de las estaciones 146 y 1124, que son las que contienen la mayor cantidad de camiones pesados (C5 y mayores a C5) en el área de Bucaramanga y su área metropolitana. Los resúmenes de estos resultados se muestran en las tablas Tabla 13, Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16. También se mostraron los cuadros de resultados (Tabla 17 a Tabla 24) de las estaciones 695 y 36, sobre el puente de 30m a las velocidades de 10km/h y 30km/h. Con estos resultados, se pueden hacer comparaciones de los índices de confiabilidad obtenidos con los que se plantean en algunas normas y códigos extranjeros. Además, se pueden comparar indicativamente los factores de seguridad, con los obtenidos de diseño.

En algunas normas extranjeras y referencias a nivel mundial, se citan valores del índice de confiabilidad, con los cuales podemos hacer comparaciones. Citando la primera referencia, plantea que “el valor promedio calculado de una muestra de los últimos diseños de puentes, es de 3.5” (Muñoz, 2012). El Euro-código especifica para una construcción normal o para un diseño con cargas últimas, un índice de confiabilidad igual a 3.5 (European Committee for Standardisation (Eurocode), EN 1990:2002). También, las especificaciones de diseño AASHTO LRFD Bridge (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2012), sugiere un índice de confiabilidad de 3.5. Como indican las referencias anteriores, un valor referencia para el índice de confiabilidad que se puede tomar, es de 3.5.

Los factores de amplificación centrales obtenidos de los diseños de los tres puentes se presentan en la Tabla 25. Con estos resultados se pueden hacer comparaciones

con los factores de amplificación de la solicitación obtenidos de la simulación, mostrados en el capítulo 5. Además, se muestra la Tabla 26, que hace referencia a los factores de reducción usados por la NSR-10 para cada tipo de esfuerzo producido en estructuras de concreto y donde se subraya los que fueron tomados para hacer comparaciones con los obtenidos en la simulación, que se detallan también en el capítulo 5.

Tabla 25. Factores de amplificación calculados a partir de los resultados del diseño de los puentes en base al CCDSP-95.

Tipos de Esfuerzo	Viga interior			Viga exterior		
	Puente 10m	Puente 20m	Puente 30m	Puente 10m	Puente 20m	Puente 30m
M_D [t-m]	26.12	143.35	456.37	28.29	149.55	465.44
M_{L+I} [t-m]	52.36	158.75	281.67	53.23	161.93	287.17
M_U [t-m]	147.63	531.00	1204.78	152.35	545.95	1228.51
$\overline{\gamma}_M = \frac{M_U}{(M_D + M_{L+I})}$	1.88	1.76	1.63	1.87	1.75	1.63
V_D [t]	10.25	27.91	59.48	11.22	29.53	61.37
V_{L+I} [t]	31.02	38.10	37.15	27.68	35.62	33.66
V_U [t]	80.66	118.99	157.97	74.68	115.72	152.87
$\overline{\gamma}_V = \frac{V_U}{(V_D + V_{L+I})}$	1.95	1.80	1.63	1.92	1.78	1.61

Donde:

M_D : Momento muerto, calculado en base al CCDSP-95.

M_{L+I} : Momento vivo + impacto, calculado en base al CCDSP-95.

M_U : Momento último, calculado en base al CCDSP-95.

$\overline{\gamma}_M$: Factor de amplificación central para momento, calculado en base a los resultados de M_D , M_{L+I} y M_U .

V_D : Cortante muerto, calculado en base al CCDSP-95.

V_{L+I} : Cortante vivo + impacto, calculado en base al CCDSP-95.

V_U : Cortante último, calculado en base al CCDSP-95.

$\overline{\gamma}_V$: Factor de amplificación central para cortante, calculado en base a los resultados de V_D , V_{L+I} y V_U .

Tabla 26. Factores de reducción de resistencia exigidos en la NSR-10 para estructuras de concreto.

Estructuras en Concreto	
Factor de reducción de Resistencia	ϕ
Flexión	0.9
Tensión, con o sin flexión	0.9
Compresión, con o sin flexión:	
- Elementos reforzado con espirales	0.75
- Elementos reforzados de otra manera	0.7
Cortante y torsión	0.85
Contacto sobre el concreto / aplastamiento	0.7
Esfuerzo de contacto	0.65

Con estos valores de referencia, tanto para el índice de confiabilidad como para los factores de seguridad de reducción de resistencia y amplificación de cargas, se realizan las conclusiones en base a los análisis del capítulo 5.

Se puede concluir de esta tesis que:

1. Viendo la Tabla 14, los valores de índice de confiabilidad β y los factores de seguridad para la estación 146 (Floridablanca – Piedecuesta), en cada tipo de puente son:
 - i) Para el *puede de 10m*, son del orden de cinco (5) y superiores, exceptuando los momentos en la viga exterior, que es de 4.92. Estos valores superan claramente el índice referencia de 3.5, por lo cual se puede decir que este puente es seguro desde su diseño para el paso de la condición más crítica de vehículos en la simulación. Además, el factor de reducción de la resistencia central $\bar{\phi}$ y el factor de amplificación de las cargas central $\bar{\gamma}$, pueden ser comparados más fácilmente con los factores

de reducción y amplificación de las Tabla 25 y Tabla 26, mirando la Tabla 27.

Tabla 27. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 10m de la estación INVIAS 146.

Puente de 10m - Estación INVIAS 146 (Floridablanca - Piedecuesta)					
Tipos de factores de seguridad	Factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Factores de reducción	$\bar{\phi}$	0.56	0.53	0.59	0.55
	ϕ (Tabla 26)	0.9		0.85	
Factores de amplificación	$\bar{\gamma}$	2.67	3.39	2.2	2.56
	γ (Tabla 25)	1.88	1.95	1.87	1.92

En esta tabla se puede apreciar que el factor de reducción de la simulación está por debajo del usado en la norma NSR-10. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más bajo sea el valor de reducción, habrá mayor seguridad en la estructura. También se puede apreciar que el factor de amplificación de la simulación, está por encima del calculado del diseño del puente, mostrado en la Tabla 25. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más alto sea el valor de amplificación, habrá mayor seguridad en la estructura.

- ii) *Para el puente de 20m* de la misma estación, los valores de índice de confiabilidad β , son superiores a 4.0, exceptuando los momentos de la viga exterior, que el valor es de 3.94. Estos valores superan claramente también el índice de referencia de 3.5, por lo cual se puede decir también que es un puente seguro desde su diseño para el paso de la condición más crítica de vehículos en la simulación. Además, el factor de reducción de la resistencia central $\bar{\phi}$ y el factor de amplificación de las cargas central $\bar{\gamma}$, pueden ser comparados más fácilmente con los factores de reducción y amplificación de las Tabla 25 y Tabla 26, mirando la Tabla 28.

Tabla 28. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 20m de la estación INVIAS 146.

Puente de 20m - Estación INVIAS 146 (Floridablanca - Piedecuesta)					
Tipos de factores de seguridad	Factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Factores de reducción	$\bar{\phi}$	0.63	0.68	0.67	0.69
	ϕ (Tabla 26)	0.9		0.85	
Factores de amplificación	$\bar{\gamma}$	2.02	2.38	1.72	1.92
	γ (Tabla 25)	1.88	1.95	1.87	1.92

En esta tabla se puede apreciar que el factor de reducción de la simulación está por debajo del usado en la norma NSR-10. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más bajo sea el valor de reducción, habrá mayor seguridad en la estructura. También se puede apreciar que el factor de amplificación de la simulación, está por encima del calculado en el diseño del puente en la viga interior, mientras en la viga exterior son muy similares a los mostrados en la Tabla 25, lo que indica que es un elemento seguro también. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más alto sea el valor de amplificación, habrá mayor seguridad en la estructura.

- iii) Para el puente de 30m, los valores del índice de confiabilidad de los momentos de la viga interior es de 3.5, mientras que para los cortantes de la viga interior y los momentos y cortantes de la viga exterior, son menores de 3.5, por lo cual se puede decir que, para la condición más crítica de paso de vehículos sobre este puente, el elemento más seguro, desde el diseño, es la viga interior, aunque para el efecto de cortante sea menor de 3.5. La viga exterior, desde el punto de vista del diseño con cargas ultimas, y al paso de la condición más crítica de vehículos en la simulación, es poco segura, respecto a las recomendaciones de Euro-código y la AASHTO. Además, el factor de reducción de la resistencia central $\bar{\phi}$ y el factor de amplificación de las cargas central $\bar{\gamma}$, pueden ser

comparados más fácilmente con los factores de reducción y amplificación de las Tabla 25 y Tabla 26, mirando la Tabla 29.

Tabla 29. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 30m de la estación INVIAS 146.

Puente de 30m - Estación INVIAS 146 (Floridablanca - Piedecuesta)					
Tipos de factores de seguridad	Factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Factores de reducción	$\bar{\phi}$	0.7	0.79	0.76	0.82
	ϕ (Tabla 26)	0.9		0.85	
Factores de amplificación	$\bar{\gamma}$	1.66	1.77	1.44	1.49
	γ (Tabla 25)	1.88	1.95	1.87	1.92

En esta tabla se puede apreciar que el factor de reducción de la simulación está por debajo del usado en la norma NSR-10. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más bajo sea el valor de reducción, habrá mayor seguridad en la estructura. También se puede apreciar que el factor de amplificación de la simulación, está por debajo del calculado en el diseño del puente en la viga interior y en la viga exterior, a los mostrados en la Tabla 25, lo que indica que son elementos poco seguros. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más alto sea el valor de amplificación, habrá mayor seguridad en la estructura.

2. Viendo la Tabla 16, los valores de índice de confiabilidad β y los factores de seguridad para la estación 1124 (Floridablanca – El Palenque), en cada tipo de puente son:
 - i. El índice de confiabilidad para el *puente de 10m*, son del orden de cinco (5) y superiores, exceptuando los momentos en la viga exterior, que es de 4.77. Estos valores superan claramente el índice referencia de 3.5, por lo cual se puede decir que este puente es seguro desde su diseño para el paso de la condición más crítica de vehículos en la simulación. Además,

el factor de reducción de la resistencia central $\bar{\phi}$ y el factor de amplificación de las cargas central $\bar{\gamma}$, pueden ser comparados más fácilmente con los factores de reducción y amplificación de las Tabla 25 y Tabla 26, mirando la Tabla 30.

Tabla 30. *Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 10m de la estación INVIAS 1124.*

Puente de 10m - Estación INVIAS 1124 (Floridablanca - El Palenque)					
Tipos de factores de seguridad	Factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Factores de reducción	$\bar{\phi}$	0.58	0.55	0.61	0.57
	ϕ (Tabla 26)	0.9		0.85	
Factores de amplificación	$\bar{\gamma}$	2.83	3.65	2.30	2.71
	γ (Tabla 25)	1.88	1.95	1.87	1.92

En esta tabla se puede apreciar que el factor de reducción de la simulación está por debajo del usado en la norma NSR-10. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más bajo sea el valor de reducción, habrá mayor seguridad en la estructura. También se puede apreciar que el factor de amplificación de la simulación, está por encima del calculado del diseño del puente, mostrado en la Tabla 25. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más alto sea el valor de amplificación, habrá mayor seguridad en la estructura.

- ii. Para el *puente de 20m* de la misma estación, los valores de índice de confiabilidad β , son superiores a 4.0. Estos valores superan claramente también el índice de referencia de 3.5, por lo cual se puede decir también que es un puente seguro desde su diseño para el paso de la condición más crítica de vehículos en la simulación. Además, el factor de reducción de la resistencia central $\bar{\phi}$ y el factor de amplificación de las cargas central $\bar{\gamma}$, pueden ser comparados más fácilmente con los factores de reducción y amplificación de las Tabla 25 y Tabla 26, mirando la Tabla 31.

Tabla 31. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 20m de la estación INVIAS 1124.

Puente de 20m - Estación INVIAS 1124 (Floridablanca - El Palenque)					
Tipos de factores de seguridad	Factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Factores de reducción	$\bar{\phi}$	0.62	0.67	0.66	0.68
	ϕ (Tabla 26)	0.9		0.85	
Factores de amplificación	$\bar{\gamma}$	2.06	2.47	1.75	1.97
	γ (Tabla 25)	1.88	1.95	1.87	1.92

En esta tabla se puede apreciar que el factor de reducción de la simulación está por debajo del usado en la norma NSR-10. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más bajo sea el valor de reducción, habrá mayor seguridad en la estructura. También se puede apreciar que el factor de amplificación de la simulación, está por encima del calculado en el diseño del puente en la viga interior, mientras en la viga exterior son muy similares a los mostrados en la Tabla 25, lo que indica que es un elemento seguro también. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más alto sea el valor de amplificación, habrá mayor seguridad en la estructura.

- iii. Para el *puente de 30m*, los valores del índice de confiabilidad de los momentos y cortantes de la viga interior son mayores de 3.5, mientras que para los momentos y cortantes de la viga exterior, son menores de 3.5, por lo cual se puede decir que, para la condición más crítica de paso de vehículos sobre este puente, el elemento seguro, desde el diseño, es la viga interior. La viga exterior, desde el punto de vista del diseño con cargas ultimas, y al paso de la condición más crítica de vehículos en la simulación, es poco segura. Además, el factor de reducción de la resistencia central $\bar{\phi}$ y el factor de amplificación de las cargas central $\bar{\gamma}$, pueden ser comparados más fácilmente con los factores de reducción y amplificación de las Tabla 25 y Tabla 26, mirando la Tabla 32.

Tabla 32. Tabla comparativa de los factores de reducción y de amplificación, para el puente de 30m de la estación INVIAS 1124.

Puente de 30m - Estación INVIAS 1124 (Floridablanca - El Palenque)					
Tipos de factores de seguridad	Factores de seguridad	Viga interior		Viga exterior	
		Momentos	Cortantes	Momentos	Cortantes
Factores de reducción	$\bar{\phi}$	0.66	0.74	0.72	0.79
	ϕ (Tabla 26)	0.9		0.85	
Factores de amplificación	$\bar{\gamma}$	1.63	1.78	1.42	1.49
	γ (Tabla 25)	1.88	1.95	1.87	1.92

En esta tabla se puede apreciar que el factor de reducción de la simulación está por debajo del usado en la norma NSR-10. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más bajo sea el valor de reducción, habrá mayor seguridad en la estructura. También se puede apreciar que el factor de amplificación de la simulación, está por debajo del calculado en el diseño del puente en la viga interior y en la viga exterior, a los mostrados en la Tabla 25, lo que indica que son elementos poco seguros. Este resultado da un grado de seguridad, dado que entre más alto sea el valor de amplificación, habrá mayor seguridad en la estructura.

- De las dos estaciones anteriores (estación 146 y estación 1124), se puede concluir que tienen un comportamiento muy similar al comparar los índices de confiabilidad y los factores de seguridad de los tres puentes mencionados anteriormente. Esto puede ser una conclusión esperada, dado que los conteos de vehículos de las dos estaciones son muy similares y por ello, se puede llegar a concluir que a mayor paso de vehículos pesados (mayores a 5 toneladas en cada eje), la tendencia es a que el índice de confiabilidad disminuya, y los factores de reducción de la resistencia y de amplificación de la sollicitación se acerquen o superen los especificados en la Tabla 25 y Tabla 26, haciendo que los puentes sean menos seguros con el paso del tiempo.

4. Realizando pruebas de calibración en el programa, que se pueden detallar en el capítulo 5.6 (pág. 111), al haber una gran variedad de tipos de vehículos recorriendo el puente, se puede concluir que:
- i. La dispersión de los datos de solicitudes, es apreciable, y en los diagramas de frecuencia se empieza a notar una tendencia de concentración y brechas en los datos. Si solo pasaran vehículos por el puente en una pequeña cantidad, los datos empiezan a mostrar una tendencia normal de ajuste, aunque esto no es del todo cierto si se tiene una gran cantidad de vehículos pasando sobre el puente. Por ende, la tendencia de la curva distribución de la solicitud en un puente, no parece ceñirse a una distribución normal, y por ello, se debe buscar una curva de distribución estadística que se ajuste mejor los datos.
 - ii. Si solo se pasaran camiones pesados (C5 o mayores a C5) sobre el puente, los datos muestran una tendencia normal, pero con datos bastante concentrados y algunas brechas apreciables, como también se puede ver en la referencia (A comprehensive traffic load model for bridge safety checking, 1997). Esto debido a que los camiones, a causa de sus largas distancias entre ejes, en muy pocas ocasiones entraran totalmente al puente, y la mayor parte del tiempo entrará algún eje u otro. Entonces se puede decir que al aumentar la longitud del puente, los datos empiezan a tener una tendencia normal, dado que cualquier vehículo y camión tendría la oportunidad de pasar y tener un recorrido sobre el puente.
 - iii. Al pasar sobre el puente un TPDS cualquiera, en donde hay todo tipo de camiones y vehículos, entonces se nota que se generan varios picos, pero dos representativos, esto debido a que los esfuerzos provocados por los vehículos se concentran en el primer pico representativo, mientras los esfuerzos generados por las cargas de

los camiones se concentran en el segundo pico representativo. Al aumentar la longitud del puente, la gran cantidad de picos tiende a desaparecer.

5. Se nota una tendencia a una distribución normal de los datos que provienen de los momentos y cortantes resistentes, que son propios de los materiales, como lo son la resistencia del concreto, la densidad del concreto y la fluencia del acero. Dado que los datos de entrada de estas variables fueron ajustados a una distribución normal, lo que se esperaba es que las salidas de los datos (Momentos y cortantes resistentes) fueran igualmente ajustables a una distribución normal, y la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov aceptó la hipótesis nula, corroborando la idea esperada.
6. En general, se puede decir que el diseño de puentes en Colombia, con las pruebas de los dos conteos de vehículos más cargados del área metropolitana de Bucaramanga, para el año 2008, para los puentes de longitudes de 10m y 20m, son en general muy seguros. Para los puentes de 30m, se puede decir que son menos seguros respecto a la recomendación dada por el Euro-código y la AASHTO, por lo cual, en la condición más crítica del paso de vehículos, se tendrá una disminución de su confiabilidad más rápidamente en el tiempo que en la de los otros dos puentes.
7. Se realizaron corridas en el programa de Matlab®, para los conteos de mayor número de camiones pesados (C5 y mayores de C5) en Colombia para el año 2008, los cuales son: la estación 695 (Cuatro Vientos – Bosconia, departamento del Cesar) y la estación 36 (Tres Esquinas – Regional Cundinamarca, departamento de Cundinamarca). Estos conteos solo se analizaron para el puente de 30m, quien es el puente más crítico desde el punto de vista de confiabilidad. Se realizó una variación en la velocidad y se corrieron los mismos dos conteos de tránsito para una velocidad de 10Km/h

y 30Km/h. Los resultados, que pueden verse en el capítulo 5.5 (pág. 106), demostraron que a mayor velocidad, el índice de confiabilidad aumenta, el factor de amplificación aumenta y el factor de reducción disminuye. Por ello, los puentes corridos con una velocidad de 10Km/h, demuestran ser una condición crítica para el paso de vehículos, y entre mayor sea la velocidad, el índice de confiabilidad empieza a aumentar. Además, el diseño de un puente en Colombia sometido a los trenes de carga generados por los dos conteos de tráfico que contiene la mayor cantidad de vehículos más pesados, tienen índices de seguridad y factores de seguridad acordes a los estándares internacionales y las exigencias de diseño colombianas, respectivamente.

8. En general, se puede concluir que el índice de confiabilidad, al igual que los factores de seguridad, no son valores constantes, sino que varios factores los hacen cambiar, como modificar el tránsito que circula sobre el puente, la velocidad del tren de vehículos o la longitud del puente. Como se está analizando con tránsitos de vehículos del año 2008, seguramente el día de hoy ya ha aumentado el tránsito de vehículos más pesados y el índice de confiabilidad también, por lo que con el paso del tiempo los diseños de puentes de Colombia serán insuficientes para las cargas impuestas de vehículos, dado al aumento del parque automotor.

6.2 RECOMENDACIONES Y POSTERIORES ESTUDIOS

Teniendo en cuenta los alcances de este trabajo de maestría, se pueden tener algunas recomendaciones para posteriores estudios que pueden seguirse en la línea de investigación de los puentes extradados, en las cuales el grupo INME tiene gran experiencia:

1. El estudio de esta tesis se puede extender primeramente a varios carriles, en donde se puede implementar un emparrillado. Por ello, se debe programar el emparrillado mediante un análisis matricial, donde en cada nodo se registre los cortantes y los momentos del paso de los vehículos en cada instante.
2. El programa realizado en Matlab®, se puede optimizar en su código, para que el análisis pueda disminuir en tiempo de ejecución. Aunque se implementó un clúster interno (dentro del computador donde se realizaron las corridas), actualmente para un puente de 30m y una velocidad de 10Km/h, usando un computador de especificaciones AMD Bulldozer FX core, 4gb de RAM, 8 núcleos físicos a 2 hilos, en cada iteración (una iteración es el paso de un tren de vehículos organizados aleatoriamente) se demora aproximadamente 2.5min a 3min. Por ende, la corrida de un TPDS, se demora aproximadamente 4.8 horas. Al aumentar la velocidad a 30km/h, el tiempo de ejecución del programa se incrementa, debido a que el tren de vehículos que pasa por el puente se hace mucho más extenso. Por eso, se hace indispensable también el uso de mayor cómputo para el desarrollo de más pruebas sobre el programa, ya sea con mayores velocidades o mayor número de iteraciones.
3. El desarrollo de análisis del programa puede ser ampliado para puentes de mayores luces y para otros tipos de puentes, como sería los puentes extradados, que es una línea de investigación que ha estudiado el grupo INME de la Universidad Industrial de Santander. Por ello, se puede unir el modelamiento de puentes de grandes luces, con el tema de simulación de tránsito real.

7. BIBLIOGRAFIA

A comprehensive traffic load model for bridge safety checking. Crespo Minguillón, Cesar and Casas, Juan R. 1997. 4, Barcelona, Spain : Structural Safety, 1997, Vol. 19, pp. 339-359.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2012. *AASHTO LRFD Bridges: Design Specifications* . United States of America : s.n., 2012.

Au, Siu-Kui. 2001. *On the solution of first excursion problems by simulation with applications to probabilistic seismic performance assessment.* Pasaena, California : Doctoral Thesis in Civil Engineering, California Institute of Technology, 2001. (Cited on. Pp. 1, 16, 21, 22, 30, 66).

Baez López, David . 2007. *Matlab: Con aplicaciones a la Ingeniería, física y finanzas.* México D.F : AlfaOmega, 2007. 971-15-1137-9.

Blockley, David . 1992. *Engineering Safety.* Londres : McGraw-Hill, 1992. 0-07-707593-5.

Blockley, David. 1992. *Engineering Safety.* s.l. : McGraw-Hill, 1992. 0-07-707593-5.

CCDSP-95. 1995. *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95.* Bogotá : Asociacion Colombiana de Ingeniería Sísmica ACIS, 1995.

Chevrolet. Chevrolet Colombia. [Online] [Cited: Marzo 15, 2013.] http://www.chevrolet.com.co/vehiculos/buses-camiones/showroom_camiones.html.

Du, Xiaoping. 2005. Chapter 7: First Order and Second Reliability Methods. *Probabilistic Engineering Design.* Missouri : University of Missouri – Rolla, 2005.

European Committee for Standardisation (Eurocode). EN 1990:2002. *Basis of structural design. Load of Bridge.* EN 1990:2002. Vol. 3.

Faber, Michael Havbro. 2003. *Basic of Structural Reliability.* Zurich, Switzerland : DRAFT: Swiss Federal Institute of Technology ETH, 2003.

Freudenthal, Alfred Martín. 1956. *Safety and the probability of structural failure.* s.l. : American Society of Civil Engineers Transactions, 1956.

Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete. Whitney , Charles. 1956. s.l. : ACI Journal, 1956, Vol. 53, pp. 455-475.

Haldar , Achintya and Mahadevan, Sankaran . 2000. *Reliability Assessment Using Stochastic Finite Element Analysis.* New York : John Wiley Sons, 2000.

- Haldar, Achintya and Mahadevan, Sankaran. 2000. *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*. New York : John Wiley Sons, 2000.
- Hasofer, Abraham M. and Lind, Niels Christian . 1973. *An exact and invariant first-order reliability format*. s.l. : Waterloo, Ont: Solid Mechanics Division, 1973. pp. 111-121.
- Hurtado, Jorge Eduardo. 2004. *Structural Reliability, Statistical Learning Perspectives. Lecture notes in applied*. Germany : Springer, 2004.
- Instituto Nacional de Vías: INVIAS. 2008. *Manual de Diseño Geométrico INV-2008*. Bogotá : s.n., 2008.
- Instituto Nacional de Vías: INVIAS. 2008. Volúmenes de tránsito 2008. [Online] [Cited: Marzo 15, 2013.] <http://www.invias.gov.co/index.php/documentos-tecnicos-izq>.
- James, Gerard. 2003. *Analysis of Traffic Load Effects on Railway Bridges: Doctoral Thesis*. Stockholm, Sweden : Structural Engineering Division: Royal Institute of Technology, 2003.
- Kim, S.H. and Wen, Y.K. 1987. *Reliability-based structural optimization under stochastic time varying loads*. s.l. : Tesis Doctoral: University of Illinois at Urbana-Champaign, 1987.
- Lemaire, Maurice . Inc. 2009. *Structural reliability 1st ed*. New Jersey : Wiley-ISTE, Inc. 2009. 1848210825.
- LRFD: Implementing structural reliability in professional practice*. Bruce, Ellingwood. 2000. Baltimore, USA : Engineering Structures, 2000, Vol. 22, pp. 106-115.
- Marek, Pavel , et al. 2003. *Probabilistic Assessment of Structures using MonteCarlo Simulation* . s.l. : Tereco, 2003. 80-86246-19-1.
- Martínez, Arturo Ramírez. 2005. *Confabilidad del puente Cáceres de Piura ante eventos del fenómeno del niño: Tesis Pregrado (Ing. Civil)*. Piura : Universidad de Piura., 2005.
- Melchers, Robert E. Inc, 1999. *Structural Reliability Analysis and Prediction 2nd ed*. England : John Wiley and Sons, Inc, 1999.
- Methods of Structural Reliability theory - an Introduction: Lecture Notes on Risk and Reliability in Civil Engineering*. Faber, Michael Havbro. 2001. s.l. : Swiss Federal Institute of Technology, 2001.

Moses, Fred. 2001. *NCHRP. Report 454: Calibration of load factors for LRFD bridge evaluation*. Washington D.C : Portersville, United State of America: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), 2001. 0-309-06672-7.

Muñoz, Edgar Eduardo. 2012. *Ingeniería de Puentes*. Bogotá : Gente Nueva, 2012. p. 31. Vol. 3. 978-958-716-566-1.

Muñoz, Edgar Eduardo. 2012. *Ingeniería de Puentes: Tomo 3*. Bogotá : Gente Nueva, 2012.

Muñoz, Edgar Eduardo. 2012. *Ingeniería de Puentes*. Primera . Bogotá : Gente Nueva, 2012. p. 307. Vol. 3. 978-958-716-566-1.

National Cooperative Highway Research Program . 2001. *Calibration of Load Factors for LRFD Bridge Evaluation - Report 454*. Washington D.C. : s.n., 2001. 0-309-06672-7.

Nordic Committee on Building Regulations. 1987. *Guidelines for loading and safety regulations for structural design*. Stockholm : NKB Committee and Works Reports, Report No. 55E., 1987.

NTC 2275. 1997. *Ingeniería Civil y Arquitectura. Procedimiento recomendado para la evaluación de los resultados de los ensayos de resistencia de concreto*. Bogotá : ICONTEC, 1997.

NTC 4788-1. 2000. *Tipología de vehículos de transporte terrestre*. Bogotá : ICONTEC, Ministerio de Transporte, 2000.

Páez, Diego Fernando. 2007. *Diseño Simplificado de Puentes*. Bogotá : INVIAS, 2007.

Probability based load criteria: load factors and combinations. Ellingwood, Bruce , et al. 1982. 5, s.l. : Journal of the Structural Division, 1982, J. Structural Division, ASCE, Vol. 108.

Probability-Based Load Criteria for Structural Desing. Ellingwood, Bruce and Galambos, Theodore V. 1983. s.l. : Structural Safety, 1983, pp. 15-26.

Propiedades Mecanicas del Acero de refuerzo utilizado en Colombia. González, Victoria, et al. 2005. Número 1, Medellín : Ingeniería y Ciencia, 2005, Vols. Volumen 1, paginas 67-76, marzo 2005. ISSN 1794-9165.

Reuven, Y Rubinstein and Dirk , P Kroese. 2007. *Simulation and the Monte Carlo Method*. s.l. : Wiley, 2007. 978-0470177945 .

Ríos Insua, David. 2009. *Simulación: Métdos y Aplicaciones*. México : AlfaOmega, 2009. 970-15-1457-3.

Sánchez Silva, Mauricio. 2005. *Introducción a la Confiabilidad y Evaluación de Riesgos*. Bogotá : Ediciones Uniandes, 2005. ISBN 958-695-151-0.

Second-Order Reliability Formulations in DAKOTA/UQ. Eldred, M. S. and Bichon, B.J. 2006. Newport, Rhode Island : 47th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Confere, 2006.

Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks. Cardoso, João, et al. 2007. Caparica, Portugal : Faculty of Sciences and Technology, New University of Lisbon., 2007.

Uribe Castillo, Felipe. 2012. *Implementation of simulation methods in structural reliability*. Manizales : Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, tesis de pregrado , 2012.

Vallecilla Bahena, Carlos . 2004. *Curso de Puentes en Concreto*. Bogotá : Bauen, 2004. ISBN 958-33-6590-4.

Wikipedia. [Online] [Cited: Septiembre 20, 2012.]
http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo_de_los_estados_limite.

8. ANEXOS

ANEXO A – “DISEÑO DE PUENTE DE VIGA Y LOSA DE 10m”

f'c	210	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
Capa rodadura e	0.05	m
Rueda delantera	5	t
Ruedas traseras	7.5	t

1. PREDIMENSIONAMIENTO

Luz libre long.	10	m
S (no entre ejes)	2.6	m
S (entre ejes)	2.9	m
bw (viga)	0.3	m
H min losa	0.19	m
H min viga	0.7	m

2. EVALUACION DE CARGAS POR M2 PARA DISEÑO DE LOSA

2.1. Carga Muerta losa

Peso propio losa	0.46	t/m
Peso capa rodadura (e=5cm)	0.11	t/m
Σ	0.57	t/m

Nota: El peso de la baranda se tiene en cuenta en el calculo del voladizo

2.2. Carga Viva mas impacto

Impacto I	0.3	m
Carga rueda trasera +Impacto	9.75	t

3. DISEÑO DE LA LOSA DEL PUENTE

3.1. Momentos flectores en la losa (por m de losa)

3.1.1. Carga Muerta luces interiores

MD calculado	0.40	t-m/m
MD tomado	0.50	t-m/m

3.1.2. Momento flecto en el voladizo

Peso Baranda	0.15	t
MD vol	0.48	t-m/m

3.2. Momento flector por Carga Viva

3.2.1. Momento flector por carga viva en las luces interiores de la losa

- Refuerzo principal perpendicular al trafico (formula simplificada)		
ML	1.96	t-m/m
Impacto (I)	0.3	

3.2.2. Momento flector por carga viva en el voladizo

- Refuerzo perpendicular al trafico		
X	0.275	m
Ancho de Distribucion E	1.32	m
Impacto (I)	0.3	(A.3.4.3.2 B)
- Momento por metro de losa		
P	7.5	t
ML vol	1.56	t-m/m

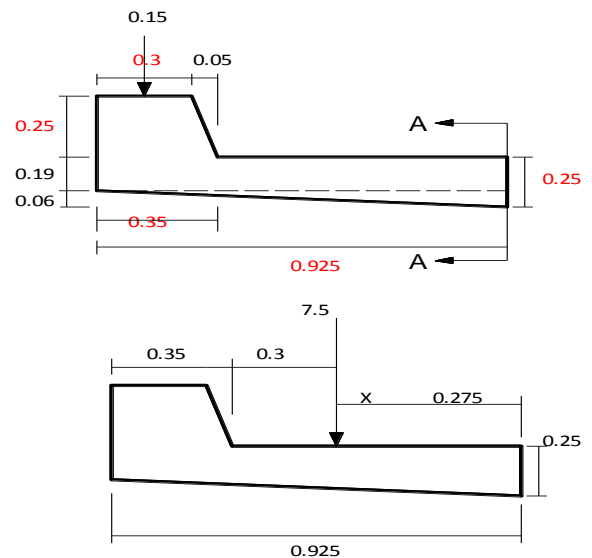
3.3 Momentos flectores Ultimos (GRUPO 1)

3.3.1. Luces interiores y apoyo central

MD	0.50	t-m/m
ML	1.96	t-m/m
Mu	6.18	t-m/m

3.3.2. En el voladizo

MD vol	0.48	t-m/m
ML vol	1.56	t-m/m
Mu vol	5.03	t-m/m



4. Diseño de la armadura para la losa del puente

4.1.1. Armadura Positiva y negativa en las luces interiores y apoyo central

h	19	cm	(diseño por metro)
b	100	cm	
d	14	cm	
Mu	618.00	KN-cm	
Mn	686.67	KN-cm	
$K=Mn/(bd^2)$	0.035034	KN/cm2	
m	23.53		
ρ	0.00938		
ρ_{\min}	0.0029		
ρ_{\max}	0.0159		
Asmín	4.05	cm2	
Asmáx	22.31	cm2	
As=p*b*d	13.13	cm2	

$\sqrt{f_c}/(4*f_y)$	0.0027
$1.4/f_y$	0.0033
ρ_{\min}	0.0033

β_1	0.85
ρ_b	0.0213
ρ_{\max}	0.0159

# barra	5.00	
Cantidad	7	
Separación	15	cm

Colocar arriba y abajo 7 barras # 5c/ 15cm en un ancho de 100cm, perpendicular al sentido del trafico

4.1.2. Armadura en el voladizo de la losa

h	19	cm	(diseño por metro)
b	100	cm	
d	13	cm	(Recubrimiento minimo de barras superiores en tableros: 5cm)
Mu	503.43	KN-cm	
Mn	559.37	KN-cm	
$K=Mn/(bd^2)$	0.033099	KN/cm2	
m	23.53		
ρ	0.00879		
ρ_{\min}	0.0029		
ρ_{\max}	0.0159		
Asmín	3.763	cm2	
Asmáx	20.72	cm2	
As=p*b*d	11.43	cm2	

# barra	5.00	
Cantidad	6	
Separación	18	cm

*Colocar arriba 6 barras # 5c/ 18cm en un ancho de 100cm,
perpendicular al sentido del trafico*

4.2. Armadura de Reparticion AR

- Refuerzo principal paralelo al trafico
% de refuerzo 67 %
AR 9.00 cm2 (Mirar A.4.2.2.1.3)

# barra	4.00	
Cantidad	8	
Separación	12	cm

Colocar abajo 8 barras # 4c/ 12cm en un ancho de 100cm, paralelo al sentido del trafico (franja media)

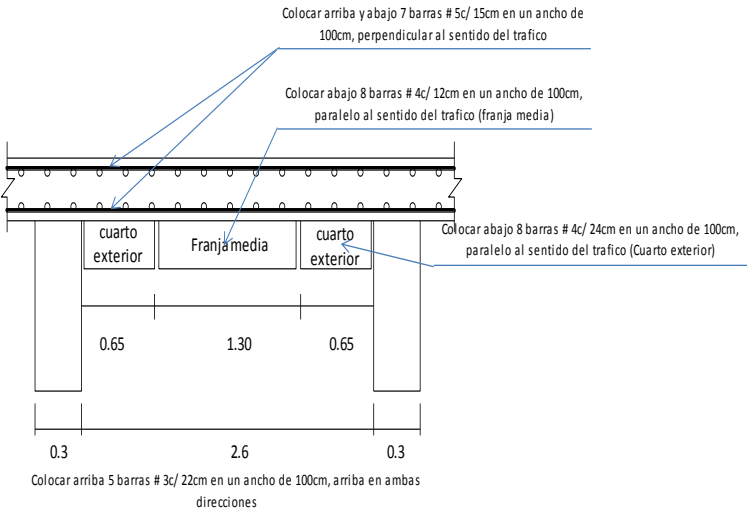
Colocar abajo 8 barras # 4c/ 24cm en un ancho de 100cm, paralelo al sentido del trafico (Cuarto exterior)

4.3. Armadura de retraccion de fraguado

As minimo 3 cm2 (Mirar A.7.11)

# barra	3.00	
Cantidad	5	
Separación	22	cm

Colocar arriba 5 barras # 3c/ 22cm en un ancho de 100cm, arriba en ambas direcciones



5. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

5.1. Avaluo de Cargas

5.1.1. Carga Muerta

Longitud Aferente	2.9	m
Peso de la losa	1.32	t/m
Capa de rodadura	0.319	t/m
Peso propio de la viga	0.37	t/m
Σ	2.01	t/m
Ancho diafragma	0.25	m
Peso del diafragma central	0.41	t/m

5.1.2. Carga Viva. Línea de Rueda

Luz libre	10	m
Impacto (I)	30	%

5.1.2.1. Determinación del factor de rueda para la viga interior

a) Factor de Rueda para la fuerza cortante

FR extremo viga 2

FR otras posiciones diferentes
al extremo de la viga 1.61

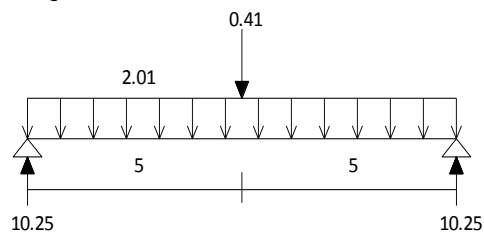
b) Factor de Rueda para el momento flector

FR 1.61 (Tabla A.4.3.4.1)

5.2. Determinación de la fuerza cortante y el momento flector en la viga interior

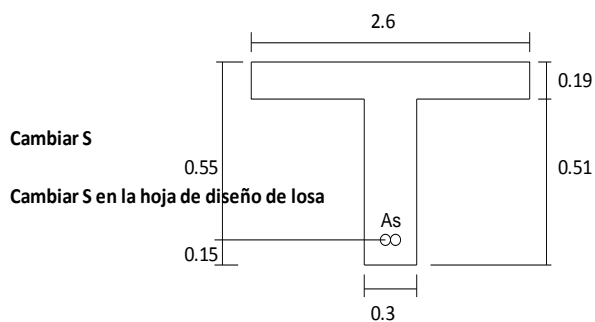
5.2.1. Cortante y momento flector por carga muerta

P	0.41	t
w	2.01	t/m
Vd	10.25	t
Md	26.12	t-m



5.2.2. Determinación de las dimensiones de la viga T

6*Hlosa	1.14	m
S/2	1.30	m
Espesor del ala max	1.14	m
Espesor del ala calculado	1.15	m
bw	2.58	m



5.2.3. Momento Flector maximo por carga viva

Rueda trasera + inter.	15.7083333	t
Rueda delantera	10.47	t

5.3. Lineas de influencia para momentos flectores

f'c	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
b	2.6	m
Recub.	0.15	m
d	0.55	m
Luz libre	10	m
Δx	0.83	m

5.3. Linea de carga para momentos flectores

P	12.00	t	P (i + FR)	12.57	t
w	1.59	t/m	w (i + FR)	1.67	t/m
VL	13.95	t	VL (i + FR)	14.61	t
ML	49.88	t-m	ML (i + FR)	52.23	t-m

X(m)	0.83	1.67	2.50	3.33	4.17	5	
Md	7.84	14.29	19.34	22.99	25.26	26.12	t-m
ML+i	19.78	33.74	41.89	44.22	47.71	52.36	t-m
Mu	53.14	91.83	116.08	125.88	136.40	147.63	t-m
K=Mu/bd ²	67.56	116.76	147.59	160.06	173.43	187.71	t/m2
m=fy/(0.85*f'c)	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	
ρ	0.00183	0.00321	0.00410	0.00447	0.00487	0.00530	
ρmín	0.000426	0.000426	0.000426	0.000426	0.000426	0.000426	
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	
Asmín	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09	cm2
Asmáx	227.91	227.91	227.91	227.91	227.91	227.91	cm2
As=ρ*b*d	26.12	45.90	58.67	63.91	69.59	75.73	cm2
#barra	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
Cantidad	6	10	12	13	14	15	

Se comporta Viga T o como viga rectangular?

As centro viga	75.73	cm2
a	6.85	cm

VIGA RECTANGULAR

5.4. Diseño a cortante

Rueda trasera sobre apoyo + impacto + Factor de Rueda	19.5	t
Rueda intermedia + Impacto + Factor de Rueda	15.7083333	t
Rueda delantera+Impacto+Factor de Rueda	10.47	t

5.4.1 . Lineas de influencia para cortante

Δx	0.83	m
bw	0.3	m
d	0.55	m
Vc	12.67	t
φ	0.85	
# barra	4.00	
# ramas	2	
Av	2.53	cm2

$$V_c = v_c b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

5.3. Linea de carga para Cortante

P	16.00	t	P (i + FR)	20.80	t
w	1.55	t/m	w (i + FR)	2.01	t/m
VL	15.73	t	VL (i + FR)	20.45	t
ML	59.33	t-m	ML (i + FR)	77.13	t-m

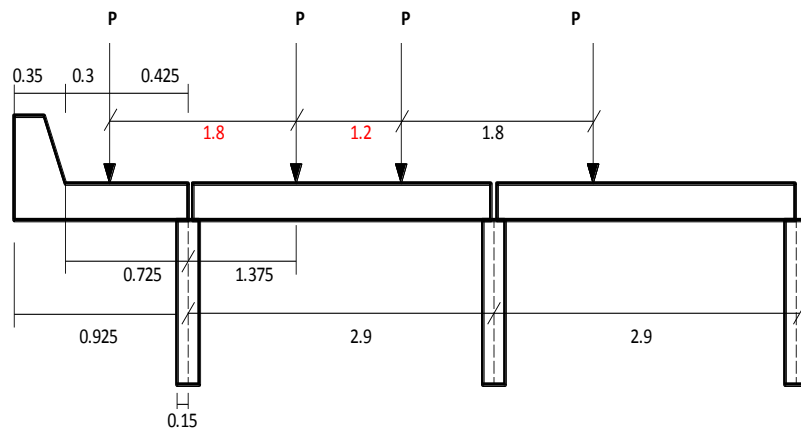
X(m)	0	0.83	1.67	2.50	3.33	4.17	5.00	
Vd	10.25	8.57	6.90	5.22	3.55	1.88	0.20	t
VL	31.02	23.74	20.25	16.76	13.26	9.77	6.28	t
Vu	80.66	62.68	52.92	43.17	33.41	23.66	13.90	t
Vs	82.22	61.06	49.59	38.11	26.64	15.16	3.69	t
Separacion	7.12	9.58	11.80	15.36	21.97	38.60	158.78	cm

6. DISEÑO DE VIGA EXTERIOR

6.1. Avaluo de Cargas

6.1.1. Carga Muerta

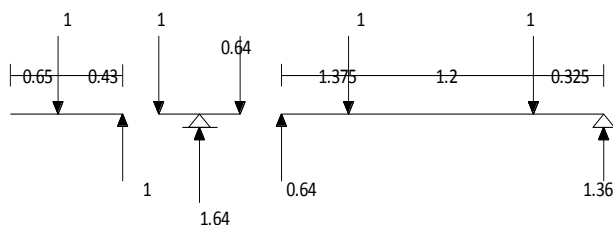
Longitud aferente	2.525	m
Peso de la losa	1.22	t/m
Peso de la capa rodadura	0.28	t/m
Peso del bordillo	0.21	t/m
Peso de la baranda	0.15	t/m
Peso del alma de la viga	0.37	t/m
Σ	2.22	t/m
Peso del 1/2 diafragma	0.20	t/m
Factor rueda Cortante y momento flector	1.64	



6.2. Diseño por momento ultimo

6.2.1. Momento Maximo por carga muerta

Luz libre	10.00	m
P	0.20	t
w	2.22	t/m
Vd	11.22	t
Md	28.29	t-m



6.2.2. Momento Maximo por carga viva

Factor de Impacto	0.30	
Factor de Rueda	1.64	
Rueda trasera + impacto + factor rueda	15.97	t
Rueda delantera + impacto + factor de rueda	10.65	t

Línea de influencia para Momento por Carga Viva

f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
b	2.6	m
d	0.55	m
Luz libre	10	m
Δx	0.83	m

Línea de carga para Momentos flectores

P	12.00	t	P (i + FR)	12.78	t
w	1.59	t/m	w (i + FR)	1.69	t/m
VL	13.95	t	VL (i + FR)	14.85	t
ML	49.88	t-m	ML (i + FR)	53.10	t-m

X (m)	0.83	1.67	2.50	3.33	4.17	5.00	
Md	8.57	15.61	21.09	25.04	27.44	28.29	t-m
ML+i	20.11	34.31	42.59	44.95	48.50	53.23	t-m
Mu	54.81	94.77	119.88	130.14	140.96	152.35	t-m
K=Mu/bd²	69.68	120.49	152.42	165.47	179.23	193.71	t/m²
m=fy/(0.85*f'c)	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	
ρ	0.00189	0.00332	0.00424	0.00463	0.00504	0.00548	
ρmín	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	
Asmín	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09	cm²
Asmáx	227.91	227.91	227.91	227.91	227.91	227.91	cm²
As=ρ*b*d	26.96	47.43	60.69	66.20	72.08	78.33	cm²
#barra	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
Cantidad	6	10	12	14	15	16	

β_1	0.85
ρ_b	0.0213
$\rho_{máx}$	0.0159

As centro viga	78.33	cm ²
a	7.09	cm

VIGA RECTANGULAR

6.3. Diseño por Cortante Ultimo

Rueda trasera sobre apoyo + impacto + Factor de Rueda	15.97	t
Rueda intermedia + Impacto + Factor de Rueda	15.97	t
Rueda delantera+Impacto+Factor de Rueda	10.65	t

Lineas de influencia para cortante

Δx	0.83	m
bw	0.3	m
d	0.55	m
Vc	12.67	t
ϕ	0.85	
# barra	4.00	
# ramas	2	
Av	2.53	cm2

$$V_c = v_c b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Línea de carga para Cortante

P	16.00	t	P (i + FR)	17.03	t
w	1.55	t/m	w (i + FR)	1.65	t/m
VL	15.73	t	VL (i + FR)	16.75	t
ML	59.33	t-m	ML (i + FR)	63.17	t-m

X(m)	0.00	0.83	1.67	2.50	3.33	4.17	5.00	
Vd	11.22	9.36	7.51	5.66	3.81	1.95	0.10	t
VL+i	27.68	24.13	20.58	17.03	13.49	9.94	6.39	t
Vu	74.68	64.56	54.45	44.34	34.23	24.11	14.00	t
Vs	75.18	63.28	51.39	39.49	27.59	15.70	3.80	t
Separacion	7.78	9.25	11.39	14.82	21.21	37.29	154.10	cm

7. Calculo del Momento Critico M_{cr}

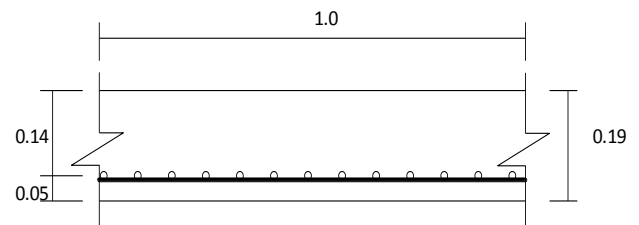
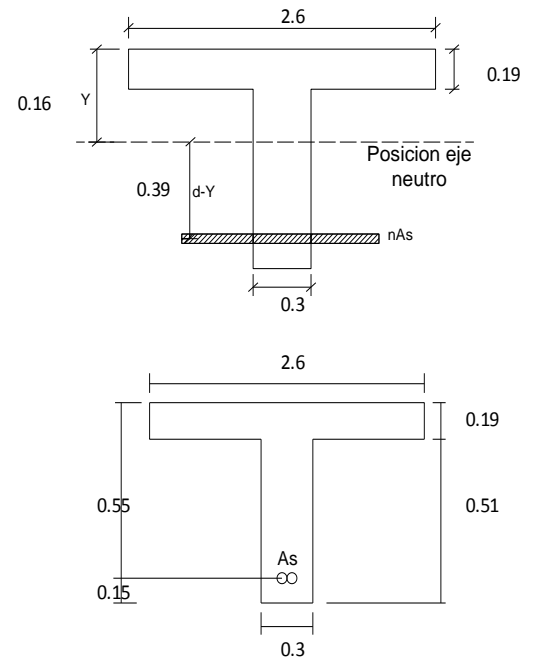
16 barras No 8		
As	81.07	cm ²
E _c	173896.521	kg/cm ²
E _s	2040000	kg/cm ²
n calc.	12	
n	10	
nAs	0.0811	cm ²
a	0.15	
b	0.518073197	
c	-0.086105258	$y_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$
d	0.55	
y ₁	0.16	m
y ₂	-3.61	m
Y _{cr}	0.16	m
I _{cr}	0.0159	m ⁴

Momemo de Inercia de la seccion bruta de la Viga T

Y	0.522	m	$M_{cr} = \frac{f_R I_c}{Y_f}$
I _c	0.019	m ⁴	
f _R	28.69	kg/cm ²	$f_R = 1.98 \sqrt{f'_c}$
M _{cr}	10.50	t-m	(Momento critico de una seccion en T)
Ma	25.11	t-m	(Peso de la carga sobre la viga interior (No incluye riostra)
I _e	0.016	OK	
f' _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
b	2.6	m	
d	0.55	m	
Mu	12.60	t-m	
K=Mu/bd ²	16.02	t/m ²	
m=f _y /(0.85*f' _c)	23.53		
ρ _{min}	0.000426		
As _{min}	6.09	cm ²	

Momemo de Inercia de la seccion bruta de la placa

y	0.095	m
I _c	0.0006	m ⁴
f _R	28.69	kg/cm ²
M _{cr}	1.73	t-m
b	1.0	m
Recub.	0.05	m
d	0.14	m
Mu	2.07	t-m
K=Mu/bd ²	105.70	t/m ²
m=f _y /(0.85*f' _c)	23.53	
ρ _{min}	0.002895	
As _{min}	4.05	cm ²



CALCULO DE LA CONTRAFLECHA DE LA VIGA CENTRAL Y EXCENTRICA

CALCULO DE LA VIGA CENTRAL

Deflexion inmediata	0.93	cm	
As	81.07	cm ²	Acero a tension
A's	0	cm ²	Acero a compresion
FM	3		
Deflexion a largo plazo	2.80	cm	

Ecuacion de la Deflexion de la viga (Metodo de la doble integracion)

L	10	m
w	2.01	t/m
Vd	10.25	t
EI	28.06	t-m ²

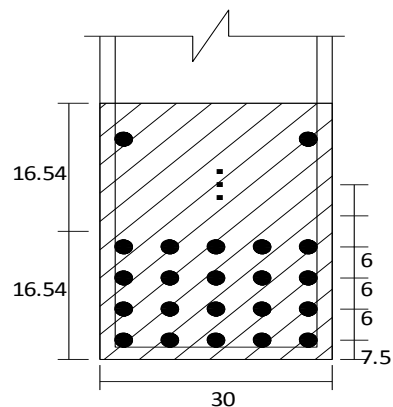
Ecuacion M	M= 10.2458x - 1.0043x ²
c2 integracion	0
c1 integracion	-87.07166667
Ecuacion Y	0.0609x ³ - 0.003x ⁴ - 3.103x

Δx	0.83	m
----	------	---

X (cm)	0.00	0.83	1.67	2.50	3.33	4.17	5.00	
Y (cm)	0	-0.26	-0.49	-0.69	-0.85	-0.94	-0.98	cm
Y (cm)	0	-0.77	-1.47	-2.08	-2.54	-2.83	-2.93	cm

REVISION DE LA DISTRIBUCION DEL REFUERZO A FLEXION

Tmax	2.54		
db	2.54	cm	
40 mm	2.54	cm	
1.33 Tmax	3.38	cm	
S barras	3.40	cm	
bw	30.0	cm	
S total	14.92	cm	
S real	3.73	cm	OK
No total barras	16.0		
No total de filas llenas	4.0		
No barras por fila	4.0		
No barras ultima fila	0.0		



N (fila)	$Y_n(N-1)$	
1	30.16	cm
2	54.16	cm
3	78.16	cm
4	102.16	cm
5	0	cm
Σ	264.64	

Y	16.54	cm
As	62.03	cm ²

Chequear que sea aproximadamente igual a 15 cm

A.7.8.16.4 - cuando $f_y > 28000 \text{ kg/cm}^2$, entonces $f_s = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c A}} \leq 0.60 f_y$

z	30.5	kg/cm	(condiciones moderadas de exposicion)
z	23	kg/cm	(condiciones severas de exposicion)
f_y	4200	kg/cm ²	
f_s	4853.90	kg/cm ²	
$0.6f_y$	2520	kg/cm ²	
f_{smax}	2520	kg/cm ²	

Esfuerzo f_s (calculado) bajo cargas de servicio

Md servicio	28.29	t-m	
ML servicio	53.23	t-m	
Mmax servicio	81.53	t-m	
As	81.07	cm ²	
b	260	cm ²	
d	55.00	cm ²	
ρ	0.00567		$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n$
Relacion modular n	11.73		
Coefficiente K	0.304		$j = 1 - \frac{k}{3}$
Coefficiente j	0.899		
f_s	2034.68	kg/cm ²	OK

VERIFICACION DEL LIMITE DE LOS ESFUERZOS DE FATIGA

f_{min}	706.14	kg/cm ²
f_{max}	2034.68	kg/cm ²
Δf	1328.54	kg/cm ²

r/h	0.3	
f_f	1404.97	kg/cm ²

OK

$$f_f = 1470 - 0.33f_{min} + 560(r/h)$$

ANEXO B – “DISEÑO DE PUENTE DE VIGA Y LOSA DE 20m”

f'c	210	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
Capa rodadura e	0.05	m
Rueda delantera	5	t
Ruedas traseras	7.5	t

1. PREDIMENSIONAMIENTO

Luz libre long.	20	m
S (no entre ejes)	2.65	m
S (entre ejes)	3.0	m
bw (viga)	0.35	m
H min losa	0.19	m
H min viga	1.4	m

2. EVALUACION DE CARGAS POR M2 PARA DISEÑO DE LOSA

2.1. Carga Muerta losa

Peso propio losa	0.46	t/m
Peso capa rodadura (e=5cm)	0.11	t/m
Σ	0.57	t/m

Nota: El peso de la baranda se tiene en cuenta en el calculo del voladizo

2.2. Carga Viva mas impacto

Impacto I	0.3	m
Carga rueda trasera +Impacto	9.75	t

3. DISEÑO DE LA LOSA DEL PUENTE

3.1. Momentos flectores en la losa (por m de losa)

3.1.1. Carga Muerta luces interiores

MD calculado	0.40	t-m/m
MD tomado	0.50	t-m/m

3.1.2. Momento flecto en el voladizo

Peso Baranda	0.15	t
MD vol	0.48	t-m/m

3.2. Momento flector por Carga Viva

3.2.1. Momento flector por carga viva en las luces interiores de la losa

- Refuerzo principal perpendicular al trafico (formula simplificada)		
ML	1.99	t-m/m
Impacto (I)	0.3	

3.2.2. Momento flector por carga viva en el voladizo

- Refuerzo perpendicular al trafico		
X	0.275	m
Ancho de Distribucion E	1.32	m (A.4.2.4)
Impacto (I)	0.3	(A.3.4.3.2 B)
- Momento por metro de losa		
P	7.5	t
ML vol	1.56	t-m/m

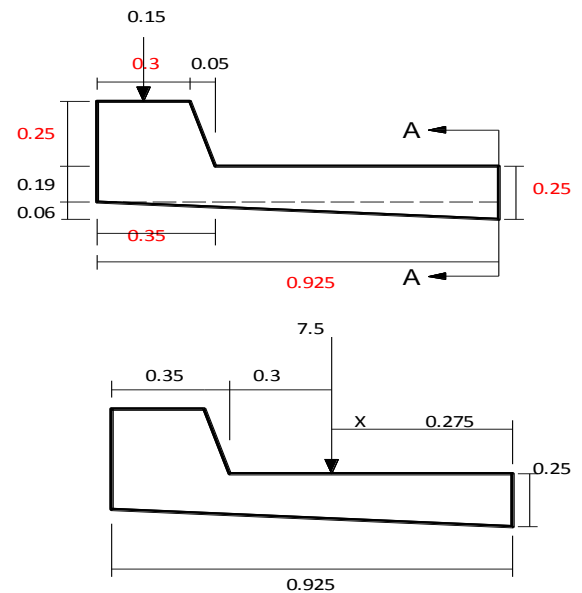
3.3 Momentos flectores Ultimos (GRUPO 1)

3.3.1. Luces interiores y apoyo central

MD	0.50	t-m/m
ML	1.99	t-m/m
Mu	6.27	t-m/m

3.3.2. En el voladizo

MD vol	0.48	t-m/m
ML vol	1.56	t-m/m
Mu vol	5.03	t-m/m



4. Diseño de la armadura para la losa del puente

4.1.1. Armadura Positiva y negativa en las luces interiores y apoyo central

h	19	cm	(diseño por metro)
b	100	cm	
d	14	cm	
Mu	627.00	KN-cm	
Mn	696.67	KN-cm	
$K=Mn/(bd^2)$	0.035544	KN/cm2	
m	23.53		
ρ	0.00953		
ρ_{\min}	0.0029		
ρ_{\max}	0.0159		
Asmín	4.05	cm2	
Asmáx	22.31	cm2	
As= ρ *b*d	13.34	cm2	

$\sqrt{f'c}/(4*f_y)$	0.0027
$1.4/f_y$	0.0033
ρ_{\min}	0.0033

β_1	0.85
ρ_b	0.0213
ρ_{\max}	0.0159

# barra	5.00	
Cantidad	7	
Separación	15	cm

Colocar arriba y abajo 7 barras # 5c/ 15cm en un ancho de 100cm, perpendicular al sentido del trafico

4.1.2. Armadura en el voladizo de la losa

h	19	cm	(diseño por metro)
b	100	cm	
d	13	cm	
Mu	503.43	KN-cm	
Mn	559.37	KN-cm	
K=Mn/(bd ²)	0.033099	KN/cm2	(Recubrimiento minimo de barras superiores en tableros: 5cm)
m	23.53		
ρ	0.00879		
ρmín	0.0029		
ρmáx	0.0159		
Asmín	3.763	cm2	
Asmáx	20.72	cm2	
As=ρ*b*d	11.43	cm2	

4.2. Armadura de Reparticion AR

- Refuerzo principal paralelo al trafico
% de refuerzo 67 %
AR 9.00 cm2 (Mirar A.4.2.2.1.3)

# barra	4.00	
Cantidad	8	
Separación	12	cm

Colocar abajo 8 barras # 4c/ 12cm en un ancho de 100cm, paralelo al sentido del trafico (franja media)

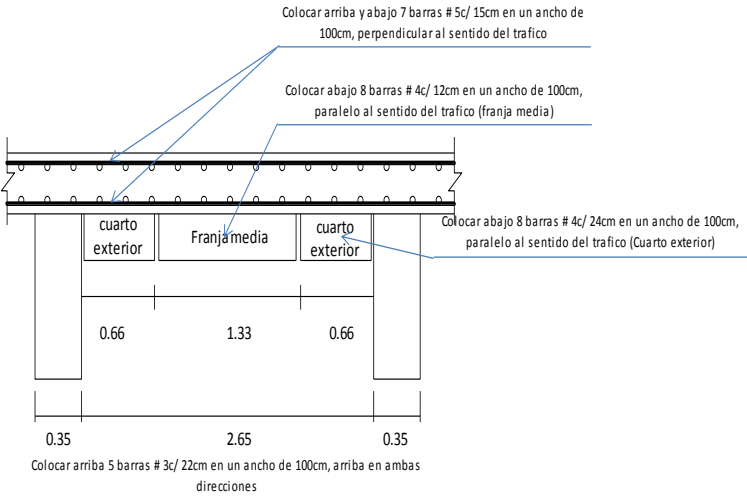
Colocar abajo 8 barras # 4c/ 24cm en un ancho de 100cm, paralelo al sentido del trafico (Cuarto exterior)

4.3. Armadura de retraccion de fraguado

As minimo 3 cm2 (Mirar A.7.11)

# barra	3.00	
Cantidad	5	
Separación	22	cm

Colocar arriba 5 barras # 3c/ 22cm en un ancho de 100cm, arriba en ambas direcciones



5. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

5.1. Avaluo de Cargas

5.1.1. Carga Muerta

Longitud Aferente	3	m
Peso de la losa	1.37	t/m
Capa de rodadura	0.33	t/m
Peso propio de la viga	1.02	t/m
Σ	2.71	t/m
Ancho diafragma	0.25	m
Peso del diafragma central	1.53	t/m

5.1.2. Carga Viva. Línea de Rueda

Luz libre	20	m
Impacto (I)	27	%

5.1.2.1. Determinación del factor de rueda para la viga interior

a) Factor de Rueda para la fuerza cortante

FR extremo viga	2
FR otras posiciones diferentes al extremo de la viga	1.67

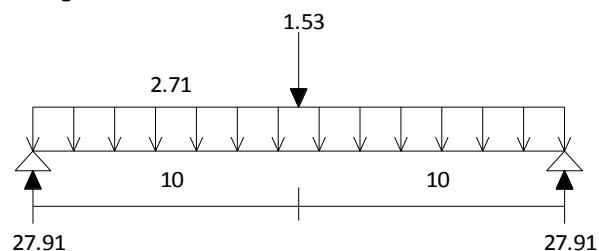
b) Factor de Rueda para el momento flector

FR	1.67	(Tabla A.4.3.4.1)
----	------	-------------------

5.2. Determinación de la fuerza cortante y el momento flector en la viga interior

5.2.1. Cortante y momento flector por carga muerta

P	1.53	t
w	2.71	t/m
Vd	27.91	t
Md	143.35	t-m

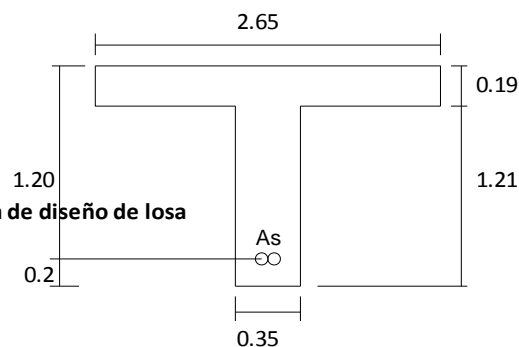


5.2.2. Determinación de las dimensiones de la viga T

6*Hlosa	1.14	m
S/2	1.33	m
Espesor del ala max	1.14	m
Espesor del ala calculado	1.15	m
bw	2.63	m

Cambiar S

Cambiar S en la hoja de diseño de losa



5.2.3. Momento Flector máximo por carga viva

Rueda trasera + inter.	15.875	t
Rueda delantera	10.58	t

5.3. Lineas de influencia para momentos flectores

f'c	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
b	2.65	m
Recub.	0.2	m
d	1.20	m
Luz libre	20	m
Δx	1.67	m

5.3. Linea de carga para momentos flectores

P	12.00	t	P (i + FR)	12.70	t
w	1.54	t/m	w (i + FR)	1.63	t/m
VL	21.40	t	VL (i + FR)	22.65	t
ML	137.00	t-m	ML (i + FR)	144.99	t-m

X(m)	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10	
Md	42.74	77.94	105.61	125.73	138.31	143.35	t-m
ML+i	52.33	92.90	121.71	138.76	151.11	158.75	t-m
Mu	169.17	303.01	401.52	464.69	507.86	531.00	t-m
K=Mu/bd ²	44.33	79.40	105.22	121.77	133.09	139.15	t/m2
m=fy/(0.85*f'c)	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	
ρ	0.00119	0.00216	0.00288	0.00335	0.00368	0.00386	
ρmin	0.000404	0.000404	0.000404	0.000404	0.000404	0.000404	
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	
Asmín	12.84	12.84	12.84	12.84	12.84	12.84	cm2
Asmáx	506.81	506.81	506.81	506.81	506.81	506.81	cm2
As=ρ*b*d	37.82	68.54	91.62	106.65	117.03	122.63	cm2
#barra	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
Cantidad	8	14	19	22	24	25	

Se comporta Viga T o como viga rectangular?

As centro viga	122.63	cm2
a	10.89	cm

VIGA RECTANGULAR

5.4. Diseño a cortante

Rueda trasera sobre apoyo + impacto + Factor de Rueda	19.05	t
Rueda intermedia + Impacto + Factor de Rueda	15.875	t
Rueda delantera+Impacto+Factor de Rueda	10.58	t

5.4.1 . Lineas de influencia para cortante

Δx	1.67	m
bw	0.35	m
d	1.20	m
Vc	32.26	t
φ	0.85	
# barra	4.00	
# ramas	2	
Av	2.53	cm2

$$V_c = v_c b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

5.3. Linea de carga para Cortante

P	16.00	t	P (i + FR)	20.32	t
w	1.51	t/m	w (i + FR)	1.92	t/m
VL	23.13	t	VL (i + FR)	29.38	t
ML	155.67	t-m	ML (i + FR)	197.70	t-m

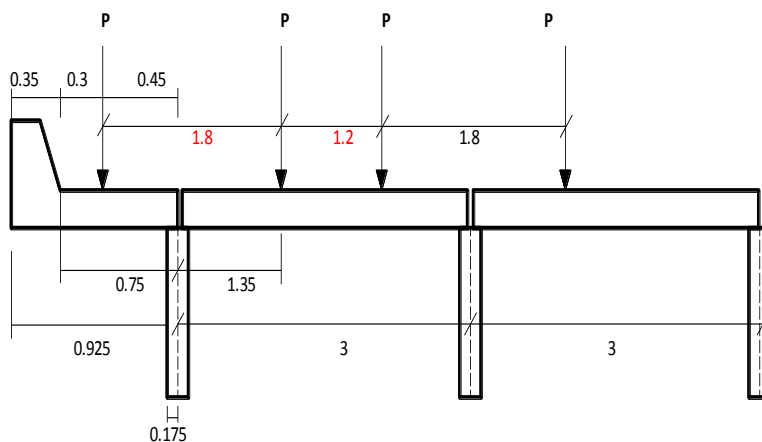
X(m)	0	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10.00	
Vd	27.91	23.38	18.86	14.34	9.81	5.29	0.76	t
VL	38.10	31.40	27.87	24.34	20.81	17.29	13.76	t
Vu	118.99	98.56	85.02	71.48	57.94	44.40	30.86	t
Vs	107.74	83.70	67.77	51.84	35.91	19.98	4.05	t
Separacion	11.85	15.26	18.84	24.63	35.56	63.91	315.30	cm

6. DISEÑO DE VIGA EXTERIOR

6.1. Avaluo de Cargas

6.1.1. Carga Muerta

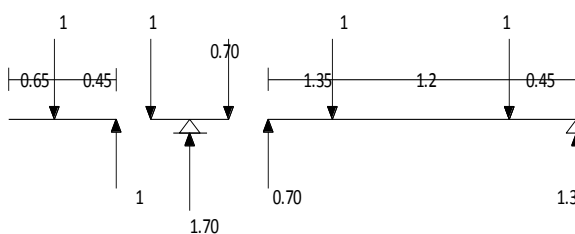
Longitud aferente	2.6	m
Peso de la losa	1.25	t/m
Peso de la capa rodadura	0.29	t/m
Peso del bordillo	0.21	t/m
Peso de la baranda	0.15	t/m
Peso del alma de la viga	1.02	t/m
Σ	2.91	t/m
Peso del 1/2 diafragma	0.76	t/m
Factor rueda Cortante y momento flector	1.70	



6.2. Diseño por momento ultimo

6.2.1. Momento Maximo por carga muerta

Luz libre	20.00	m
P	0.76	t
w	2.91	t/m
Vd	29.53	t
Md	149.55	t-m



6.2.2. Momento Maximo por carga viva

Factor de Impacto	0.27	
Factor de Rueda	1.70	
Rueda trasera + impacto + factor rueda	16.19	t
Rueda delantera + impacto + factor de rueda	10.80	t

Línea de influencia para Momento por Carga Viva

f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
b	2.65	m
d	1.20	m
Luz libre	20	m
Δx	1.67	m

Línea de carga para Momentos flectores

P	12.00	t	P (i + FR)	12.95	t
w	1.54	t/m	w (i + FR)	1.66	t/m
VL	21.40	t	VL (i + FR)	23.10	t
ML	137.00	t-m	ML (i + FR)	147.89	t-m

X (m)	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10.00	
Md	45.16	82.23	111.21	132.08	144.86	149.55	t-m
ML+i	53.38	94.76	124.14	141.53	154.13	161.93	t-m
Mu	174.59	312.62	414.08	478.98	522.93	545.95	t-m
K=Mu/bd ²	45.75	81.92	108.51	125.52	137.04	143.07	t/m2
m=fy/(0.85*f'c)	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	
ρ	0.00123	0.00223	0.00297	0.00346	0.00379	0.00397	
ρmín	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	
Asmín	12.84	12.84	12.84	12.84	12.84	12.84	cm2
Asmáx	506.81	506.81	506.81	506.81	506.81	506.81	cm2
As=ρ*b*d	39.05	70.77	94.60	110.08	120.67	126.26	cm2
#barra	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
Cantidad	8	14	19	22	24	25	

β ₁	0.85
ρ _b	0.0213
ρ _{máx}	0.0159

As centro viga	126.26	cm ²
a	11.21	cm

VIGA RECTANGULAR

6.3. Diseño por Cortante Ultimo

Rueda trasera sobre apoyo + impacto + Factor de Rueda	16.19	t
Rueda intermedia + Impacto + Factor de Rueda	16.19	t
Rueda delantera+Impacto+Factor de Rueda	10.80	t

Lineas de influencia para cortante

Δx	1.67	m
bw	0.35	m
d	1.20	m
Vc	32.26	t
ϕ	0.85	
# barra	4.00	
# ramas	2	
Av	2.53	cm2

$$V_c = v_c b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Linea de carga para Cortante

P	16.00	t	P (i + FR)	17.27	t
w	1.51	t/m	w (i + FR)	1.63	t/m
VL	23.13	t	VL (i + FR)	24.97	t
ML	155.67	t-m	ML (i + FR)	168.04	t-m

X(m)	0.00	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10.00	
Vd	29.53	24.67	19.81	14.95	10.10	5.24	0.38	t
VL+i	35.62	32.03	28.43	24.83	21.23	17.63	14.03	t
Vu	115.72	101.60	87.47	73.34	59.22	45.09	30.96	t
Vs	103.89	87.27	70.65	54.03	37.41	20.79	4.17	t
Separacion	12.29	14.63	18.07	23.63	34.13	61.42	306.28	cm

7. Calculo del Momento Critico M_{cr}

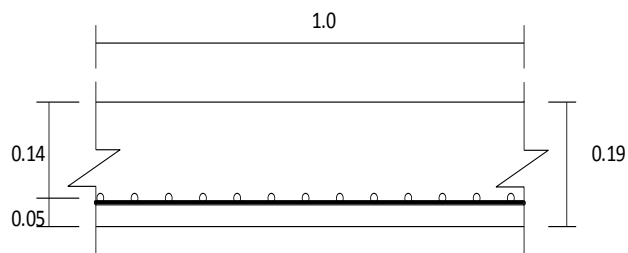
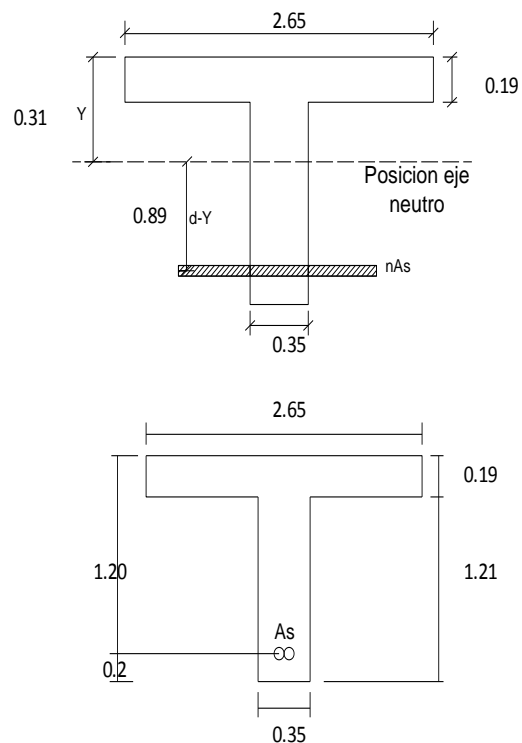
25 barras No 8		
As	126.68	cm ²
E _c	173896.521	kg/cm ²
E _s	2040000	kg/cm ²
n calc.	12	
n	10	
nAs	0.1267	cm ²
a	0.175	
b	0.56367687	
c	-0.193527244	$y_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$
d	1.20	
y ₁	0.31	m
y ₂	-3.53	m
Y _{cr}	0.31	m
I _{cr}	0.1253	m ⁴

Momeno de Inercia de la seccion bruta de la Viga T

y	0.985	m	$M_{cr} = \frac{f_R I_C}{Y_f}$
I _c	0.166	m ⁴	
f _R	28.69	kg/cm ²	$f_R = 1.98\sqrt{f'_c}$
M _{cr}	48.32	t-m	(Momento critico de una seccion en T)
Ma	135.72	t-m	(Peso de la carga sobre la viga interior (No incluye riostra)
I _e	0.127	OK	
f' _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
b	2.65	m	
d	1.20	m	
Mu	57.98	t-m	
K=Mu/bd ²	15.19	t/m ²	
m=f _y /(0.85*f' _c)	23.53		
ρ _{min}	0.000404		
As _{min}	12.84	cm ²	

Momeno de Inercia de la seccion bruta de la placa

y	0.095	m
I _c	0.0006	m ⁴
f _R	28.69	kg/cm ²
M _{cr}	1.73	t-m
b	1.0	m
Recub.	0.05	m
d	0.14	m
Mu	2.07	t-m
K=Mu/bd ²	105.70	t/m ²
m=f _y /(0.85*f' _c)	23.53	
ρ _{min}	0.002895	
As _{min}	4.05	cm ²



CALCULO DE LA CONTRAFLECHA DE LA VIGA CENTRAL Y EXCENTRICA

CALCULO DE LA VIGA CENTRAL

Deflexion
imediata 2.56 cm

As 126.68 cm² Acero a tension
A's 0 cm² Acero a compresion
FM 3
Deflexion a
largo plazo 7.67 cm

Ecuacion de la Deflexion de la viga (Metodo de la doble integracion)

L 20 m
w 2.71 t/m
Vd 27.91 t
EI 221.12 t-m²

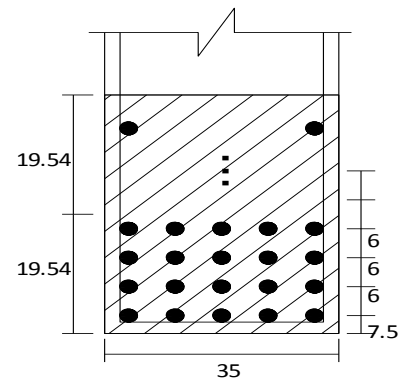
Ecuacion M $M = 27,9072x - 1,3572x^2$
c2 integracion 0
c1 integracion -955.68
Ecuacion Y $0,021x^3 - 0,0005x^4 - 4,322x$

Δx 1.67 m

X (cm)	0.00	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10.00	
Y (cm)	0	-0.71	-1.37	-1.93	-2.36	-2.63	-2.73	cm
Y (cm)	0	-2.13	-4.11	-5.79	-7.08	-7.89	-8.19	cm

REVISION DE LA DISTRIBUCION DEL REFUERZO A FLEXION

Tmax	2.54		
db	2.54	cm	
40 mm	2.54	cm	
1.33 Tmax	3.38	cm	
S barras	3.40	cm	
bw	35.0	cm	
S total	19.92	cm	
S real	3.98	cm	OK
No total barras	25.0		
No total de filas llenas	5.0		
No barras por fila	5.0		
No barras ultima fila	0.0		



N (fila)	$Y_n(N-1)$	
1	37.7	cm
2	67.7	cm
3	97.7	cm
4	127.7	cm
5	157.7	cm
6	0	cm
Σ	488.5	
Y	19.54	cm
As	54.71	cm ²

Chequear que sea aproximadamente igual a 20 cm

A.7.8.16.4 - cuando $f_y > 28000 \text{ kg/cm}^2$, entonces $f_s = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c A}} \leq 0.60 f_y$

z	30.5	kg/cm	(condiciones moderadas de exposicion)
z	23	kg/cm	(condiciones severas de exposicion)
f_y	4200	kg/cm ²	
f_s	4698.39	kg/cm ²	
$0.6f_y$	2520	kg/cm ²	
f_{smax}	2520	kg/cm ²	

Esfuerzo f_s (calculado) bajo cargas de servicio

Md servicio	149.55	t-m	
ML servicio	161.93	t-m	
Mmax servicio	311.47	t-m	
As	126.68	cm ²	
b	265	cm ²	
d	120.00	cm ²	
ρ	0.00398		
Relacion modular n	11.73		$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n$
Coefficiente K	0.263		$j = 1 - \frac{k}{3}$
Coefficiente j	0.912		
f_s	2245.49	kg/cm ²	OK

VERIFICACION DEL LIMITE DE LOS ESFUERZOS DE FATIGA

f_{min}	1078.13	kg/cm ²	
f_{max}	2245.49	kg/cm ²	
Δf	1167.37	kg/cm ²	
r/h	0.3		$f_f = 1470 - 0.33f_{min} + 560(r/h)$
f_f	1282.22	kg/cm ²	OK

ANEXO C – “DISEÑO DE PUENTE DE VIGA Y LOSA DE 30m”

f'c	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
Capa rodadura e	0.05	m
Rueda delantera	5	t
Ruedas traseras	7.5	t

1. PREDIMENSIONAMIENTO

Luz libre long.	30	m
S (no entre ejes)	2.75	m
S (entre ejes)	3.2	m
bw (viga)	0.45	m
H min losa	0.19	m
H min viga	2.1	m

2. EVALUACION DE CARGAS POR M2 PARA DISEÑO DE LOSA

2.1. Carga Muerta losa

Peso propio losa	0.46	t/m
Peso capa rodadura (e=5cm)	0.11	t/m
Σ	0.57	t/m

Nota: El peso de la baranda se tiene en cuenta en el calculo del voladizo

2.2. Carga Viva mas impacto

Impacto I	0.3	m
Carga rueda trasera +Impacto	9.75	t

3. DISEÑO DE LA LOSA DEL PUENTE

3.1. Momentos flectores en la losa (por m de losa)

3.1.1. Carga Muerta luces interiores

MD calculado	0.40	t-m/m
MD tomado	0.50	t-m/m

3.1.2. Momento flecto en el voladizo

Peso Baranda	0.15	t
MD vol	0.48	t-m/m

3.2. Momento flector por Carga Viva

3.2.1. Momento flector por carga viva en las luces interiores de la losa

- Refuerzo principal perpendicular al trafico (formula simplificada)		
ML	2.05	t-m/m
Impacto (I)	0.3	

3.2.2. Momento flector por carga viva en el voladizo

- Refuerzo perpendicular al trafico		
X	0.275	m
Ancho de Distribucion E	1.32	m
Impacto (I)	0.3	(A.3.4.3.2 B)
- Momento por metro de losa		
P	7.5	t
ML vol	1.56	t-m/m

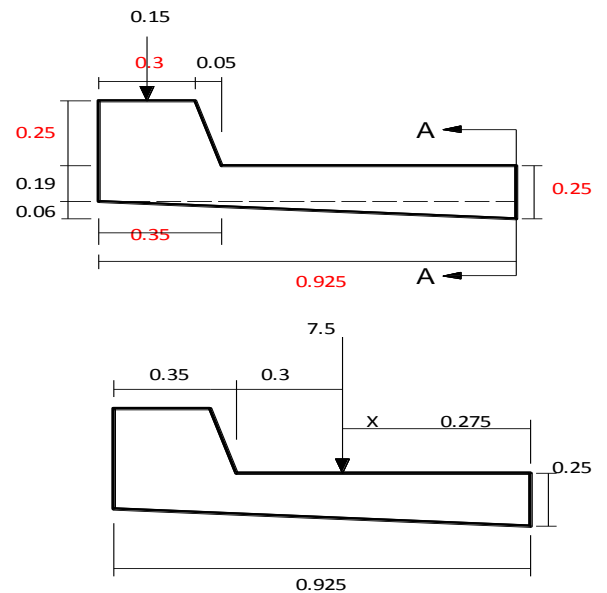
3.3 Momentos flectores Ultimos (GRUPO 1)

3.3.1. Luces interiores y apoyo central

MD	0.50	t-m/m
ML	2.05	t-m/m
Mu	6.44	t-m/m

3.3.2. En el voladizo

MD vol	0.48	t-m/m
ML vol	1.56	t-m/m
Mu vol	5.03	t-m/m



4. Diseño de la armadura para la losa del puente

4.1.1. Armadura Positiva y negativa en las luces interiores y apoyo central

h	19	cm	(diseño por metro)
b	100	cm	
d	14	cm	
Mu	644.00	KN-cm	
Mn	715.56	KN-cm	
$K=Mn/(bd^2)$	0.036508	KN/cm2	
m	23.53		
ρ	0.00983		
$\rho_{mín}$	0.0029		
$\rho_{máx}$	0.0159		
Asmín	4.05	cm2	
Asmáx	22.31	cm2	
As= $\rho*b*d$	13.76	cm2	

$\sqrt{f_c}/(4*f_y)$	0.0027
$1.4/f_y$	0.0033
$\rho_{mín}$	0.0033

β_1	0.85
ρ_b	0.0213
$\rho_{máx}$	0.0159

# barra	5.00	
Cantidad	7	
Separación	15	cm

Colocar arriba y abajo 7 barras # 5c/ 15cm en un ancho de 100cm, perpendicular al sentido del trafico

4.1.2. Armadura en el voladizo de la losa

h	19	cm	(diseño por metro)
b	100	cm	
d	13	cm	
Mu	503.43	KN-cm	
Mn	559.37	KN-cm	
$K=Mn/(bd^2)$	0.033099	KN/cm2	
m	23.53		
ρ	0.00879		
$\rho_{mín}$	0.0029		
$\rho_{máx}$	0.0159		
Asmín	3.763	cm2	
Asmáx	20.72	cm2	
As= $\rho*b*d$	11.43	cm2	

(Recubrimiento minimo de barras superiores en tableros: 5cm)

# barra	5.00	
Cantidad	6	
Separación	18	cm

*Colocar arriba 6 barras # 5c/ 18cm en un ancho de 100cm,
perpendicular al sentido del trafico*

4.2. Armadura de Reparticion AR

- Refuerzo principal paralelo al trafico
% de refuerzo 67 %
AR 10.00 cm2 (Mirar A.4.2.2.1.3)

# barra	4.00	
Cantidad	8	
Separación	12	cm

Colocar abajo 8 barras # 4c/ 12cm en un ancho de 100cm, paralelo al sentido del trafico (franja media)

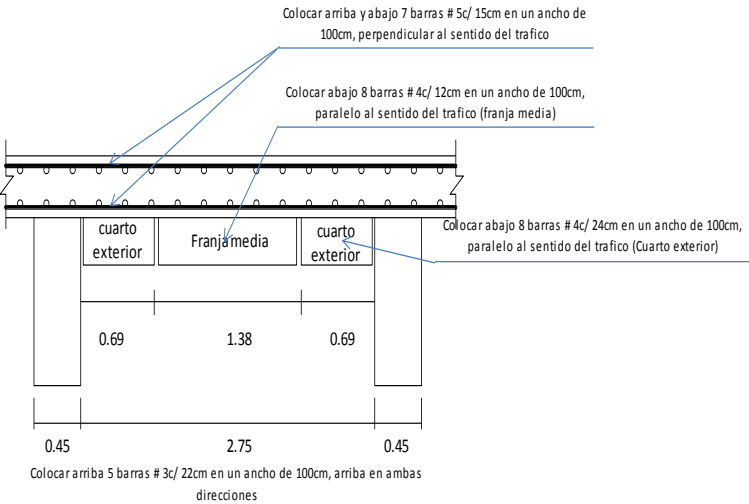
Colocar abajo 8 barras # 4c/ 24cm en un ancho de 100cm, paralelo al sentido del trafico (Cuarto exterior)

4.3. Armadura de retraccion de fraguado

As minimo 3 cm2 (Mirar A.7.11)

# barra	3.00	
Cantidad	5	
Separación	22	cm

Colocar arriba 5 barras # 3c/ 22cm en un ancho de 100cm, arriba en ambas direcciones



5. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

5.1. Avaluo de Cargas

5.1.1. Carga Muerta

Longitud Aferente	3.2	m
Peso de la losa	1.46	t/m
Capa de rodadura	0.352	t/m
Peso propio de la viga	2.06	t/m
Σ	3.87	t/m
Ancho diafragma	0.25	m
Peso del diafragma central	2.74	t

5.1.2. Carga Viva. Línea de Rueda

Luz libre	30	m
Impacto (I)	23	%

5.1.2.1. Determinación del factor de rueda para la viga interior

a) Factor de Rueda para la fuerza cortante

FR extremo viga	2
FR otras posiciones diferentes al extremo de la viga	1.78

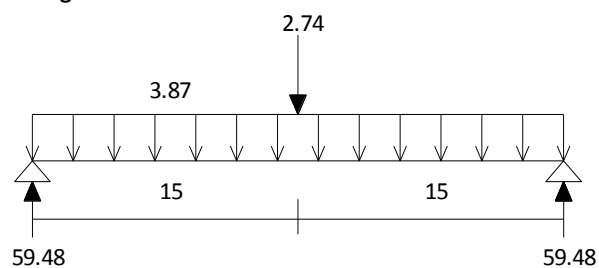
b) Factor de Rueda para el momento flector

FR	1.78	(Tabla A.4.3.4.1)
----	------	-------------------

5.2. Determinación de la fuerza cortante y el momento flector en la viga interior

5.2.1. Cortante y momento flector por carga muerta

P	2.74	t
w	3.87	t/m
Vd	59.48	t
Md	456.37	t-m

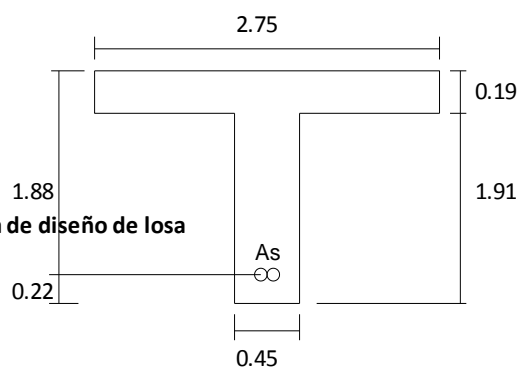


5.2.2. Determinación de las dimensiones de la viga T

6*Hlosa	1.14	m
S/2	1.38	m
Espesor del ala max	1.14	m
Espesor del ala calculado	1.15	m
bw	2.73	m

Cambiar S

Cambiar S en la hoja de diseño de losa



5.2.3. Momento Flector máximo por carga viva

Rueda trasera + inter.	16.4	t
Rueda delantera	10.93	t

5.3. Lineas de influencia para momentos flectores

f'c	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
b	2.75	m
Recub.	0.22	m
d	1.88	m
Luz libre	30	m
Δx	2.50	m

5.3. Linea de carga para momentos flectores

P	12.00	t	P (i + FR)	13.12	t
w	1.49	t/m	w (i + FR)	1.63	t/m
VL	28.35	t	VL (i + FR)	31.00	t
ML	257.63	t-m	ML (i + FR)	281.67	t-m

X(m)	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15	
Md	136.59	248.97	337.14	401.10	440.84	456.37	t-m
ML+i	72.40	134.62	186.65	228.51	260.18	281.67	t-m
Mu	334.75	615.92	843.50	1017.51	1137.94	1204.78	t-m
K=Mu/bd ²	34.44	63.37	86.78	104.69	117.08	123.95	t/m2
m=fy/(0.85*f'c)	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	
ρ	0.00092	0.00171	0.00236	0.00287	0.00322	0.00342	
ρmín	0.000433	0.000433	0.000433	0.000433	0.000433	0.000433	
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	
Asmín	22.37	22.37	22.37	22.37	22.37	22.37	cm2
Asmáx	823.97	823.97	823.97	823.97	823.97	823.97	cm2
As=ρ*b*d	47.62	88.45	122.09	148.18	166.43	176.63	cm2
#barra	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
Cantidad	10	18	25	30	33	35	

Se comporta Viga T o como viga rectangular?

As centro viga	176.63	cm2
a	15.11	cm

VIGA RECTANGULAR

5.4. Diseño a cortante

Rueda trasera sobre apoyo + impacto + Factor de Rueda	18.45	t
Rueda intermedia + Impacto + Factor de Rueda	16.4	t
Rueda delantera+Impacto+Factor de Rueda	10.93	t

5.4.1 . Lineas de influencia para cortante

Δx	2.50	m
bw	0.45	m
d	1.88	m
Vc	64.98	t
Ø	0.85	
# barra	4.00	
# ramas	2	
Av	2.53	cm2

$$V_c = v_c b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

5.3. Linea de carga para Cortante

P	16.00	t	P (i + FR)	19.68	t
w	1.48	t/m	w (i + FR)	1.82	t/m
VL	30.20	t	VL (i + FR)	37.15	t
ML	286.50	t-m	ML (i + FR)	352.40	t-m

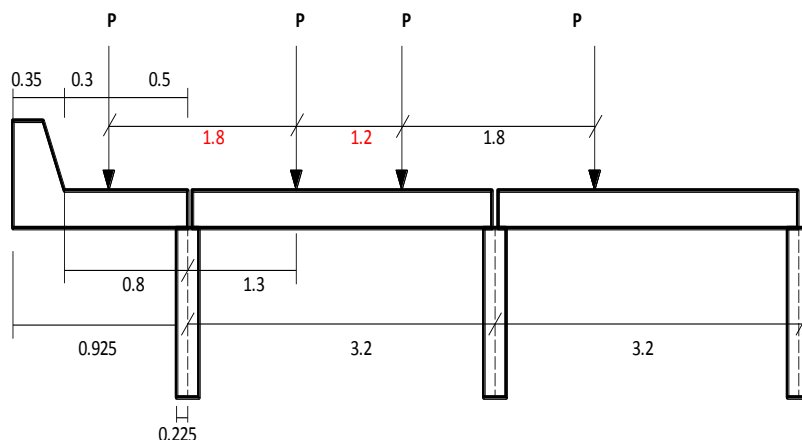
X(m)	0	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	
Vd	59.48	49.79	40.11	30.42	20.74	11.05	1.37	t
VL	37.15	32.60	28.04	23.49	18.94	14.39	9.84	t
Vu	157.97	135.50	113.03	90.56	68.08	45.61	23.14	t
Vs	120.87	94.43	68.00	41.56	15.12	-11.31	-37.75	t
Separacion	16.55	21.18	29.42	48.14	132.28	-176.83	-52.99	cm

6. DISEÑO DE VIGA EXTERIOR

6.1. Avaluo de Cargas

6.1.1. Carga Muerta

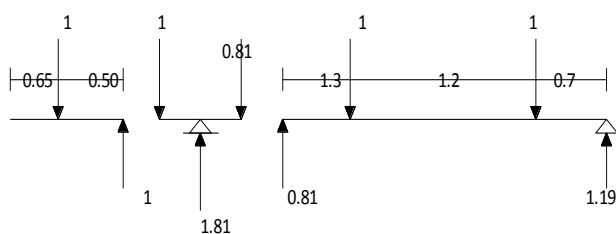
Longitud aferente	2.75	m
Peso de la losa	1.32	t/m
Peso de la capa rodadura	0.30	t/m
Peso del bordillo	0.21	t/m
Peso de la baranda	0.15	t/m
Peso del alma de la viga	2.06	t/m
Σ	4.05	t/m
Peso del 1/2 diafragma	1.37	t
Factor rueda Cortante y momento flector	1.81	



6.2. Diseño por momento ultimo

6.2.1. Momento Maximo por carga muerta

Luz libre	30.00	m
P	1.37	t
w	4.05	t/m
Vd	61.37	t
Md	465.44	t-m



6.2.2. Momento Maximo por carga viva

Factor de Impacto	0.23	
Factor de Rueda	1.81	
Rueda trasera + impacto + factor rueda	16.72	t
Rueda delantera + impacto + factor de rueda	11.15	t

Línea de influencia para Momento por Carga Viva

f'c	210	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
b	2.75	m
d	1.88	m
Luz libre	30	m
Δx	2.50	m

Línea de carga para Momentos flectores

P	12.00	t	P (i + FR)	13.38	t
w	1.49	t/m	w (i + FR)	1.66	t/m
VL	28.35	t	VL (i + FR)	31.60	t
ML	257.63	t-m	ML (i + FR)	287.17	t-m

X (m)	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	
Md	140.79	256.29	346.51	411.44	451.08	465.44	t-m
ML+i	73.81	137.25	190.30	232.97	265.26	287.17	t-m
Mu	343.28	631.14	863.60	1040.65	1162.28	1228.51	t-m
K=Mu/bd ²	35.32	64.93	88.85	107.07	119.58	126.40	t/m ²
m=f _y /(0.85*f'c)	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	23.53	
ρ	0.00094	0.00175	0.00242	0.00293	0.00329	0.00349	
ρ _{mín}	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	
ρ _{máx}	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	
As _{mín}	22.37	22.37	22.37	22.37	22.37	22.37	cm ²
As _{máx}	823.97	823.97	823.97	823.97	823.97	823.97	cm ²
As=ρ*b*d	48.85	90.68	125.08	151.67	170.14	180.27	cm ²
#barra	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
Cantidad	10	18	25	30	34	36	

β ₁	0.85
ρ _b	0.0213
ρ _{máx}	0.0159

As centro viga	180.27	cm ²
a	15.42	cm

VIGA RECTANGULAR

6.3. Diseño por Cortante Ultimo

Rueda trasera sobre apoyo + impacto + Factor de Rueda	16.72	t
Rueda intermedia + Impacto + Factor de Rueda	16.72	t
Rueda delantera+Impacto+Factor de Rueda	11.15	t

Lineas de influencia para cortante

Δx	2.50	m
bw	0.45	m
d	1.88	m
Vc	64.98	t
ϕ	0.85	
# barra	4.00	
# ramas	2	
Av	2.53	cm2

$$V_c = v_c b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Linea de carga para Cortante

P	16.00	t	P (i + FR)	17.84	t
w	1.48	t/m	w (i + FR)	1.65	t/m
VL	30.20	t	VL (i + FR)	33.66	t
ML	286.50	t-m	ML (i + FR)	319.36	t-m

X(m)	0.00	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	
Vd	61.37	51.26	41.14	31.03	20.91	10.80	0.68	t
VL+i	33.66	29.54	25.41	21.29	17.17	13.04	8.92	t
Vu	152.87	130.77	108.66	86.56	64.46	42.35	20.25	t
Vs	114.87	88.87	62.86	36.86	10.85	-15.15	-41.15	t
Separacion	17.42	22.51	31.82	54.28	184.30	-132.05	-48.61	cm

7. Calculo del Momento Critico M_{cr}

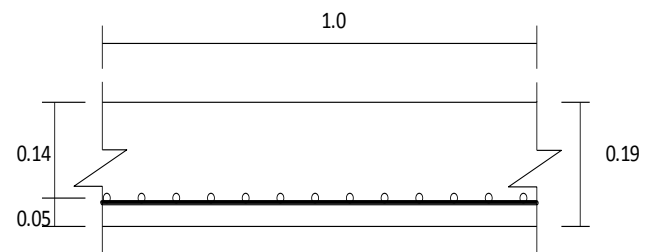
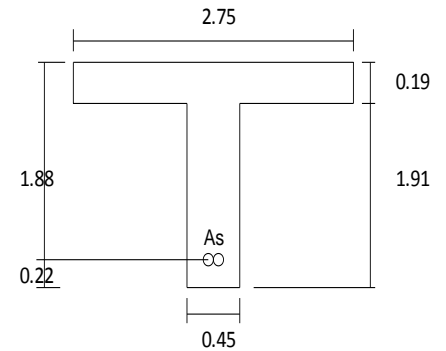
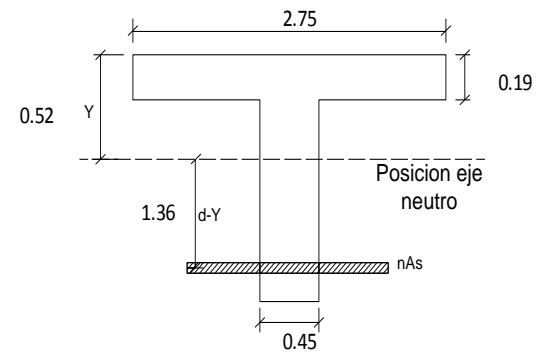
36 barras No 8		
As	182.41	cm ²
E _c	173896.521	kg/cm ²
E _s	2040000	kg/cm ²
n calc.	12	
n	10	
nAs	0.1824	cm ²
a	0.225	
b	0.619414692	
c	-0.384454622	$y_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$
d	1.88	
y ₁	0.52	m
y ₂	-3.27	m
Y _{cr}	0.52	m
I _{cr}	0.4387	m ⁴

Momeno de Inercia de la seccion bruta de la Viga T

y	1.352	m	$M_{cr} = \frac{f_R I_c}{Y_f}$
I _c	0.621	m ⁴	
f _R	28.69	kg/cm ²	$f_R = 1.98\sqrt{f'_c}$
M _{cr}	131.82	t-m	
Ma	435.83	t-m	(Momento critico de una seccion en T)
I _e	0.444	OK	(Peso de la carga sobre la viga interior (No incluye riostra)
f' _c	210	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
b	2.75	m	
d	1.88	m	
Mu	158.19	t-m	
K=Mu/bd ²	16.27	t/m ²	
m=f _y /(0.85*f' _c)	23.53		
ρ _{min}	0.000433		
As _{min}	22.37	cm ²	

Momeno de Inercia de la seccion bruta de la placa

y	0.095	m
I _c	0.0006	m ⁴
f _R	28.69	kg/cm ²
M _{cr}	1.73	t-m
b	1.0	m
Recub.	0.05	m
d	0.14	m
Mu	2.07	t-m
K=Mu/bd ²	105.70	t/m ²
m=f _y /(0.85*f' _c)	23.53	
ρ _{min}	0.002895	
As _{min}	4.05	cm ²



CALCULO DE LA CONTRAFLECHA DE LA VIGA CENTRAL Y EXCENTRICA

CALCULO DE LA VIGA CENTRAL

Deflexion
imediata 5.29 cm

As 182.41 cm² Acero a tension
A's 0 cm² Acero a compresion
FM 3
Deflexion a
largo plazo 15.88 cm

Ecuacion de la Deflexion de la viga (Metodo de la doble integracion)

L 30 m
w 3.87 t/m
Vd 59.48 t
EI 771.71 t-m²

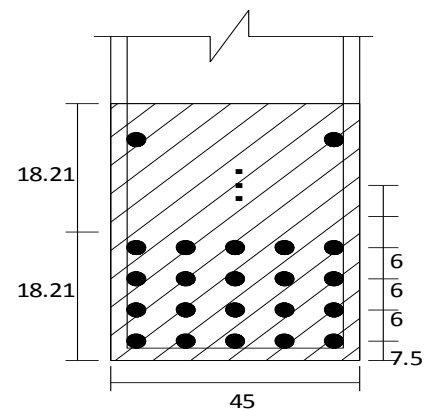
Ecuacion M $M = 59.4795x - 1.937x^2$
c2 integracion 0
c1 integracion -4563.675
Ecuacion Y $0.0128x^3 - 0.0002x^4 - 5.9137x$

Δx 2.50 m

X (cm)	0.00	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	
Y (cm)	0	-1.46	-2.81	-3.96	-4.84	-5.39	-5.59	cm
Y (cm)	0	-4.38	-8.43	-11.88	-14.51	-16.18	-16.78	cm

REVISION DE LA DISTRIBUCION DEL REFUERZO A FLEXION

Tmax	2.54		
db	2.54	cm	
40 mm	2.54	cm	
1.33 Tmax	3.38	cm	
S barras	3.40	cm	
bw	45.0	cm	
S total	29.92	cm	
S real	3.74	cm	OK
No total barras	36.0		
No total de filas llenas	4.0		
No barras por fila	8.0		
No barras ultima fila	4.0		
N (fila)	Y _n (N-1)		
1	60.32	cm	
2	108.32	cm	
3	156.32	cm	
4	204.32	cm	
5	126.16	cm	
Σ	655.44		
Y	18.21	cm	Chequear que sea aproximadamente igual a 22 cm
As	45.52	cm ²	



A.7.8.16.4 - cuando $f_y > 28000 \text{ kg/cm}^2$, entonces			$f_s = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c A}} \leq 0.60 f_y$
z	30.5	kg/cm	(condiciones moderadas de exposicion)
z	23	kg/cm	(condiciones severas de exposicion)
f_y	4200	kg/cm ²	
f_s	4271.17	kg/cm ²	
$0.6f_y$	2520	kg/cm ²	
f_{smax}	2520	kg/cm ²	

Esfuerzo f_s (calculado) bajo cargas de servicio

Md servicio	465.44	t-m	
ML servicio	287.17	t-m	
Mmax servicio	752.61	t-m	
As	182.41	cm ²	
b	275	cm ²	
d	188.00	cm ²	
ρ	0.00353		$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n$
Relacion modular n	11.73		$j = 1 - \frac{k}{3}$
Coficiente K	0.249		
Coficiente j	0.917		
f_s	2393.46	kg/cm ²	OK

VERIFICACION DEL LIMITE DE LOS ESFUERZOS DE FATIGA

f_{min}	1480.19	kg/cm ²	
f_{max}	2393.46	kg/cm ²	
Δf	913.27	kg/cm ²	
r/h	0.3		$f_f = 1470 - 0.33f_{min} + 560(r/h)$
f_f	1149.54	kg/cm ²	OK

 INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS



ANEXO E – “RESULTADOS PUENTES DE 10m, 20m y 30m PARA LA ESTACION DE CONTEO INVIAS 1124 (FLORIDABLANCA – EL PALENQUE)”

PUENTE DE 10m

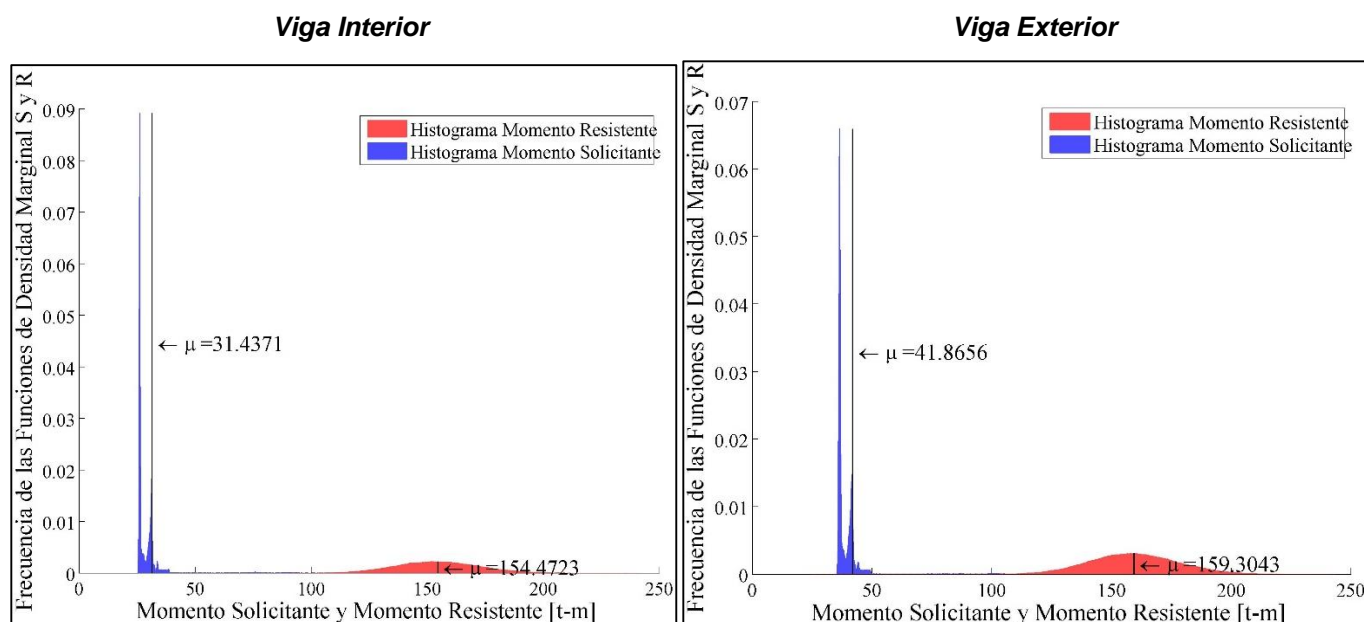


Figura Anexo E1. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente- Puente 10m – 96 iteraciones.

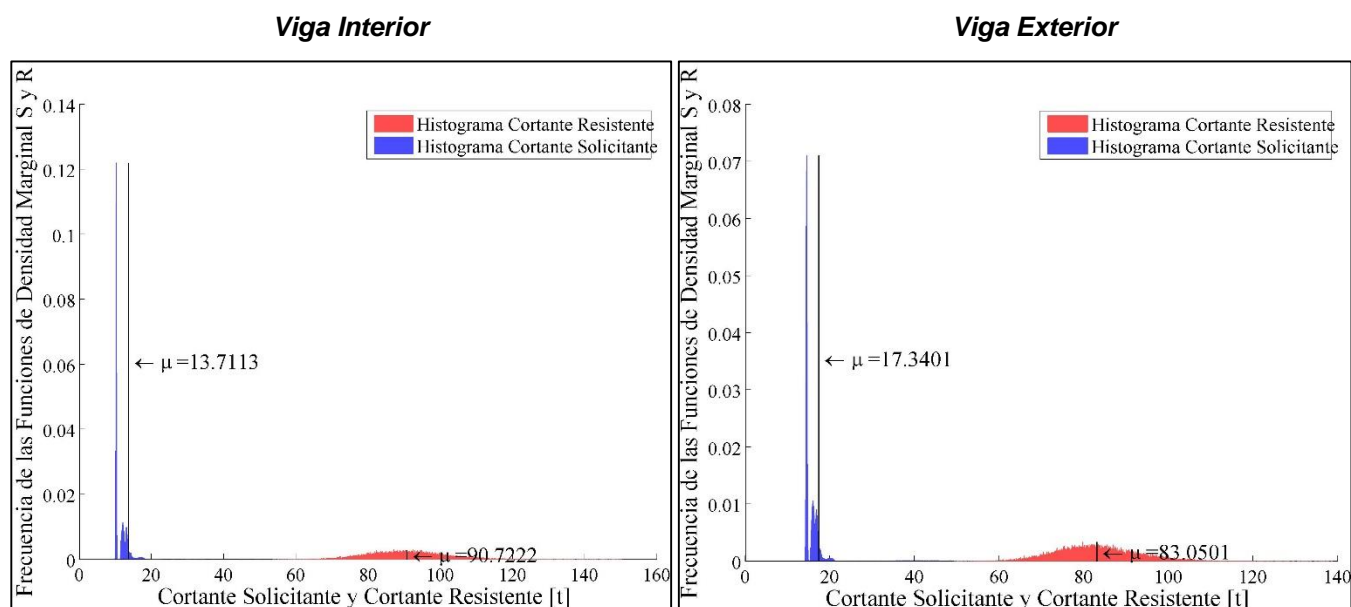


Figura Anexo E2. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el Cortante Solicitante y Cortante Resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente- Puente 10m – 96 iteraciones.

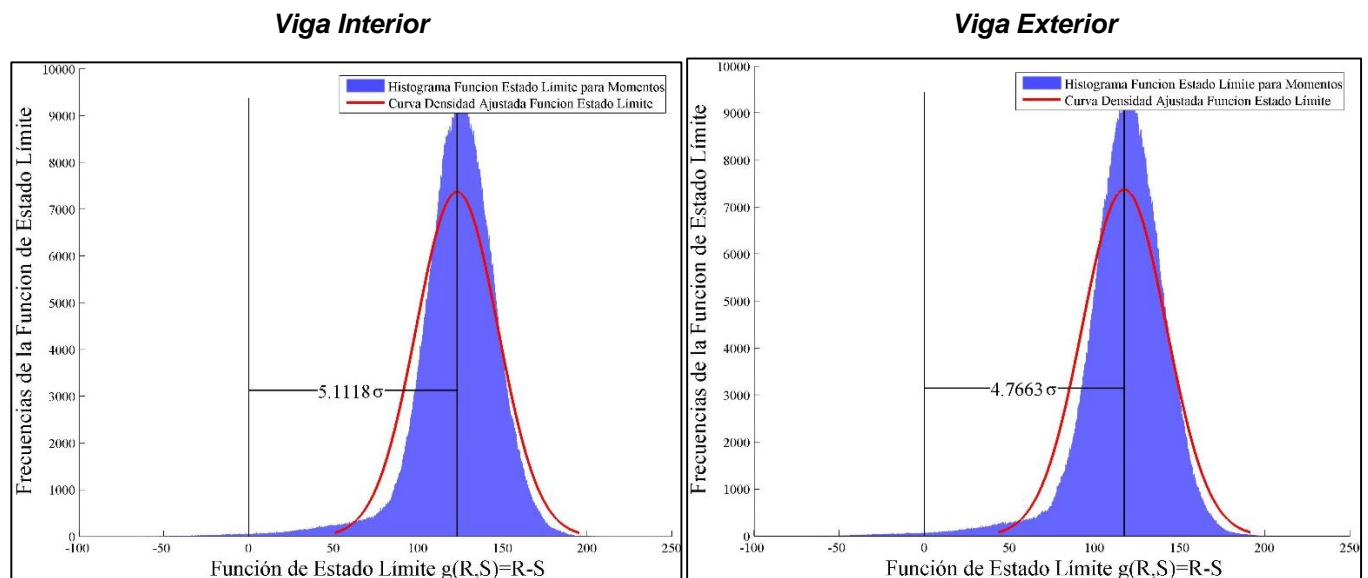


Figura Anexo E3. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R, S) = M_R - M_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 10m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

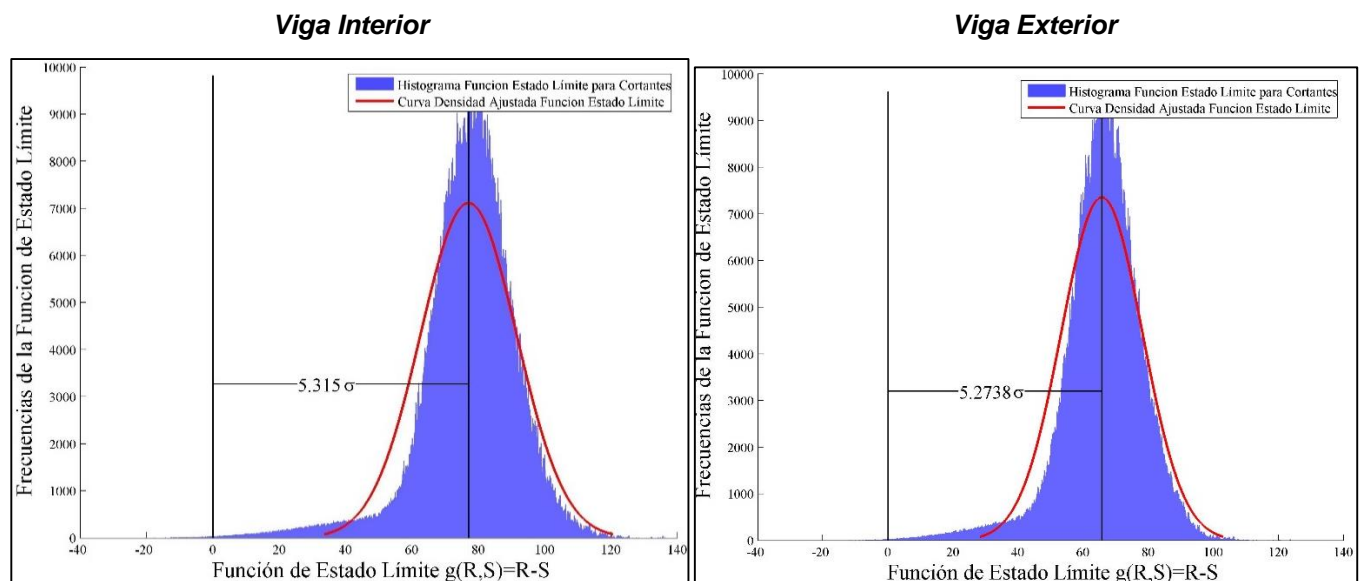


Figura Anexo E4. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R, S) = V_R - V_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 10m, respectivamente, donde la resistencia y la solicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

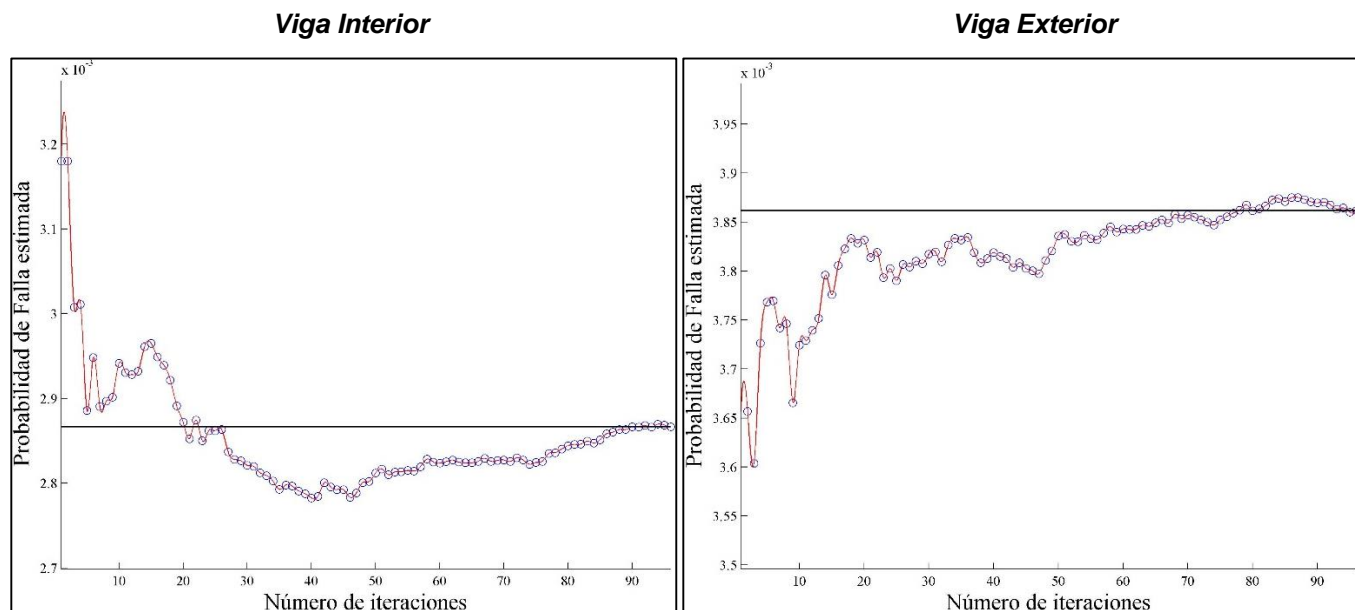


Figura Anexo E5. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 10m, respectivamente - 96 iteraciones.

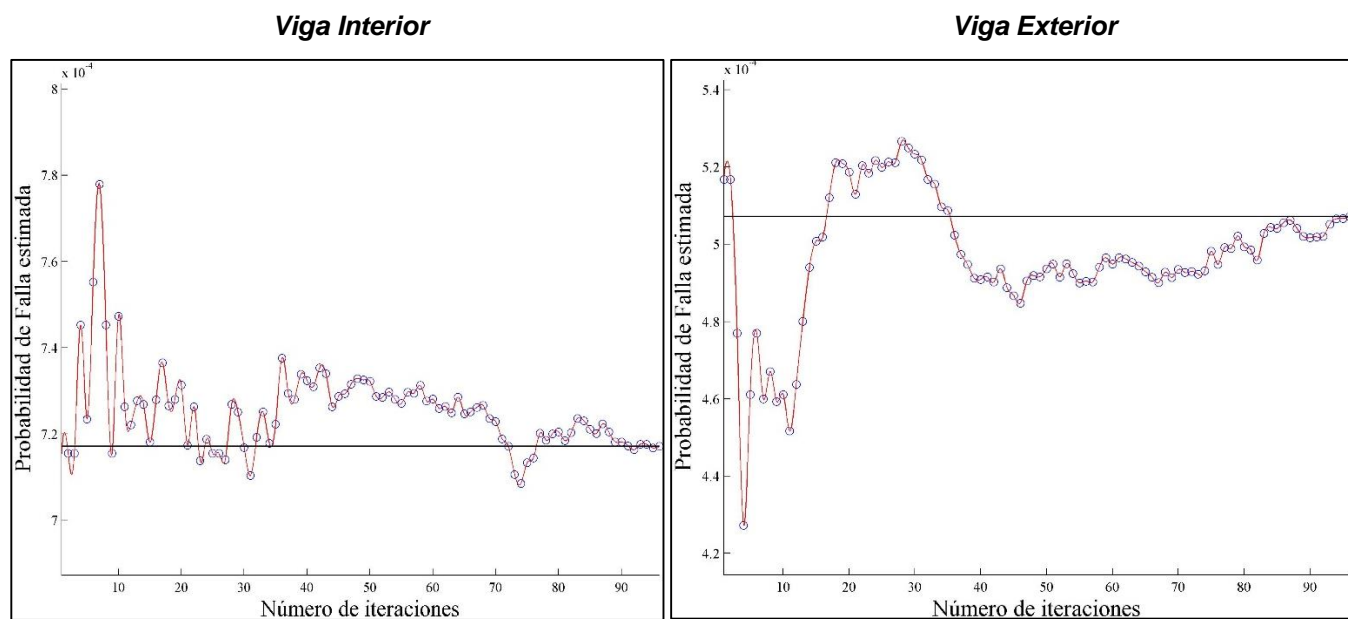


Figura Anexo E6. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 10m, respectivamente - 96 iteraciones.

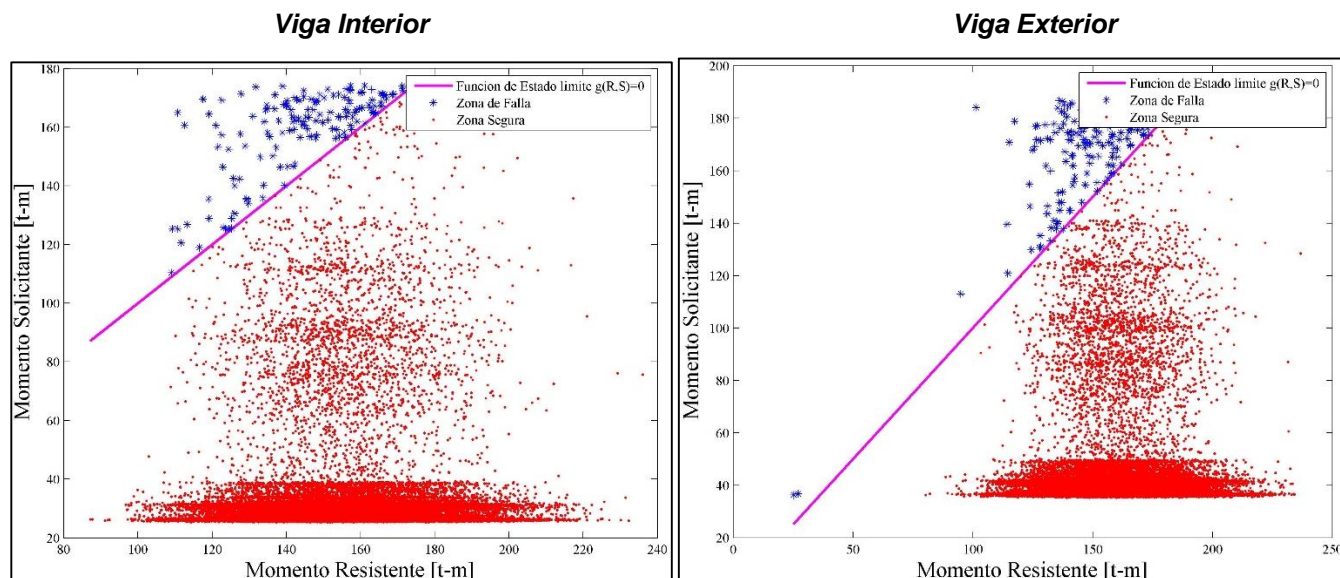


Figura Anexo E7. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- viga Interior y viga exterior - puente de 10m - 2 iteraciones.

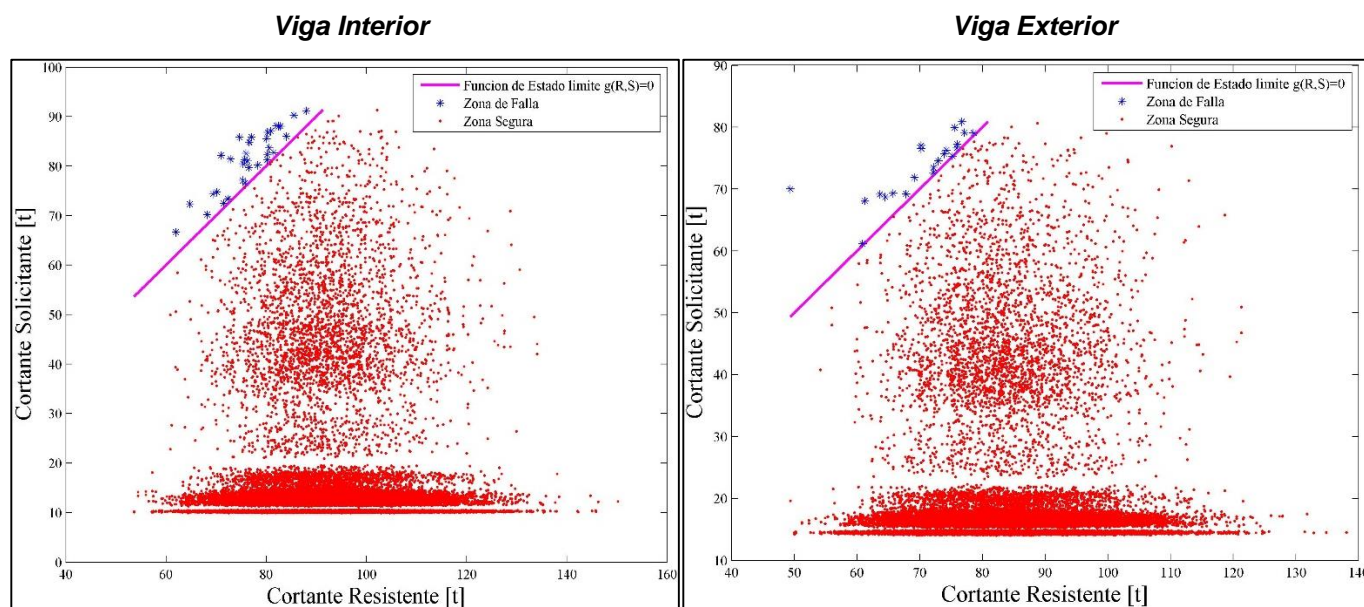


Figura Anexo E8. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de cortantes- Viga interior y viga exterior - puente de 10m - 2 iteraciones.

PUENTE DE 20m

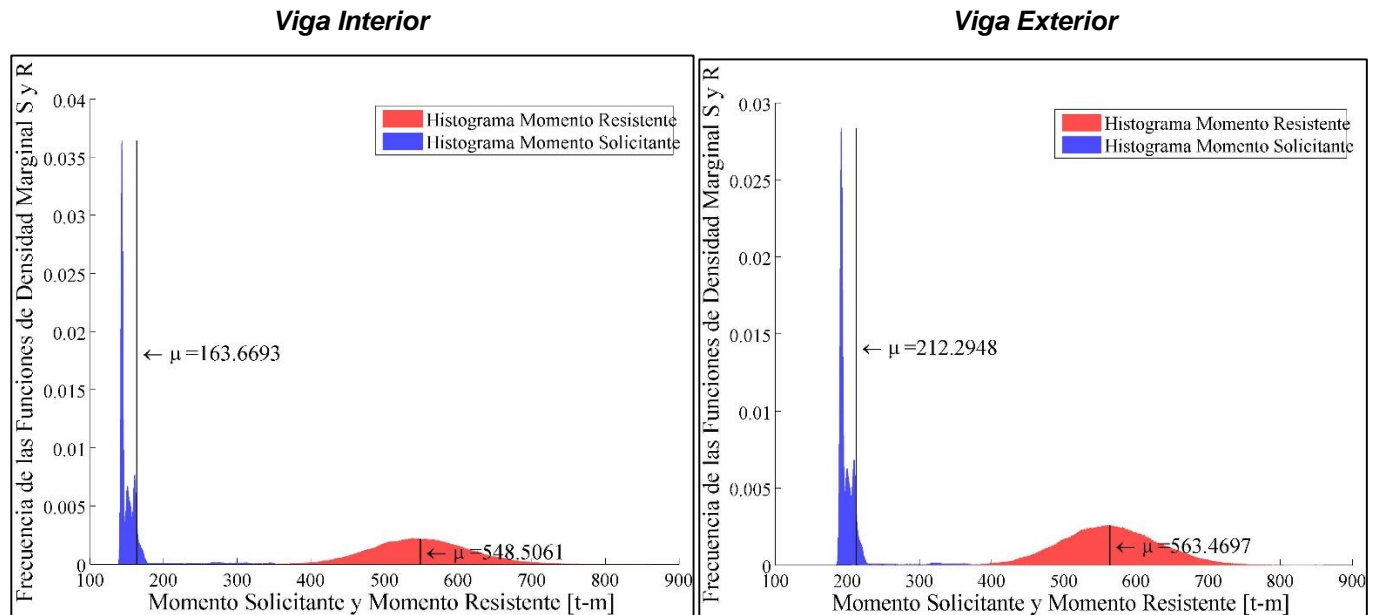


Figura Anexo E9. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente- Puente 20m – 96 iteraciones.

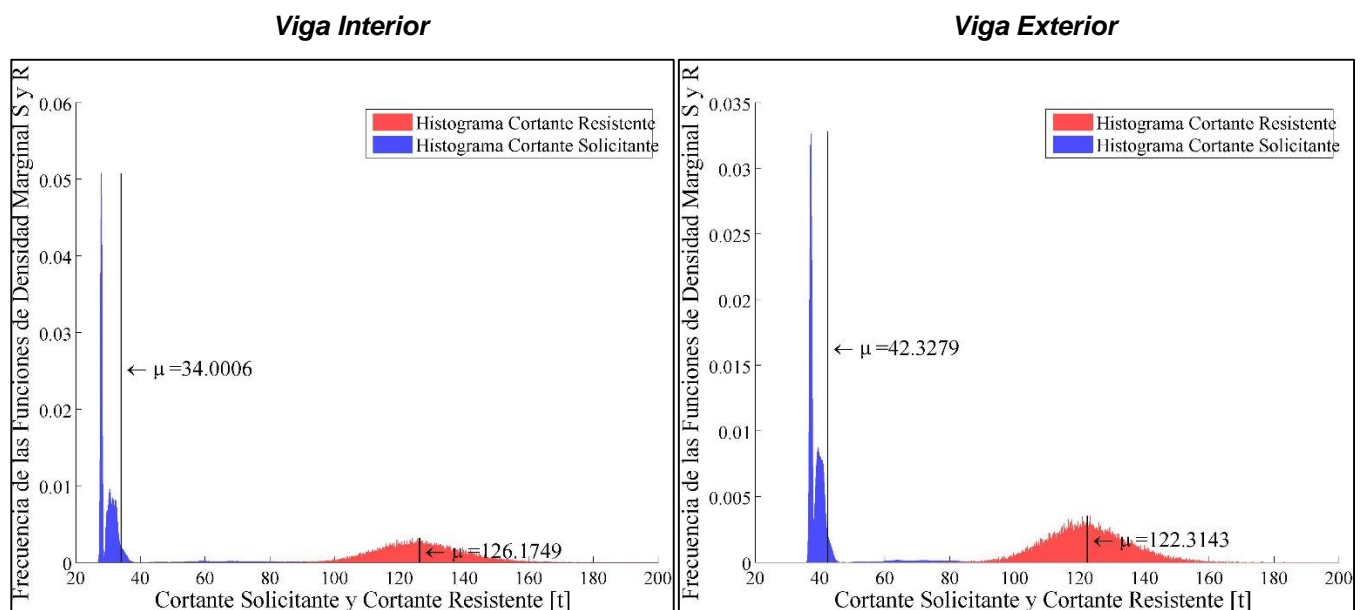


Figura Anexo E10. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente- Puente 20m – 96 iteraciones.

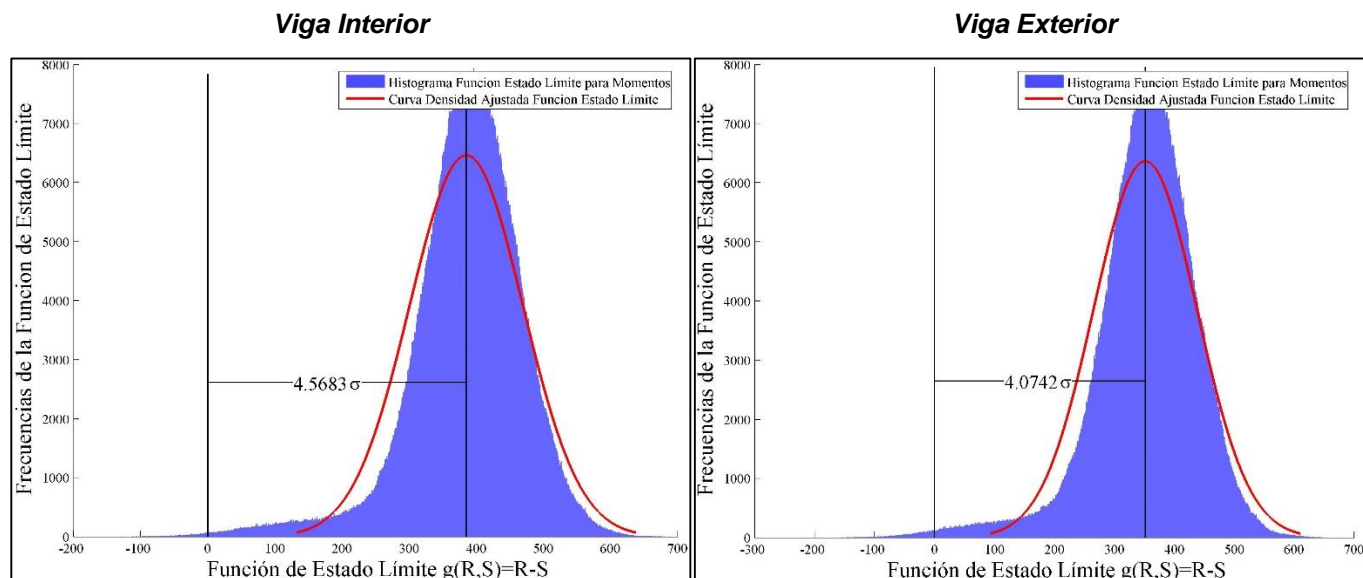


Figura Anexo E11. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R,S) = M_R - M_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 20m, respectivamente, donde la resistencia y la sollicitación están distribuidas normalmente. – 96 iteraciones.

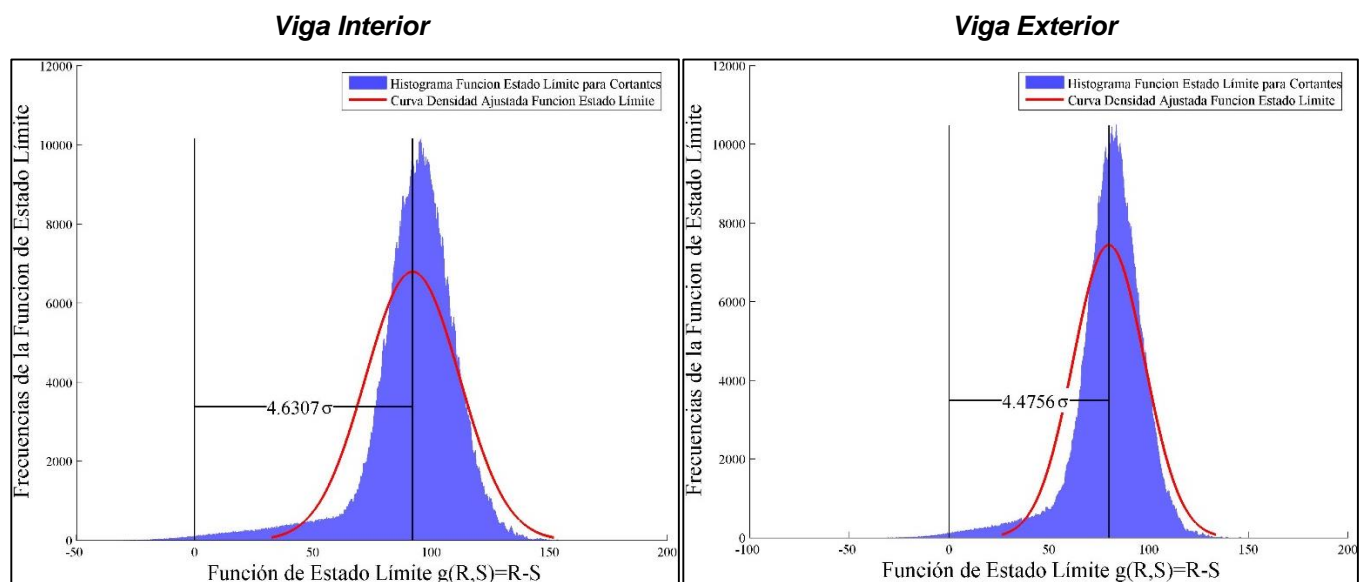


Figura Anexo E12. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R,S) = V_R - V_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 20m, respectivamente, donde la resistencia y la sollicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

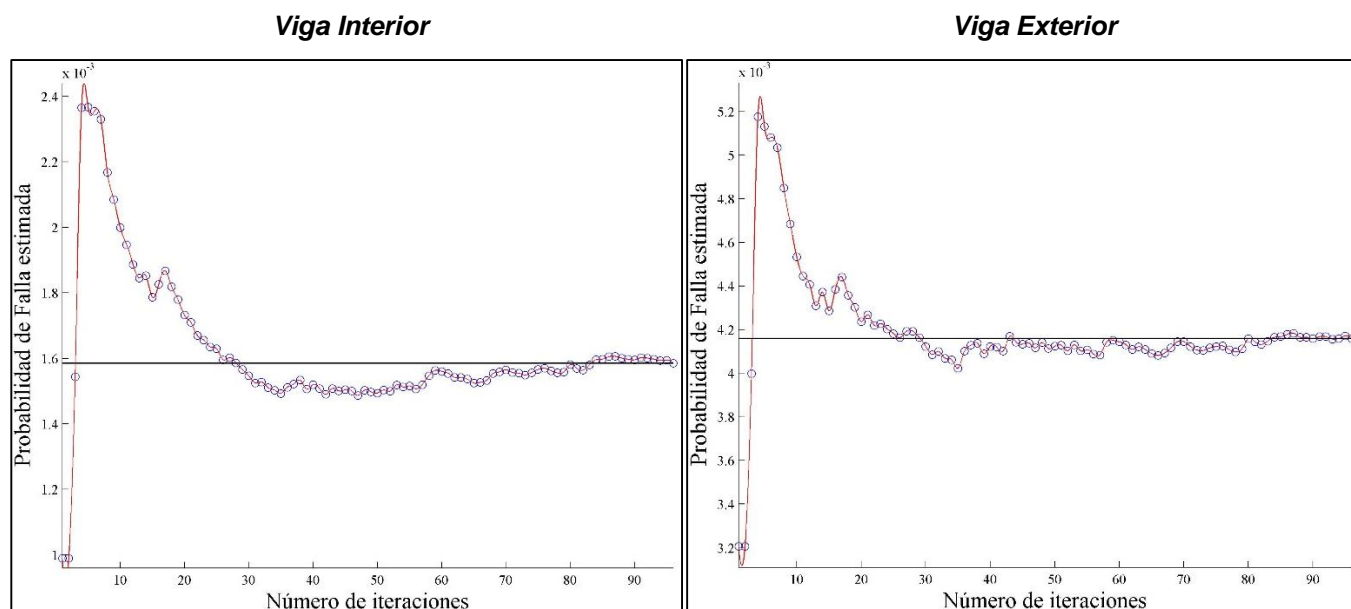


Figura Anexo E13. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 20m, respectivamente - 96 iteraciones.

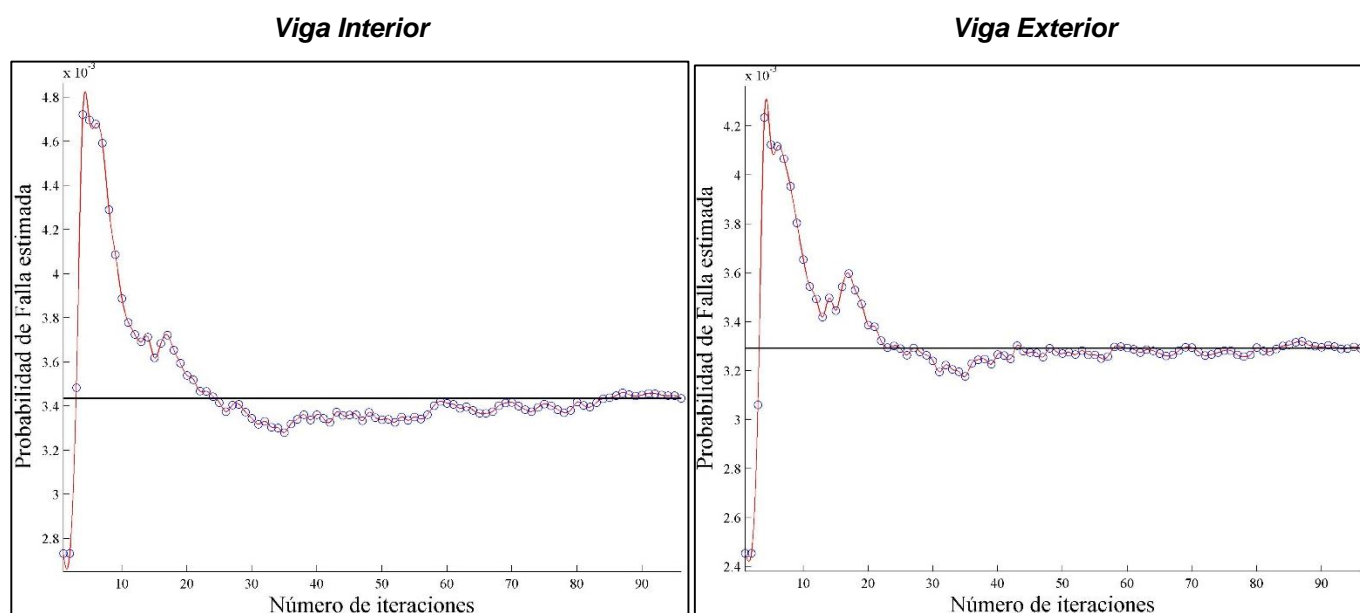


Figura Anexo E14. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 20m, respectivamente - 96 iteraciones.

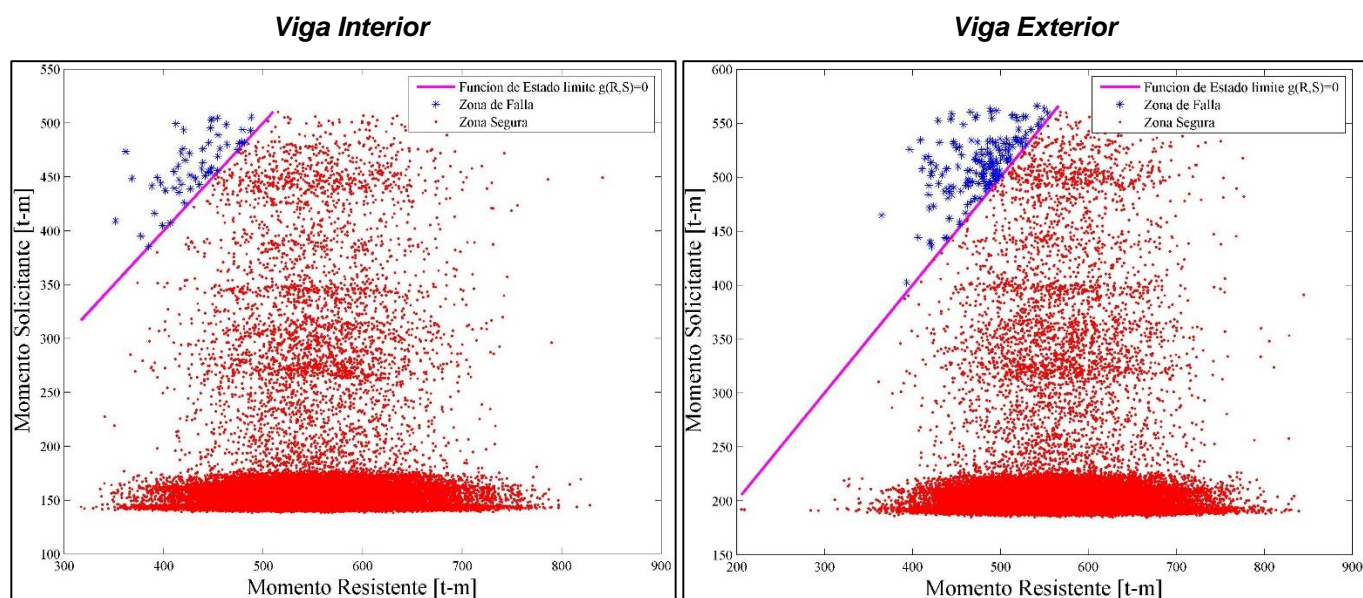


Figura Anexo E15. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- Viga interior y viga exterior puente de 20m - 2 iteraciones.

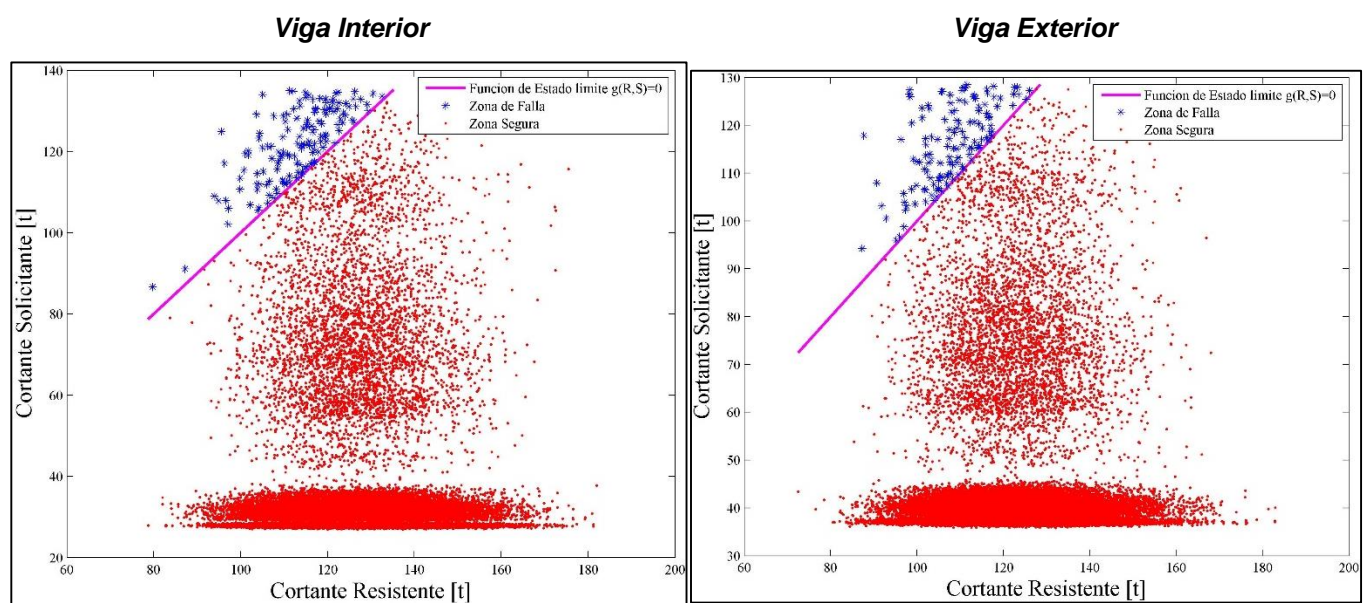
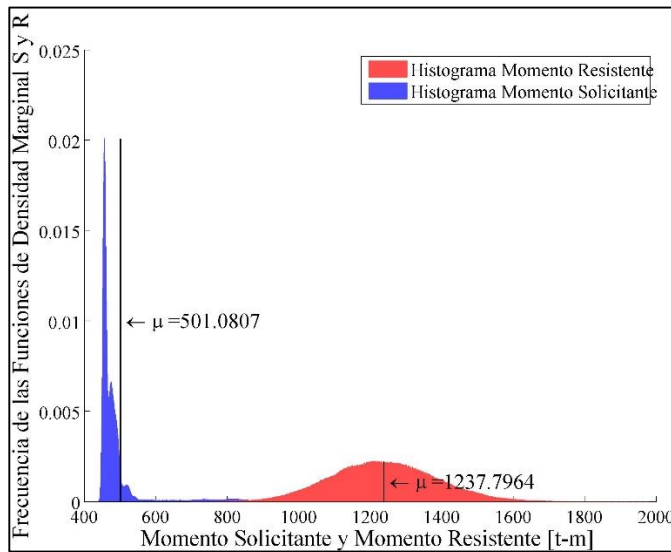


Figura Anexo E16. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de cortantes- Viga interior y viga exterior puente de 20m - 2 iteraciones.

PUENTE DE 30m

Viga Interior



Viga Exterior

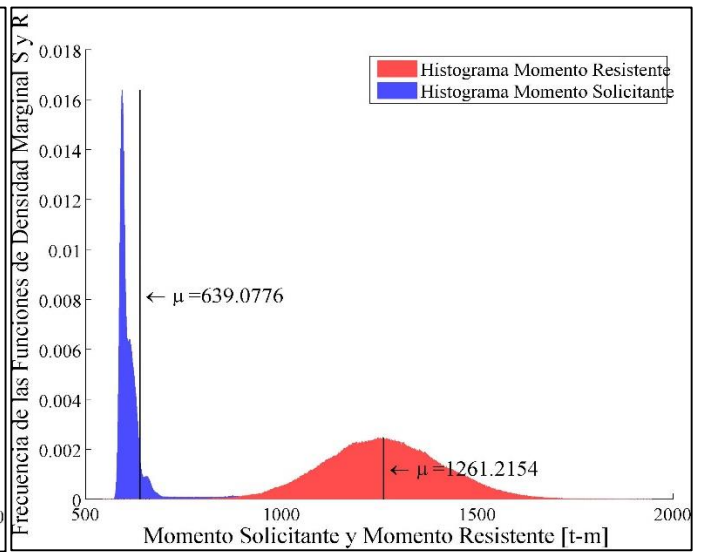
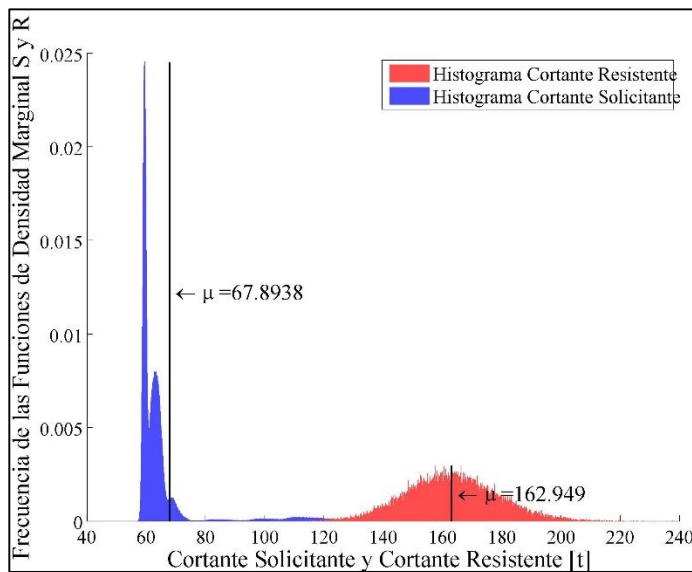


Figura Anexo E17. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el momento solicitante y momento resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente- Puente 30m – 96 iteraciones.

Viga Interior



Viga Exterior

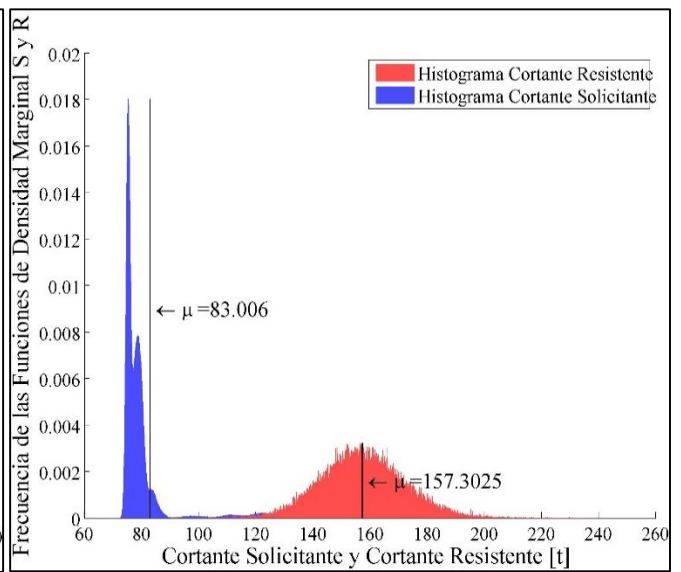


Figura Anexo E18. Función de densidad marginal o histograma de frecuencia relativas para el cortante solicitante y cortante resistente de la viga interior y viga exterior respectivamente- Puente 30m – 96 iteraciones.

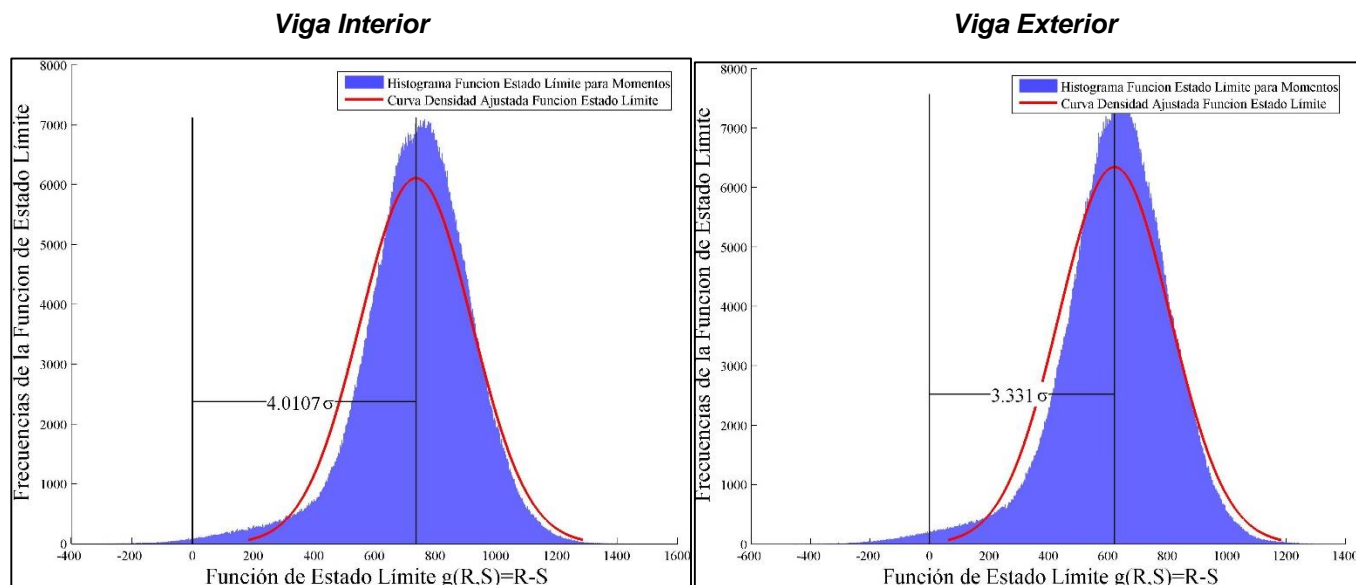


Figura Anexo E19. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R, S) = M_R - M_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 30m, respectivamente, donde la resistencia y la sollicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

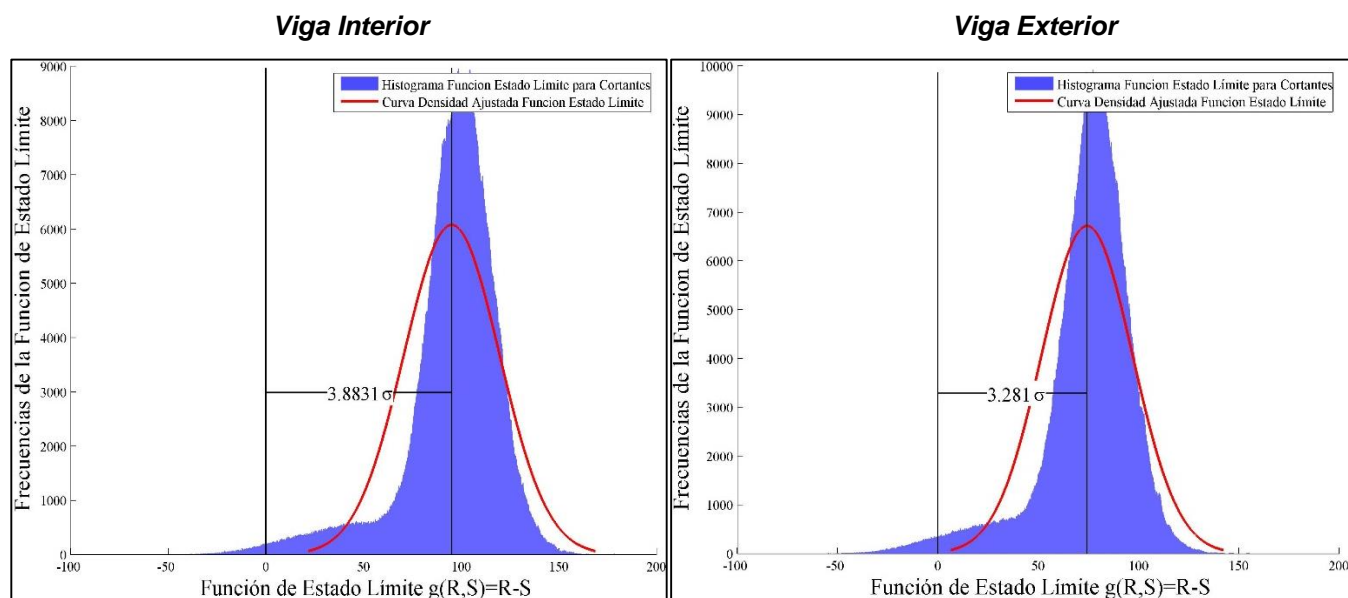


Figura Anexo E20. Definición del índice de confiabilidad usando la función de estado límite $g(R, S) = V_R - V_S$, para la viga interior y viga exterior del puente de 30m, respectivamente, donde la resistencia y la sollicitación están distribuidas normalmente – 96 iteraciones.

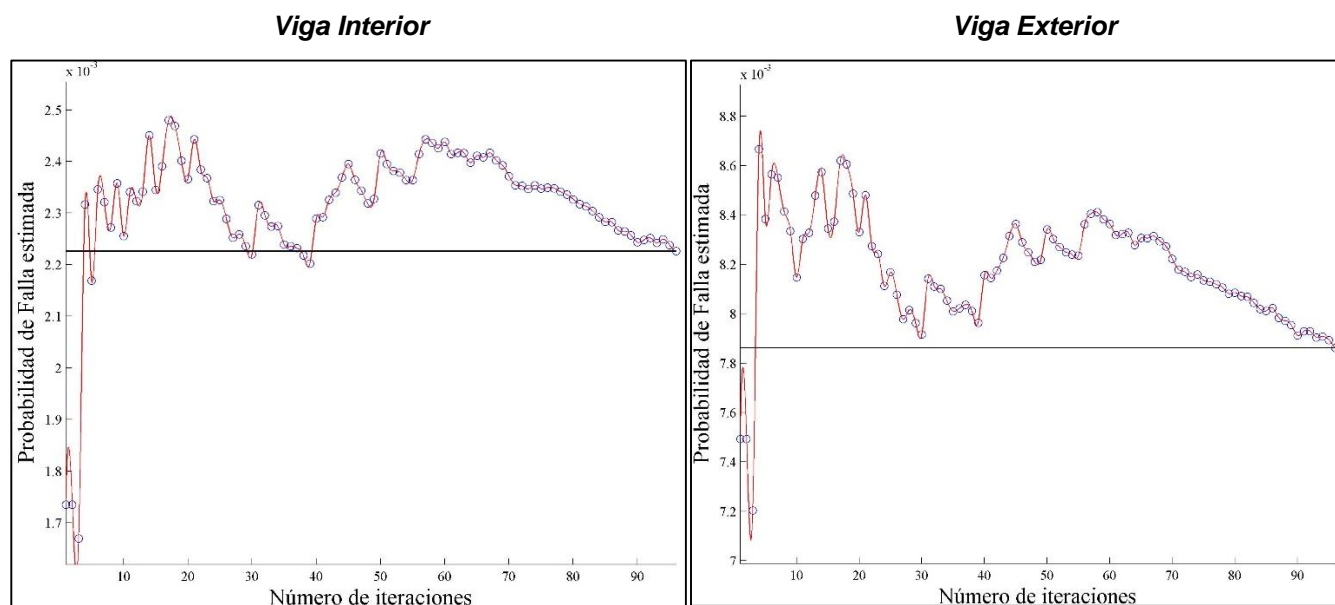


Figura Anexo E21. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de momento - Viga interior y exterior del puente de 30m, respectivamente - 96 iteraciones.

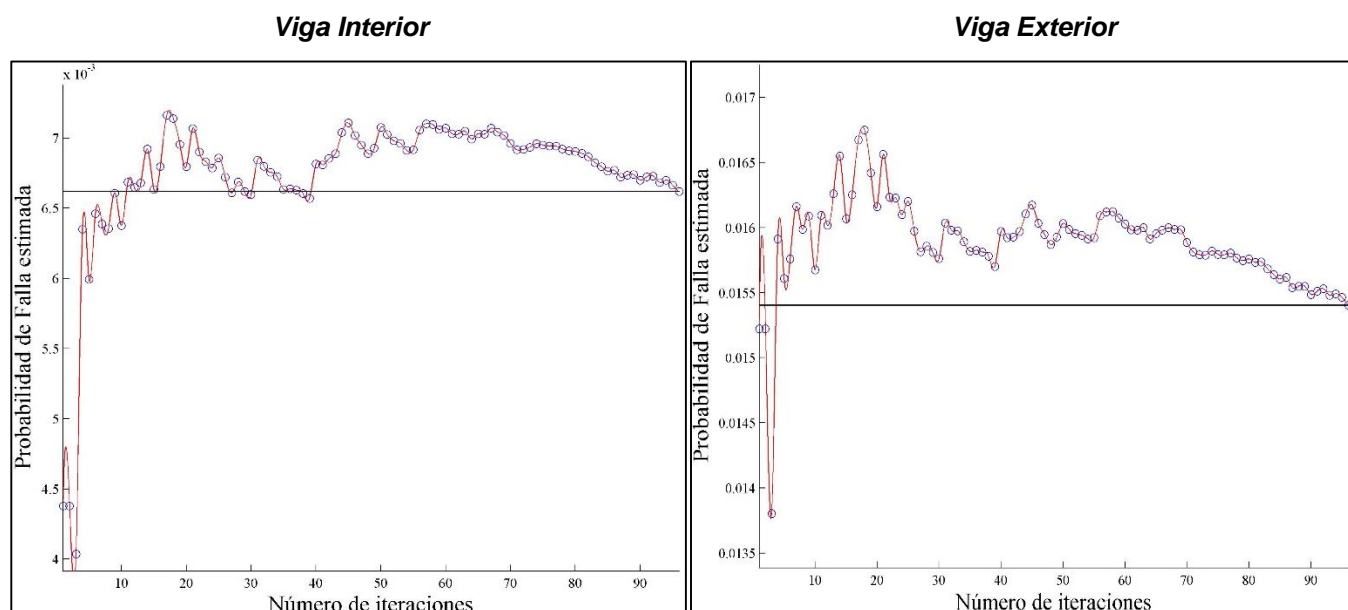


Figura Anexo E22. Número de iteraciones VS Probabilidad de falla para el esfuerzo de cortante - Viga interior y exterior del puente de 30m, respectivamente - 96 iteraciones.

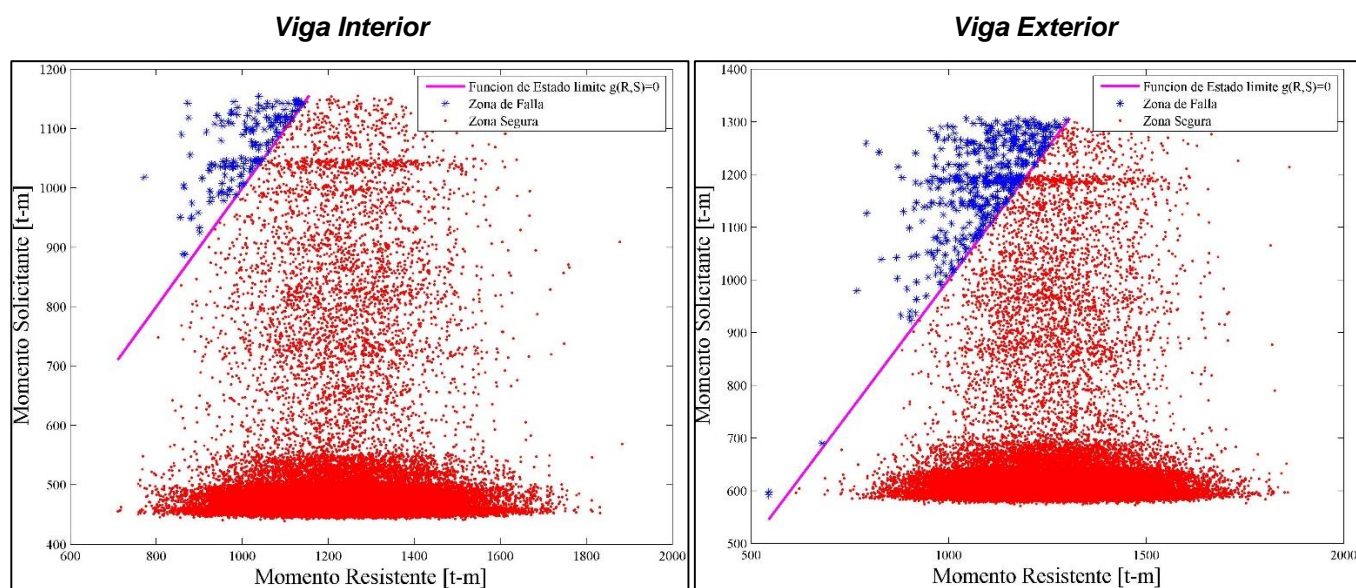


Figura Anexo E23. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de momentos- Viga interior y viga exterior - Puente de 30m - 2 iteraciones.

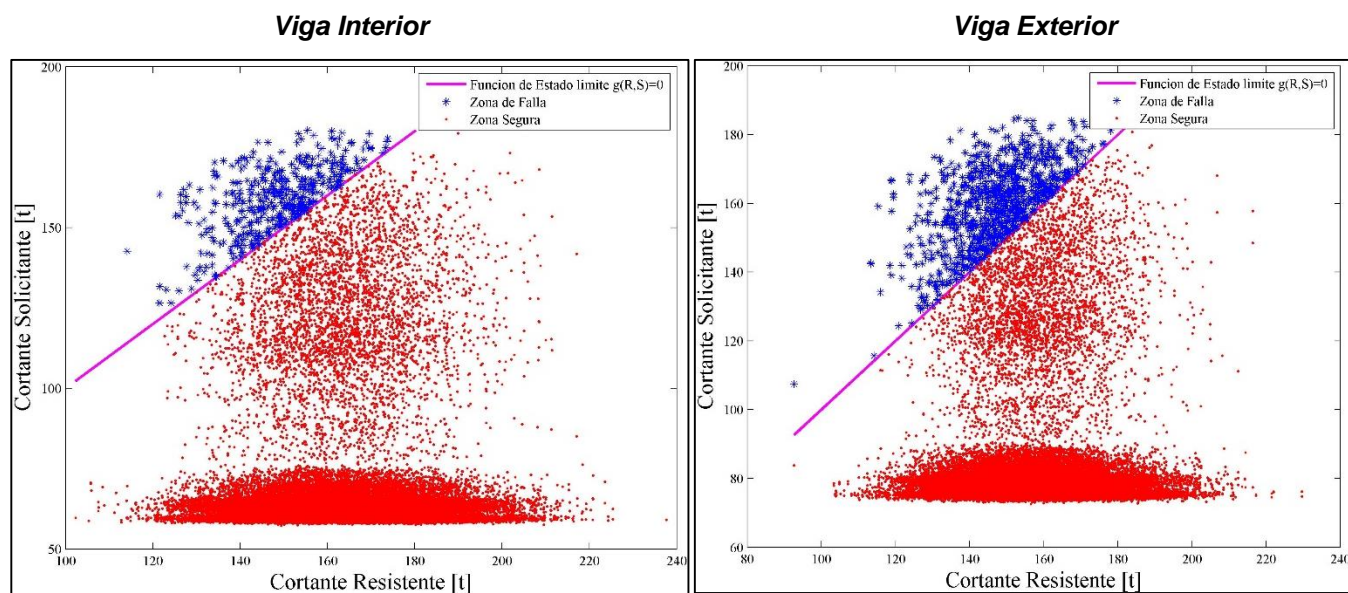


Figura Anexo E24. Zona segura y zona de falla de la función de estado límite de cortantes- Viga interior y viga exterior - Puente de 30m - 2 iteraciones