

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

**“EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO BLANCO
UBICADO EN LA VÍA QUITO – LA INDEPENDENCIA KM. 164 Y
CONSIDERACIONES PARA SU MANTENIMIENTO,
PARA EL HCPP”**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO MECÁNICO**

**JAIME PATRICIO OÑA GUALOTUÑA
JOSÉ MAURICIO PAUCAR QUISHPE**

**DIRECTOR: ING. JOSÉ VÁZQUEZ
CODIRECTOR: ING. HERNÁN OJEDA**

Sangolquí, marzo del 2008

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto “EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO BLANCO UBICADO EN LA VÍA QUITO – LA INDEPENDENCIA KM. 164 Y CONSIDERACIONES PARA SU MANTENIMIENTO, PARA EL HCPP” fue realizado en su totalidad por los Srs. JAIME PATRICIO OÑA GUALOTUÑA Y JOSÉ MAURICIO PAUCAR QUISHPE, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

Ing. José Vázquez

DIRECTOR

Ing. Hernán Ojeda

CODIRECTOR

Sangolquí, marzo del 2008

LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO

“EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE SOBRE EL RÍO BLANCO UBICADO EN LA VÍA QUITO – LA
INDEPENDENCIA KM. 164 Y CONSIDERACIONES PARA SU
MANTENIMIENTO, PARA EL HCPP”

ELABORADO POR:

Jaime Patricio Oña Gualotuña

José Mauricio Paucar Quishpe

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

Ing. Crnl. Juan Díaz

COORDINADOR DE LA CIME

Sangolquí, marzo del 2008

DEDICATORIAS

Este proyecto lo dedico a mis padres, ejemplo de esfuerzo y trabajo, como un reconocimiento a su apoyo incondicional; a mis hermanas y hermanos que de una u otra manera siempre me ayudaron, una dedicatoria muy especial a mi esposa que me dio siempre la estabilidad que requería para culminar mis estudios superiores y a mi hijo que es en quien me he inspirado para finalizar el proyecto, finalmente quisiera dedicar este trabajo a todos aquellos que toman al conocimiento como un compromiso de comprensión, extensión y difusión.

Jaime Patricio

A Dios

A mi madre Gregoria por su sacrificio, cariño y por el apoyo brindado en mis logros y tropiezos.

A mi Padre que ha sido mi inspiración que desde el cielo se ha convertido en mi Ángel de la Guarda.

A mis hermanos Octavio (+), Marisa, Maribel y Juan quienes con su apoyo incondicional han sido pilares fundamentales para el logro de esta meta.

José Mauricio

AGRADECIMIENTOS

Quisiéramos agradecer principalmente a Dios, a nuestros padres y familiares cercanos. A la Escuela Politécnica del Ejército y a sus profesores por compartir sin egoísmo sus conocimientos y habernos brindado las herramientas necesarias para formarnos como profesionales. Hacemos extensivo nuestro agradecimiento cordial y afectuoso a todas aquellas personas e instituciones como el HCPP a través del Departamento de Vialidad y Concesiones, que de una u otra forma han sido parte importante en la realización de este proyecto, de manera especial a los ingenieros José Vázquez y Hernán Ojeda que más que guías se convirtieron en amigos, por su desinteresada y valiosa asistencia en el desarrollo de este proyecto.

Jaime Patricio Oña Gualotuña

José Mauricio Paucar Quishpe

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO.....	ii
LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	iii
DEDICATORIAS.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
INDICE DE CONTENIDOS.....	vii
TABLAS.....	xiv
FIGURAS.....	xv
NOMENCLATURA.....	xvii
ANEXOS.....	xxi
RESUMEN.....	xxiii
CAPITULO 1.....	1
GENERALIDADES	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	2
1.3 OBJETIVOS.....	3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE	4
1.4.1 JUSTIFICACIÓN	4
1.4.2 ALCANCE	5
CAPITULO 2.....	7
MARCO DE REFERENCIA	7
2.1 SERVICIO VIAL DEL PUENTE.	7
2.1.1 TRÁFICO DE LA VÍA.....	8
2.2 ANÁLISIS FLUVIAL DEL RÍO BLANCO.....	8
2.3 JUSTIFICACIÓN DE ESTE TIPO DE PUENTE.....	10
CAPITULO 3.....	13

FUNDAMENTO TEÓRICO.....	13
3.1 GENERALIDADES SOBRE ESTRUCTURAS.....	13
3.1.1 DEFINICIÓN.....	13
3.1.2 IMPORTANCIA.....	13
3.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	13
3.2.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.....	14
3.3 TEORÍA SOBRE PUENTES METÁLICOS.....	14
3.3.1 TEORÍA DE PUENTES TIPO CELOSÍA.....	17
3.3.2 TIPOS DE UNIÓN.....	17
3.3.2.1 Teoría sobre juntas empernadas.....	18
3.3.2.1.1 Introducción.....	18
3.3.2.1.2 Tipos de Pernos.....	18
3.3.2.1.3 Ventajas de los pernos de alta resistencia.....	19
3.3.2.1.4 Pernos apretados sin holgura y completamente tensados.....	20
3.3.3 NORMAS.....	22
3.4 TEORÍA DE ENSAYOS DESTRUCTIVOS Y NO DESTRUCTIVOS... 22	22
3.4.1 ENSAYOS DESTRUCTIVOS.....	22
3.4.2 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.....	25
3.4.2.1 Líquidos Penetrantes.....	25
3.4.2.2 Ultrasonido.....	29
3.5 TEORÍA DE MANTENIMIENTO.....	32
3.5.1 TIPOS DE MANTENIMIENTO.....	34
3.5.1.1 Mantenimiento correctivo.....	34
3.5.1.2 Mantenimiento preventivo.....	34
3.5.1 NORMAS DE MANTENIMIENTO.....	36
CAPITULO 4.....	39
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE.....	39
4.1 LEVANTAMIENTO DE PLANOS.....	39
4.2 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS Y DESTRUCTIVOS.....	40
4.2.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.....	40
4.2.1.1 Inspección visual.....	40
4.2.1.2 Nivelación del puente.....	43
4.2.2 ENSAYOS DESTRUCTIVOS.....	43

4.3	DETERMINACIÓN DE CARGAS.....	43
4.3.1	CARGA MUERTA.....	44
4.3.2	CARGA VIVA.....	47
4.3.2.1	Carga de tránsito.....	47
4.3.2.1.1	Carga distribuida equivalente y carga concentrada.....	49
4.3.2.1.2	Camión estándar MOP.....	52
4.3.2.1.3	Reducción en la intensidad de carga viva.....	52
4.3.2.2	Carga peatonal en la aceras.....	52
4.3.3	CARGA POR IMPACTO.....	53
4.3.4	FUERZA LONGITUDINAL.....	53
4.3.5	FUERZA CENTRÍFUGA.....	54
4.3.6	CARGAS TÉRMICAS.....	55
4.3.7	CARGA POR VIENTO.....	56
4.3.8	CARGAS POR SISMO.....	57
4.3.9	LINEAS DE INFLUENCIA.....	58
4.3.9.1	Líneas de influencia para carga distribuida incrementando la longitud de aplicación.....	61
4.4	INGRESO DE DATOS.....	69
4.4.1	Construcción del modelo del puente.....	69
4.4.2	Ingreso de cargas en el programa.....	71
4.5	CÁLCULO Y SIMULACIÓN ESTÁTICA.....	74
4.5.1	SIMULACIÓN ESTÁTICA CON SAP 2000.....	74
4.5.1.1	Chequeo de la superestructura con SAP2000.....	76
4.6	ANÁLISIS DE ESFUERZOS.....	78
4.6.1.	ESFUERZO NORMAL.....	78
4.6.2.	ESFUERZO CORTANTE.....	84
4.6.3.	ESFUERZO DE FLEXIÓN.....	87
4.6.3.1.	Flexión y compresión combinadas.....	87
4.6.4.	ESFUERZOS POR FATIGA.....	94
4.7	ANÁLISIS DE DEFLEXIONES.....	97
4.8	ANÁLISIS DE JUNTAS Y APOYOS.....	97
4.8.1	ANÁLISIS DE JUNTAS.....	97
4.8.2	ANÁLISIS DE APOYOS.....	100
	a) Análisis del esfuerzo de aplastamiento entre el elemento y el pasador.....	101

b)	Esfuerzo cortante en el pasador.....	102
c)	Análisis del esfuerzo de aplastamiento entre el pasador y las placas de unión.....	103
d)	Esfuerzo de aplastamiento entre los pernos de anclaje y la placa base	103
e)	Esfuerzo cortante en los pernos de anclaje.....	104
CAPITULO 5.	105
CRITERIOS DE MANTENIMIENTO PARA EL PUENTE.....		105
5.1 ANÁLISIS DE LOS PROCESOS Y SELECCIÓN DE LAS TÉCNICAS PARA EL MANTENIMIENTO DEL PUENTE.		105
a. INSPECCION		105
a.1. TIPOS DE INSPECCIÓN.....		107
a.2. MEDIOS Y REQUISITOS NECESARIOS PARA LLEVAR A CABO UNA INSPECCIÓN.....		108
a.2.1. MEDIOS HUMANOS.....		108
a.2.2. MEDIOS MATERIALES.....		109
a.2.2.1. EQUIPO DE INSPECCIÓN.....		110
a.2.2.1.1. EQUIPO EN GENERAL.....		110
a.2.2.1.2. EQUIPO PARA SEÑALAMIENTO.....		111
a.2.2.1.3. EQUIPO PARA NIVELACIÓN.....		111
a.2.3. PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN.....		111
a.2.4. ENTREGA DE REPORTES		113
a.2.4.1. REPORTE FOTOGRÁFICO		114
a.3. DICTAMEN DE LA INSPECCIÓN		115
b. EVALUACION		115
b.1. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PUENTE		117
c. MANTENIMIENTO.....		117
c.1. EL MANTENIMIENTO RUTINARIO		117
c.1.1. CAUCES Y CIMENTACIONES.....		118
c.1.2. SUBESTRUCTURAS		118
c.1.3. SUPERESTRUCTURA METALICA.....		118
Preparación de superficies para pintura		118
Aplicación de la pintura		123
Fallas de recubrimientos		124
La inspección en pintura		127
Mediciones de espesor de película seca de pinturas.....		128
Instrumentos para medir espesores secos de película		130
Procedimientos de medición del espesor de película seca....		130

	Capas de pintura para la protección contra la corrosión.....	131
	c.1.4. DISPOSITIVOS DE APOYO.....	132
	c.2. TRABAJOS DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO	133
	c.2.1. CAUCES Y CIMENTACIONES.....	133
	c.2.2. SUBESTRUCTURAS.....	133
	c.2.3. SUPERESTRUCTURA METALICA	134
	Consideraciones sobre los refuerzos	134
	VIGAS METÁLICAS.....	136
	Soportes metálicos.....	138
	Uniones roblonadas y atornilladas	139
	Uniones soldadas	139
	Celosías	140
	c.2.4. DISPOSITIVOS DE APOYO.....	140
5.1.1	MANTENIMIENTO PARA MIEMBROS Y JUNTAS	140
	a) Limpieza general del puente y sus accesos	140
	b) Remoción de la superficies dañadas y restos sueltos	140
	c) Reforzamiento, mediante placas y perfiles.....	141
	d) Enderezado de miembros estructurales golpeados y torcidos	
	141	
	e) Sustitución de las partes o elementos severamente dañados	141
	f) Reemplazo de pines, tornillos y otras piezas menores	141
	g) Aplicación de las capas de pintura de protección	142
5.2	PLAN DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO	142
	a) Recursos.....	142
	b) Administración	142
	c) Planificación del trabajo y sistema de control.....	142
	CAPITULO 6.....	145
	COSTOS Y EQUIPOS PARA MANTENIMIENTO	145
6.1	COSTOS UNITARIOS DE REPARACIÓN.....	145
6.1.1	LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE	145
6.1.2	REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL (PREPARACIÓN Y MONTAJE) ...	146
6.1.3	SUSTITUCIÓN DE PERNOS.....	147
6.1.4	PINTURA	148
6.2	EQUIPO A UTILIZAR.....	148
6.2.1	LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE	148
6.2.2	REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL (PREPARACIÓN Y MONTAJE) ...	148

6.2.3	SUSTITUCIÓN DE PERNOS	149
6.2.4	PINTURA.....	149
6.3	REQUERIMIENTO DE PERSONAL.....	149
6.3.1	LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE	149
6.3.2	REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL (PREPARACIÓN Y MONTAJE)...	149
6.3.3	SUSTITUCIÓN DE PERNOS	149
6.3.4	PINTURA	149
6.4	CANTIDADES DE OBRA Y COSTO TOTAL DE REPARACIÓN.....	150
6.4.1	CANTIDADES DE OBRA.....	150
6.4.1.1	Limpieza manual del puente	150
6.4.1.2	Refuerzo de acero estructural (preparación y montaje).....	150
6.4.1.3	Sustitución de pernos	150
6.4.1.4	Pintura.....	150
6.4.2	COSTO TOTAL DE REPARACIÓN.....	152
6.5	TIEMPO DE EJECUCIÓN PARA EL MANTENIMIENTO	152
6.5.1	CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES PARA LA EJECUCIÓN DEL MANTENIMIENTO	153
CAPITULO 7.....		155
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		155
7.1.	CONCLUSIONES.....	155
7.2.	RECOMENDACIONES.....	157
REFERENCIAS.....		159

TABLAS

Tabla 2.1 Tráfico promedio diario anual (TPDA) del 2005	8
Tabla. 2.2 Datos hidrológicos del Río Blanco.....	9
Tabla 3.1 Tensión (klb) requerida en los pernos para conexiones tipo fricción y para conexiones sujetas a tensión directa*	21
Tabla 3.2 Dimensiones nominales de agujeros.....	21
Tabla 4.1. Carga muerta de los perfiles.....	45
Tabla 4.2. Carga muerta debido a la calzada	46
Tabla 4.3. Carga muerta del pasamano de un solo lado.....	46
Tabla 4.4. Carga muerta de la vereda de un solo lado	46
Tabla 4.5. Carga muerta total	47
Tabla 4.7 Reducción de cargas vivas.....	52
Tabla 4.8 Valores iniciales del espectro de diseño del CEC 2000	57
Tabla. 4.9 Datos caso 1.....	61
Tabla. 4.10 Datos caso 2.....	63
Tabla. 4.11 Datos caso 3.....	64
Tabla. 4.12 Combinaciones de carga	72
Tabla. 4.13 Resumen de la relación demanda capacidad de diseño	77
Tabla. 4.14 Resumen de la tabla de esfuerzos normales	79
Tabla 4.15 Resumen de la tabla para el chequeo de esfuerzos cortantes. 85	
Tabla 4.16 Resumen de la tabla flexión y compresión combinados	88
Tabla 4.17 Resumen de la relación demanda capacidad del estado actual	91
Tabla 4.18 Resumen de la relación demanda capacidad con los refuerzos	92
Tabla 4.19 Comparación de la relación demanda capacidad	93
Tabla 4.20 Intervalo admisible de esfuerzos de fatiga.....	95
Tabla 4.21 Análisis a fatiga por intervalo de esfuerzos de los elementos más críticos	96
Tabla 4.22 Análisis a fatiga por intervalo de esfuerzos para el nudo más críticos	100
Tabla 5.1 Equivalencia en Métodos de Preparación de Superficie.....	119
Tabla 6.1 Área de la estructura para pintar.....	151
Tabla 6.2 Costo total de reparación.....	152

FIGURAS

Fig. 3.1. Puente de paso superior	15
Fig. 3.2. Puente de paso inferior	15
Fig. 3.3. Puente de paso mixto	15
Fig. 3.4. Puente recto	16
Fig. 3.5. Puente de arco.....	16
Fig. 3.6. Puente colgante.....	16
Fig. 3.7 puentes tipo celosía.....	17
Fig. 3.8 Máquina de Ensayo de Tracción.....	23
Fig. 3.9 Curva Fuerza-Deformación de un Acero.....	23
Fig. 3.10 forma de rotura de la probeta al momento de llegar a la carga máxima	25
Fig. 3.11 tipos de ondas ultrasónicas	30
Fig. 3.12 técnicas de transmisión	31
Fig. 3.13 Técnica pulso-eco	31
Fig. 4.1 Pérdida de pintura.....	40
Fig. 4.2 a) Corrosión viga longitudinal, b) Corrosión vigas de piso	41
Fig. 4.3 Pernos deteriorados	41
Fig. 4.4 a) Junta puente de acceso _ puente metálico, b) Junta vía _ puente de acceso	42
Fig. 4.5 a) Acumulación agua y basura, b) Acumulación agua	42
Fig. 4.6 Camión H-20-44	48
Fig. 4.7 Camión HS-20-44.....	49
Fig. 4.8 Carga equivalente	50
Fig.4.9 Carga equivalente en corte	50
Fig. 4.10 Línea de influencia para reacción.....	59
Fig. 4.11 Línea de influencia para cortante	60
Fig. 4.12 Línea de influencia cortante para carga distribuida.....	61
Fig. 4.13 Incremento de la longitud de aplicación de la carga distribuida.....	61
Fig. 4.14 Incremento de la longitud de aplicación de la carga distribuida, partiendo del centro	62
Fig. 4.15 Incremento de la longitud de aplicación de la carga distribuida, partiendo del centro hacia un lado	63
Fig. 4.16 Plantilla New Model, SAP2000.....	69
Fig. 4.17 Modelo del puente, SAP2000.....	70
Fig. 4.18 Asignación de elementos, SAP2000.....	70

Fig. 4.19 Definición de cargas sobre el puente, SAP2000	71
Fig. 4.20 Asignación de cargas, SAP2000.....	71
Fig. 4.21 Asignación de carga sísmica, SAP2000	72
Fig. 4.22 Combinaciones de carga en SAP 2000	74
Fig. 4.23 Cargas consideradas para la corrida	75
Fig. 4.24 Deformada del puente	75
Fig. 4.25 Razón demanda capacidad.....	76
Fig. 4.26. Cargas aplicadas sobre la viga de piso	81
Fig. 4.27 Cargas para el análisis por el método de los nudos	82
Fig. 4.28 Diagrama de cuerpo libre del puente	83
Fig. 4.29 Junta empernada	98
Fig. 4.30 Apoyo fijo	101
Fig.5.1 Discontinuidad de la película de pintura	125
Fig. 5.2 Ampollamiento en superficies pintadas	126
Fig. 5.3 Agrietamiento en superficies pintadas	126
Fig. 5.4 Corrugado en superficies pintadas.....	127
Fig. 5.5 Calibrador en húmedo.....	129
Fig. 5.6 Medidores magnéticos	130
Fig. 5.7 Medición de espesores de acuerdo a la norma SSPC PA2.....	131
Fig. 5.8 Refuerzos en patines.....	136
Fig. 5.9 Refuerzo en las almas	137
Fig. 5.10 Refuerzo en la sección	137
Fig. 5.11 Refuerzos	138
Fig. 5.12 Refuerzo con una ménsula	139

NOMENCLATURA

A	= Área transversal
AASHTO	= American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de autoridades de vialidad y transporte)
Ab	= Área del perno
ACI	=American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
API	= American Petroleum Institute (Instituto Americano de Petróleo)
ASTM	= American Society of Testing and Materials (Asociación Americana de Pruebas y Materiales)
AWG	= American Wire Gauges
b_f	= Ancho del patín de la viga
BS	= British Standards Institution
C	= Coeficiente de geología local
CEC	= Código Ecuatoriano de la Construcción
C_f	= Fuerza centrífuga
C_{mx}	= Relación entre el momento menor y el mayor en el eje X
C_{my}	= Relación entre el momento menor y el mayor en el eje Y
CPE	= Carga puntual equivalente total
Cup	= Carga puntual equivalente
D	= Grado de la curvatura
d	= Peralte del patín
d_i	= Dilución expresada en tanto por uno
DL	=Carga muerta total
d_{pas}	= Diámetro del pasador
d_{perno}	= Diámetro del perno
EPH	= Espesor de película húmeda
EPS	= Espesor de película seca
F	= Fuerza
F'_{ex}	= Esfuerzo de Euler dividido por factor de seguridad en el eje X

F'_{ey}	= Esfuerzo de Euler dividido por factor de seguridad en el eje X
f_a	= Esfuerzo axial debido a la carga
F_a	= Esfuerzo axial admisible
f_{ap}	= Esfuerzo de aplastamiento
f_{ap2}	= Esfuerzo de aplastamiento pasador-placa
f_{ap3}	= Esfuerzo de aplastamiento entre el perno de anclaje y placa base
f_{bx}	= Esfuerzo de flexión a compresión en eje X
F_{bx}	= Esfuerzo de compresión admisible en el eje X
f_{by}	= Esfuerzo de flexión a compresión en eje X
F_{by}	= Esfuerzo de compresión admisible en el eje X
F_l	= Fuerza longitudinal
F_s	= Resistencia nominal a la fricción
F_v	= Esfuerzo cortante admisible
f_v	= Esfuerzo cortante debido a la carga
f_{vp}	= Esfuerzo cortante en el pasador del apoyo
f_{vperno}	= Esfuerzo cortante en el perno del apoyo
HS	= "Highway Semitrailer", camión de diseño de 3 ejes
I	= Coeficiente de importancia
I_f	= Fuerza de impacto
INAMHI	= Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
INEN	= Instituto Ecuatoriano de Normalización
K	= Constante del resorte
L	= Longitud del claro
L_f	= Longitud bajo carga
L_o	= Longitud inicial
L_v	= Longitud de la vereda cargada
MOP	= Ministerio de Obras Públicas del Ecuador
n	= Número de aplastamientos
NACE	= National Association Corrosion Engineers
N_b	= Número de pernos en la junta
n_c	= Número de cortantes
N_s	= Número de planos de deslizamiento.

p	= Carga viva
Pap	= Fuerza resultante de compresión
$PRatio$	= Relación demanda capacidad bajo carga axial
Ps	= Fuerza por fricción.
R	= Densidad del material
R	= Factor de reducción de respuesta
R_A	= Reacción en el punto A
R_B	= Reacción en el punto B
R_C	= Radio de curvatura
RDL	= Reacción debido a la carga muerta
S	= Velocidad de diseño
S	= Coeficiente de suelo
$SAP2000$	= Structural Analysis Program
SIS	= Swedish Standards Institution
$SSPC$	= Steel Structures Painting Council
SV	= Sólidos por volumen (en tanto por uno)
T	= Periodo fundamental de la estructura
t_f	= Espesor del patín
t_p	= Espesor de la placa de unión
t_{pb}	= Espesor de la placa base
$TPDA$	= Tráfico promedio diario anual
T_w	= Espesor del alma de la viga
V	= Velocidad de la onda
V	= Cortante basal
V_A	= Cortante en A
V_B	= Cortante en B
VDL	= Cortante por carga muerta
VDL_p	= Cortante en la viga de piso debido a la carga muerta
$VRatio$	= Relación demanda capacidad bajo carga cortante
W	= Ancho de la vereda
x	= Distancia donde está el fuerza
y	= Valor de la ordenada
z	= Densidad acústica

Z	= Coeficiente de sitio
α	= Coeficiente de dilatación
ΔT	= Variación de la temperatura
δT	= Desplazamiento por temperatura
Θ_E	= Coeficiente de configuración de elevación
Θ_P	= Coeficiente de configuración de planta

LISTADO DE ANEXOS

Anexo A	Propiedades de los perfiles
Anexo B	Plano de nivelación.
Anexo C	Planos de la superestructura del puente
Anexo D	Tablas de resultados del SAP2000
Anexo E	Categoría de esfuerzos
Anexo F	Formato, hoja de registro
Anexo G	Hoja de registro de datos
Anexo H	Precios referenciales de materiales y mano de obra
Anexo I	Fotografías

RESUMEN

En el Ecuador existe una gran cantidad de puentes de estructura metálica, de los cuales se tiene poco conocimiento de su estado físico actual, motivo por el cual no se ha podido prevenir que algunos colapsen, por lo cual se consideró necesario realizar un estudio que permita determinar el estado actual de un puente de estructura metálica y que esté sometido a un tráfico moderado, también recomendar un plan de mantenimiento para este tipo de puentes, de esta manera precautelar la integridad de los usuarios y asegurar la vida útil de diseño de la estructura.

Por ese motivo se realizó un estudio del puente sobre el Río Blanco ubicado en la vía Quito la Independencia en el km. 164, debido a que cumple con las características de estar conformado por una superestructura metálica y estar sometido a un tráfico moderado que va en aumento.

La evaluación del estado actual de este puente consistió en tres partes, la primera en realizar la comprobación de la carga de diseño con la que fue construido, según las normas AASHTO, basada en la realización de un modelo matemático del puente en el programa SAP2000 partiendo de los planos estructurales proporcionados por el HCPP, la segunda basada en la realización de este modelo matemático lo más cercano a la realidad, tomando en cuenta principalmente la disminución del área transversal en los elementos debido a la corrosión que estos sufren, siendo necesario para ello un trabajo de campo que permitió establecer las medidas y condiciones reales de cada elemento estructural, en los dos casos se realizó simulaciones en el programa SAP2000 tomando en cuenta las condiciones más críticas que nos dictan las normas AASHTO y las cargas a las que está sometido este puente como son: carga muerta, carga viva, carga por impacto, fuerza longitudinal, cargas térmicas, cargas por viento y cargas por sismo; para conocer sus deflexiones y esfuerzos máximos ante la circulación vehicular.

Para comprobar la veracidad de los resultados que nos arroja el programa, se procedió a realizar ejemplos de cálculo aplicando la estática básica, se

comparó los resultados y se obtuvieron errores inferiores al 5 %, por lo que se tomaron estos resultados como verdaderos.

Con estos resultados y la inspección visual se determinó cuales son los elementos críticos y los trabajos respectivos que se deben realizar en estos, ya sea su restitución como es el caso de algunos pernos o el reforzamiento para ciertos elementos. Conjuntamente se realizó un formato de inspección y un plan de mantenimiento para puentes.

La tercera parte consistió en realizar el cálculo de precios unitarios, el precio total de la reparación y el tiempo de ejecución para la misma.

Los beneficiarios del presente proyecto son todos aquellos que utilizan este puente, y también este documento podría servir como complemento para municipios, concejos provinciales o empresas particulares que se dedican a la evaluación y mantenimiento de puentes.

Como conclusión podemos decir que debido a la falta de un programa de mantenimiento adecuado y de personal capacitado los elementos se encuentran con un grado de corrosión severo debido a esto se ha reducido su espesor y por consiguiente su sección transversal por lo que se debe realizar los trabajos mencionados ya que con estos se controlaría su deterioro, además se recomienda realizar estudios en las bases para determinar el grado de socavación y asentamiento que se observó en una de las pilastras, también se recomienda un estudio general para su reemplazo a futuro, debido al gran aumento del tráfico por esta vía.

CAPITULO 1.

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

En nuestro país, debido a la irregular topografía en la que se encuentra, es algo muy laborioso e importante el estudio adecuado que involucra la construcción de vías de primer orden y consecuentemente, la realización de los puentes que conforman la misma.

En los últimos años se han construido muchas carreteras de primer orden, en donde existen una variedad de tipo de puentes entre ellos los metálicos, que están en funcionamiento, a los mismos que no se les ha dado un mantenimiento adecuado, ya sea por falta de recursos o simplemente por descuido de las autoridades.

En el año 2003 realizó un estudio el Ing. Hernán Ojeda, asesor de vialidad del Honorable Concejo Provincial de Pichincha (HCPP), el cual informa del estado del puente sobre el Río Blanco y sugiere un mantenimiento inmediato con su respectivo procedimiento con memorando número 3249 con fecha 08 de diciembre del 2003 y propone una tesis de grado a la ESPE y realiza las gestiones para que la Dirección de Vialidad y Concesiones ayude con el financiamiento y apoyo logístico para que se realice este proyecto.

Motivo por el cual el HCPP. Institución que tiene a su cargo el buen estado de las vías que pertenecen a la Provincia de Pichincha, resolvió aceptar la propuesta para un estudio del estado actual de la súper-estructura del puente sobre Río Blanco el mismo que se encuentra en la vía Quito – La Independencia en el Km. 164.

Con la construcción de la vía de segundo orden, la cual serviría para unir los pueblos y asentamientos del sector, se construyó el puente que se encuentra en la actualidad; para lo cual las autoridades decidieron la construcción de un puente metálico, el mismo que empezó en el año de 1981, con las siguientes características: tipo celosía con juntas empernadas, apoyo articulado fijo y un apoyo móvil, tableros de cemento, vía de rodadura de asfalto, diseñado para una carga HS.20-44 con una luz de 72 metros, 8,5 metros de alto, 10.50 metros de ancho y de dos vías.

La fabricación estuvo a cargo de la empresa Multinacional Norteamericana USS (United States Steel), los estudios y montaje lo realizó la compañía SIDEC (Siderurgica Ecuatoriana), este puente inició su funcionamiento por el año de 1983.

1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

La habilitación de una vía implica gran cantidad de obstáculos que tienen que vencer los constructores y los ingenieros; uno de ellos es la intersección con ríos, quebradas o simplemente depresiones topográficas; para lo cual se hace imprescindible la construcción de puentes; Los mismos que puede ser de hormigón, metálico o mixto, cada uno con su particular relación costo beneficio.

En los puentes metálicos uno de los principales problemas es que, este necesita un mantenimiento periódico, por su susceptibilidad a los agentes corrosivos del medio ambiente.

Debido a este fenómeno sus elementos pierden algunas de sus propiedades, entre ellas tenemos: los pernos de las uniones, decrece el espesor en los perfiles, los apoyos, entre otros; pudiendo estas diferencias situar a este puente al margen de las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), que son las normas con las cuales fue diseñado, y por eso que se debe realizar estudios de las condiciones actuales del puentes para evitar que este colapse.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar el estado actual de la superestructura metálica del puente construido sobre el río Blanco, ubicado en la vía Quito – la independencia Km. 164, para el Honorable Consejo Provincial de Pichincha.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar las medidas y demás datos técnicos de diseño con las actuales, a fin de determinar el grado de deterioro que han sufrido los elementos de la superestructura del puente por efecto de la corrosión y otros factores.
- Determinar los diferentes tipos de carga a la que están expuestos los elementos de la superestructura del puente.
- Realizar el análisis estático con las cargas que está soportando la superestructura.
- Ingresar los datos y realizar la simulación de la super-estructura con las cargas, utilizando un paquete computacional (SAP 2000 (Structural Analysis Program)).
- Analizar las uniones y los elementos de la super-estructura del puente bajo las cargas.
- Determinar los procesos y técnicas de mantenimiento requeridos para el puente, y/o el cambio de uno de sus elementos si fuese necesario.
- Determinar los costos hora-hombre, materiales, equipo a utilizar y el tiempo necesario para realizar el mantenimiento.

1.4 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE

1.4.1 JUSTIFICACIÓN

Un puente es un elemento de vital importancia en las vías, ya sea por su costo, por el tiempo que se tarda en el diseño y la construcción, por el montaje y más aún si este se encuentra en una vía de primer orden uniendo ciudades de gran movimiento económico.

Los colapsos de puentes vehiculares es un problema que debe ser objeto de análisis por parte de la ingeniería nacional, para evaluar las causas fundamentales y las correspondientes soluciones, especialmente en los temas de inspección.

Los efectos negativos desde el punto de vista económico, social y político que produce la caída de un puente son enormes y deben preocupar tanto a las entidades públicas y privadas (concesiones) responsables de la administración, como a los ingenieros que lo evalúan, diseñan y construyen.

Por la falta de mantenimiento preventivo y rutinario, se presentan fenómenos de corrosión que afectan la capacidad de la estructura metálica.

El puente metálico tipo celosía con juntas empernadas, diseñado para una carga HS.20-44 que está en la vía Quito – La Independencia entró en funcionamiento en el año de 1983. En ese entonces existía muy poca circulación de automotores pequeños o livianos y casi ninguna de carros pesados, porque la mayoría de estos vehículos tomaban la ruta alterna que es la vía Quito – Aloag – Santo Domingo. Pero en la actualidad, debido a que existe grandes asentamientos y el gran crecimiento poblacional al costado de la vía, esta se ha convertido en una de las más transitadas de la provincia de Pichincha, y aumenta en época de feriado.

Para este puente los estudios para su ubicación y montaje se inicio en el año de 1981 y entró en funcionamiento dos años después, desde entonces no se ha planificado un mantenimiento periódico adecuado y más aún, que hoy dicho puente es parte de una vía de primer orden.

Es por eso que surge la necesidad de evaluar las condiciones actuales, para prevenir fallas y sobre todo para tener la seguridad de que este puente no colapse y se vean obligados a cerrar esta vía, existiendo millonarias pérdidas para la Provincia y el País.

Por tales motivos se determinó realizar el estudio respectivo, como proyecto de tesis, previo a la obtención del Título de Ingeniero Mecánico; de esta manera la Facultad de Ingeniería Mecánica está cumpliendo con uno de sus objetivos que es contribuir al desarrollo del país.

Los beneficiados del estudio, y el mantenimiento adecuado que realice la institución encargada de este puente son todos quienes circulan por la vía Quito - La Independencia principalmente las provincias de Pichincha y Esmeraldas ya que por esta circulan una gran cantidad de vehículos los cuales contribuyen al desarrollo de esta importante región del país, tanto en el sector industrial como en el sector agrícola.

1.4.2 ALCANCE

El presente estudio determina las condiciones actuales del puente mediante la realización de un análisis estático de la super-estructura bajo las cargas con las que fue diseñada.

Con la simulación en el paquete computacional, se verificara si aún cumple con las normas inicialmente construidas y prevenir colapsos por falta de mantenimiento preventivo y correctivo.

La información obtenida del estudio permitirá recomendar cómo y cuando realizar el mantenimiento de los elementos y uniones que se determinen que están en malas condiciones, y cuánto llegará a costar; además el tiempo que se tardaría en realizar el mantenimiento de los mismos o el cambio si eso fuera necesario.

Es pertinente anotar que las simulaciones serán computarizadas y generadas únicamente para este puente en las condiciones actuales.

CAPITULO 2.

MARCO DE REFERENCIA

2.1 SERVICIO VIAL DEL PUENTE.

Este puente se encuentra ubicado en la vía Quito-La Independencia, es específicamente para vehículos, este une la costa con la sierra, especialmente las poblaciones del nor-occidente de Quito con el norte de la costa ecuatoriana.

Por aquí circulan todo tipo de vehículos como: livianos, buses de transporte público y pesado, este último en menor volumen que los anteriores.

Cabe destacar que por este también ha pasado maquinaria pesada para la construcción del Oleoducto de Crudos Pesados (OCP).

Según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), mediante el acuerdo 001 del 12 de enero del 2001 en su Art. 3 dice: La red vial estatal está constituida por todas las vías administradas por el Ministerio de obras Públicas como única entidad responsable del manejo y control. Dentro de la jurisdicción de la red vial estatal tenemos dos clases: los corredores arteriales y vías colectoras.¹

Corredores Arteriales.- se define a los caminos de alta jerarquía funcional, los que conectan las capitales de provincia y los principales puertos marítimos con los del Oriente, pasos de frontera que sirven para viajes de larga distancia y que deben tener alta movilidad. El conjunto de corredores arteriales forma una malla vial denominada estratégica o esencial que cumple las más altas funciones de integración nacional.

¹ ECUADOR, Ministerio de Obras Públicas.

Vías Colectoras.- se define a los caminos de mediana jerarquía funcional, se constituyen por aquellos cuya función es la de recolectar el tráfico de la zona rural o una región, que llegan a través de los caminos locales para conducirlos a la malla estratégica o esencial de corredores arteriales o se los define como los caminos que se utilizan para servir el tráfico de recorridos intermedios o regionales.

Según lo anteriormente expuesto el puente evaluado se encuentra en una vía colectora.

2.1.1 TRÁFICO DE LA VÍA

Según los datos del Ministerio de Obras Públicas el tráfico promedio diario anual (TPDA), en la Ruta E28 donde se encuentra el puente para el año 2005 fue:

Tabla 2.1 Tráfico promedio diario anual (TPDA) del 2005.²

Tipo de vehículo	TPDA
Livianos	1709
Buses	160
Camiones	240

2.2 ANÁLISIS FLUVIAL DEL RÍO BLANCO.

El análisis fluvial es fundamental para la evaluación y mantenimiento de un puente en razón de que permite definir con exactitud el comportamiento del río y su área hidráulica desplazada por este durante las diversas etapas del año.

El estudio determina la seguridad del proyecto al establecer la distancia de seguridad, conocida como el nombre de galibo; siendo esta la distancia definida desde el punto más bajo que tenga la superestructura y el nivel de máxima creciente.

No es aconsejable bajo ningún punto de vista que la superestructura de un puente se vea afectado por el choque del agua o de los materiales que esta arrastre durante las épocas de máxima creciente.

² ECUADOR, Ministerio de Obras Públicas (MOP), Estadísticas

Tabla. 2.2 Datos hidrológicos del Río Blanco³

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m³/S)

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMATORIA	PROMEDIO
2002	356,018	360,450	500,580	280,640	260,690	197,910	140,170	70,920	57,830	71,250	60,170	156,160	2512,788	209,399
2004	262,572	295,180	272,280	389,150	349,940	93,640	91,580	43,840	69,480	119,390	73,380	161,450	2221,882	185,157
2005	123,669	337,610	315,290	386,390	224,970	94,750	44,670	43,970	39,750	39,230	50,180	124,490	1824,969	152,081
PROMEDIO	247,420	331,080	362,717	352,060	278,533	128,767	92,140	52,910	55,687	76,623	61,243	147,367	2186,546	182,212

PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMATORIA	PROMEDIO
2002		606,2	629,1	682,4	256,6	257,3	15,8	8,2	108,0	86,1	46,7	496,1	3192,50	290,23
2004	287,9	630,1	433,9	287,9	367,0	71,0	15,5	6,0	81,7	99,0	48,7	33,9	2362,60	196,88
2005	177,1	332,2	796,7	778,7	26,8	4,0	2,1						2117,60	302,51
PROMEDIO	232,50	522,83	619,90	583,00	216,80	110,77	11,13	7,10	94,85	92,55	47,70	265,00	2557,57	263,21

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (GC)

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMATORIA	PROMEDIO
2002		25,2	25,7	25,4	25,7	24,4	24	23,9	24,3	24,4	24,3	24,7	272,0	24,73
2004	25,2	24,9	25,3	25,4	24,8	23,8	23,2	23,8	23,8	24,1	23,8	24,6	292,70	24,39
2005	24,9	24,5	25,0	25,5	24,9								124,80	24,96
PROMEDIO	25,05	24,87	25,33	25,43	25,13	24,10	23,60	23,85	24,05	24,25	24,05	24,65	229,83	24,69

HUMEDAD RELATIVA (%)

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMATORIA	PROMEDIO
2002		91	91	92	92	91	91	88	90	91	93	93	1003,0	91,18
2004	90	92	91	92	91	89	89	84	88	86,0	86	85	1063,0	88,58
2005	86	88	88,0	88	87								437,0	87,40
PROMEDIO	88,0	90,3	90,0	90,7	90,0	90,0	90,0	86,0	89,0	88,5	89,5	89,0	834,33	89,06

³ ECUADOR, Anuarios Biblioteca INAMHI.

2.3 JUSTIFICACIÓN DE ESTE TIPO DE PUENTE.

Los puentes metálicos se han convertido en una alternativa competitiva tanto tecnológica como económica, entre otros aspectos por su poco peso propio, por la rapidez de la construcción y facilidad de tener mayor distancia entre apoyos.

Este puente es de armadura en celosía de paso inferior con elementos de acero empernados, esto permite cubrir la luz de 72 m. Esta construido bajo las normas AASHTO.

En los últimos años el proceso de apertura económica en el Ecuador ha beneficiado notablemente este tipo de construcción viéndose reflejado en el aumento de puentes metálicos construidos, ya sea en el área urbana como en el resto de la topografía del país. Teniendo en cuenta este auge en la construcción se debe hacer un énfasis en el diseño estético de los puentes y ventajas que ofrece el acero como son:

- Mayor distancia entre apoyos
- Menor tiempo de construcción
- Reducción de la cimentación
- Flexibilidad de diseño
- Económico
- Facilidad para la modificación
- Mayor resistencia sísmica
- Completo reciclaje

Los materiales de construcción modernos como el acero, ofrecen un conjunto de nuevos conceptos de diseño para el arquitecto y el ingeniero.

Estética y creatividad.- El acero, por su ligereza, alta resistencia y elasticidad, ha permitido a los arquitectos llevar a la práctica sorprendentes ideas que anteriormente eran imposibles de realizar. El resultado han sido obras de diseño innovador y de gran libertad creativa, que destacan por sus formas elásticas y su enorme ligereza, disfrutan de iluminación natural y ofrecen inmensos espacios libres de columnas.

Flexibilidad.- El acero ofrece construcciones metálicas flexibles, que se pueden rediseñar o ampliar de forma sencilla y económica.

Precisión.- Las complejas y creativas formas con que nos sorprenden algunas de las más recientes construcciones metálicas, como puentes, estadios, pabellones y museos, sólo han podido lograrse gracias a la altísima precisión y exactitud que ofrecen las nuevas tecnologías informáticas. Los programas de diseño asistido por ordenador permiten elaborar rápidamente layouts (diseños) de las obras, realizar análisis y diseños con gran precisión, y crear secciones especiales de acero con ángulos y características inusuales.

Facilidad y rapidez de montaje.- En una obra, la velocidad de construcción puede ser vital para el cliente. El acero, al ser más ligero que otros materiales, requiere cimientos menos profundos, lo que reduce tanto los costes como el tiempo de construcción. Además, el acero se encuentra disponible en perfiles en gran cantidad de tamaños y formas, lo que optimiza su uso y simplifica el montaje. Esto hace posible que la mayor parte de una estructura se pueda prefabricar en el taller, y de esta manera se logra una mayor exactitud y precisión.

Economía.- La construcción en acero supone una importante reducción de los costos, especialmente porque las estructuras son ligeras y más resistentes, lo que permite cimientos menos profundos, y porque el montaje resulta muy rápido y eficaz. Pero también por otras razones: en una construcción metálica, las conducciones y tuberías pueden pasar a través de las aberturas de las vigas en vez de hacerlo a través de una capa independiente por encima o por debajo del suelo, lo que reduce el peso de la estructura y los costes finales. Además, las estructuras metálicas ofrecen una gran durabilidad, gracias a su alta resistencia a la corrosión y a su facilidad de mantenimiento.

Seguridad.- Las estructuras metálicas son altamente resistentes a extremas situaciones de carga, como los terremotos o huracanes, y al fuego. El acero posee una excepcional ductilidad y tenacidad, por lo que puede soportar importantes deformaciones sin que la integridad del puente resulte perjudicada. Sus propiedades no se alteran con el paso del tiempo ni varían con la localización en los elementos estructurales. Los cuidadosos controles de calidad a que se someten los materiales aseguran unos resultados altamente satisfactorios.

Ecología.- El acero es un material reciclable al 100%. La mitad de la producción anual de acero del mundo procede de acero reciclable, lo que asciende a 400 millones de toneladas. De esta forma, el acero utilizado constituye materia prima, material no desechable y que no contamina, y puede ser reciclado varias veces sin perder por ello la calidad.

CAPITULO 3

FUNDAMENTO TEÓRICO

3.1 GENERALIDADES SOBRE ESTRUCTURAS.

3.1.1 DEFINICIÓN.

“Se llama estructura a todo sistema de miembros unidos entre si y construidos para soportar con seguridad las cargas a el aplicadas”.⁴

“La función de una estructura, es por lo tanto transmitir las fuerzas de un punto del espacio a otro, resistiendo su aplicación y sin perder su estabilidad”.⁵

3.1.2 IMPORTANCIA.

Dentro del ámbito de la ingeniería, las estructuras forman parte de toda clase de construcción, estas están destinadas a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.), es muy importante ya que estas deben mantenerse en pie sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida.

3.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

Según el material las estructuras se clasifican en:

- Metálicos
- De madera
- De hormigón y
- Mixtos

⁴ J. L. Meriam, “Estática” Pág. 119

⁵ W.T. Marshall, “Estructuras”. Pág. 20

3.2.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Hay dos tipos generales de estructuras, a saber, los que resisten cargas aplicadas debido a su configuración geométrica, que se conocen como *estructuras reticulares*, y los que resisten cargas aplicadas debido a su masa o peso que reciben el nombre de *estructuras masivas*.⁶

3.3 TEORÍA SOBRE PUENTES METÁLICOS.

“La función principal de un puente es la de soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre un cruce, que puede ser de un río, un barranco o bien otra línea de tránsito. Además de servir en forma segura y económica, un puente debe diseñarse estéticamente, de modo que armonice y enriquezca la belleza de sus alrededores”⁷.

A continuación se realizó una clasificación de tipos de puentes de acero y una categorización de los elementos constitutivos del puente estudiado, los mismos que sirvieron para una mejor descripción estructural y geométrica.

Tipos de puentes.- Los puentes metálicos se clasifican según los siguientes aspectos:

- Tipo de servicio
- Posición del tablero
- Tipología estructural
- Tipo de conexión

Tipo de servicio.- “Según el tipo de servicio que ofrecen, se puede observar puentes ferroviarios, para vehículos, peatonales o combinaciones entre los mismos”⁸.

Posición del tablero.- De acuerdo a la posición del tablero existen tres tipos⁹:

- Paso Superior.
- Paso Inferior.

⁶ W.T. Marshall, “Estructuras”. Pág. 20

⁷ BRESLER, Boris. “Diseño de Estructuras de Acero”, Pág. 705.

⁸ BRESLER, Boris. “Diseño de Estructuras de Acero”, Pág. 717

➤ Paso Mixto.

Paso superior.- Son aquellos por los cuales el tráfico pasa por encima de la armadura.

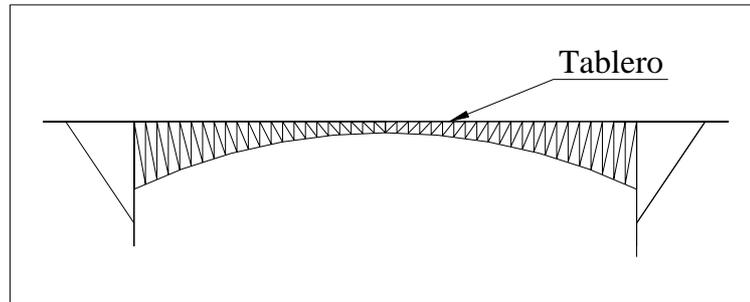


Fig. 3.1. Puente de paso superior

Paso inferior.- Son aquellos por los cuales el tráfico pasa por entre la armadura.

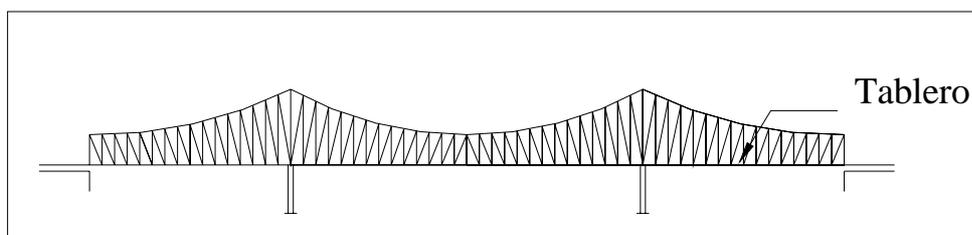


Fig. 3.2. Puente de paso inferior

Paso mixto.- Son aquellos que poseen armaduras tanto en la parte superior como inferior del tablero debido a sus grandes luces.

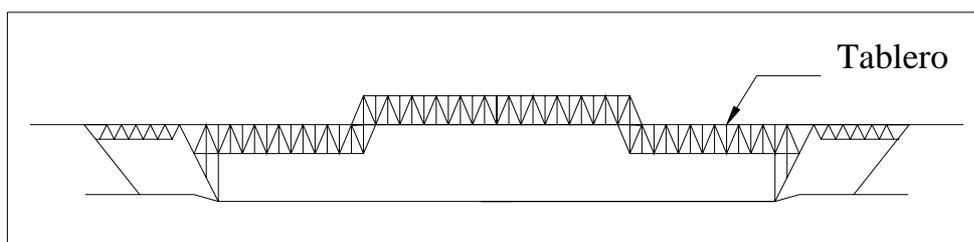


Fig. 3.3. Puente de paso mixto

Tipología Estructural.- Desde el punto de vista de su tipología estructural se pueden distinguir tres grandes familias de puentes¹⁰:

- Puentes Rectos.
- Puentes de Arco.

¹⁰ BALDEÓN, Carlos. "Seminario de Puentes Metálicos", Pág. 2

➤ Puentes Colgantes.

Puentes Rectos.- Utilizan la viga como elemento resistente y destaca la flexión como mecanismo de transporte de cargas.

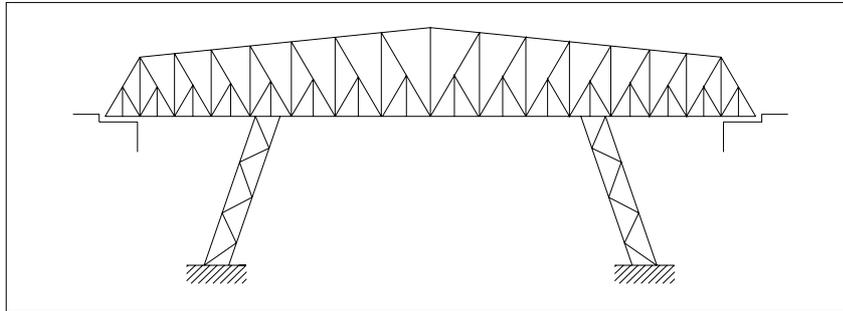


Fig. 3.4. Puente recto

Puentes de Arco.- Donde la disposición del material resistente es tal que, los esfuerzos predominantes en el arco por efecto de las cargas son fundamentalmente de compresión.

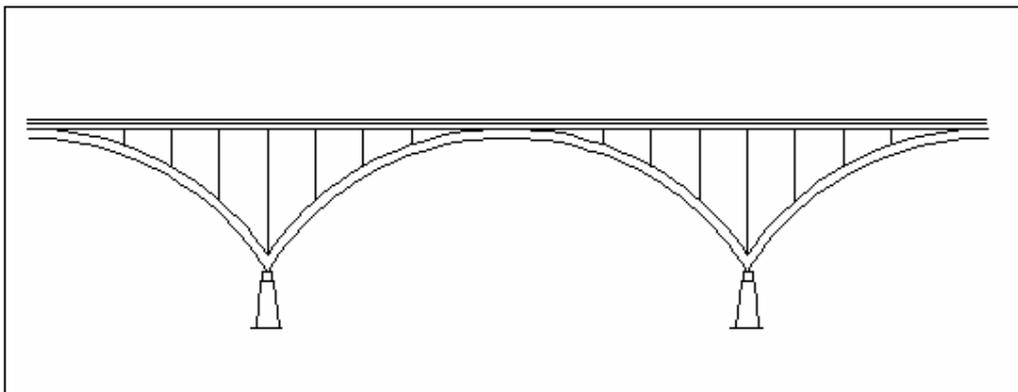


Fig. 3.5. Puente de arco

Puentes colgantes.- Son una forma inversa al puente de arco, donde destaca la tracción como principal mecanismo resistente.

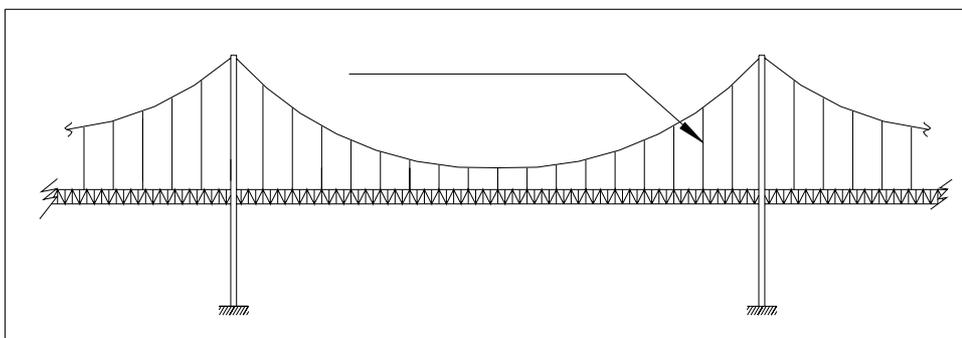


Fig. 3.6. Puente colgante

3.3.1 TEORÍA DE PUENTES TIPO CELOSÍA.

El primero de este tipo fue construido por *LENTZ* en 1850, con vigas continuas de celosía múltiple de mallas rómbicas y luces de 136 m, esto dio origen a un nuevo perfeccionamiento en la construcción de puentes. De la viga de alma llena se pasó a la celosía múltiple y de esta se llegó por último a la estructura triangulada estáticamente determinada.

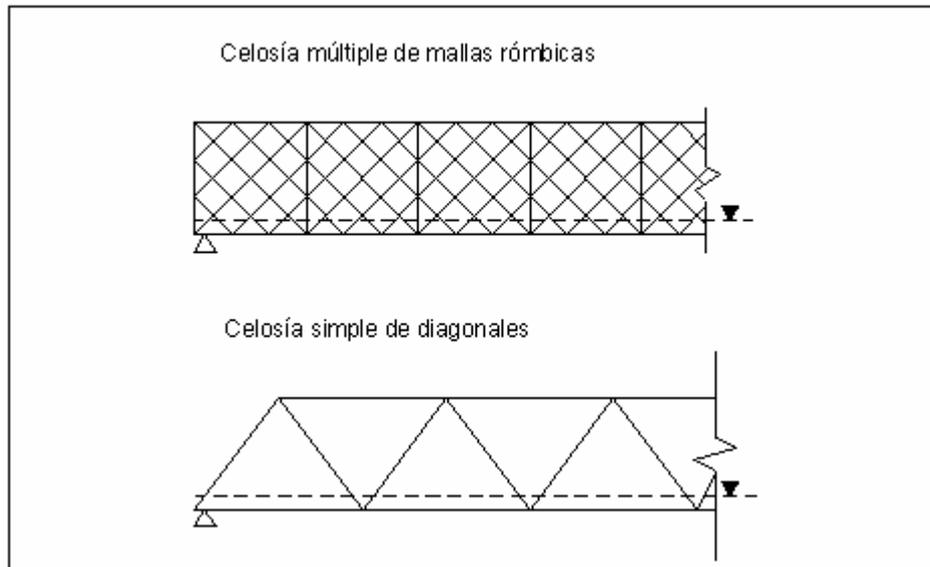


Fig. 3.7 puentes tipo celosía.

3.3.2 TIPOS DE UNIÓN.

En el diseño estructural se dedica gran tiempo y esfuerzo al estudio de la distribución apropiada y a la selección de los elementos de la estructura por su resistencia, forma, costo, menos tiempo al estudio y diseño detallado de las conexiones o uniones, lo cual explica por que las fallas de las estructuras de acero ocurren más en las conexiones que en los miembros en sí.

Por tanto las conexiones son consistentes en el análisis estructural, para lo cual se debe diferenciar entre la conexión, o sea el ensamble total de la junta, y los conectores que se utilizan.

Los conectores más utilizados actualmente son:

- Pernos
- Soldadura

➤ Remaches

Este último predominó en cierta época, pero actualmente son de poco uso. Los pasadores se utilizan para permitir la rotación de un extremo de un elemento, como en los apoyos de los puentes.

La resistencia y seguridad de la estructura de acero depende en forma directa de las condiciones que unen a los miembros estructurales, de modo que se las debe mostrar en forma explícita y con detalles en los planos estructurales para obtener una construcción segura y económica.

3.3.2.1 Teoría sobre juntas empernadas.

3.3.2.1.1 Introducción

Últimamente, el uso de remaches ha declinado rápidamente debido al tremendo auge experimentado por la soldadura, y más recientemente por el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura. Aunque el costo de adquisición de un tornillo de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción atornillada es menor.

3.3.2.1.2 Tipos de Pernos¹¹

Existen varios tipos de Pernos para conectar miembros de acero:

Pernos ordinarios o comunes.- Estos pernos los designa la ASTM como pernos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 5/8 plg. hasta 1 ½ pulg. en incrementos de 1/8.

Pernos de alta resistencia.- Estos pernos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los pernos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los

¹¹ Mc Cormac “Diseño de estructuras de acero” Pág. 353

A325 (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos de acero aleado). Estos pueden apretarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

En ocasiones se fabrican pernos de alta resistencia a partir del acero A449 con diámetros mayores de 1 ½ pulg. que es el diámetro máximo de los A325 y A490.

3.3.2.1.3 Ventajas de los pernos de alta resistencia¹²

Entre las muchas ventajas de los pernos de alta resistencia, que en parte explican su gran éxito, están las siguientes:

- Las cuadrillas de hombres necesarias para empernar, son menores que las que se necesitan para remachar, resultando un montaje de acero estructural más rápido.
- En comparación con los remaches, se requiere menor número de pernos para proporcionar la misma resistencia.
- Unas buenas juntas empernadas pueden realizarlas hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad semejante. La instalación apropiada de pernos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.
- No se requieren pernos de montaje que deben removerse después (dependiendo de las especificaciones) como en las juntas soldadas.
- Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado.
- Se requiere equipo más barato para realizar conexiones empernadas.

¹² Mc Cormac “Diseño de estructuras de acero” Pág. 355

- No hay riesgo de fuego ni peligro por el lanzamiento de los remaches calientes.
- Presenta mayor resistencia a la fatiga, en iguales condiciones en comparación de los remachas y de la soldadura.
- Facilidad al desensamblar, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los pernos.

3.3.2.1.4 Pernos apretados sin holgura y completamente tensados.

Pernos apretados sin holgura.- En este caso se requiere una tensión solo hasta que queden apretados, y esto se logra cuando las dos superficies entran en contacto firme entre sí. En general se obtiene con el esfuerzo total realizado por un operario con una llave manual o el apretado que se efectúa con unos pocos golpes con una llave de impacto. Obviamente hay algunas diferencias en los grados de apretado en estas condiciones. *Los pernos apretados sin holgura deben identificarse claramente tanto en los planos de diseño como en los de montaje.*

Pernos completamente tensados.- Para casos de fatiga y para conexiones sometidas a tensión directa, es mejor usar conexiones que no se deslicen, para lograr esta situación los pernos deben apretarse hasta que alcanzan una condición plenamente tensionada, en la que ellos están sometidos a fuerzas de tensión extremadamente grandes.

Los pernos completamente tensados son un proceso caro, así como su inspección, por lo que solo se deben usarse cuando es absolutamente necesario, y cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga, por ejemplo incluyen conexiones para soportes de maquinaria o para cargas vivas que produzcan impacto o inversión en el signo de los esfuerzos; empalmes de columnas en todas las estructuras de más de 200 pie de altura (60.9 m); conexiones de todas las vigas y trabes a columnas y otras vigas o trabes de las que dependa el arriostramiento de las columnas en estructuras de más de 125 pie de altura (30.2 m). En todos los otros casos podemos usar pernos apretados sin holgura de alta resistencia o pernos comunes A307.

Tabla 3.1 Tensión (klb) requerida en los pernos para conexiones tipo fricción y para conexiones sujetas a tensión directa*

Tamaño del perno (pulg.)	Pernos A325	Pernos A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	18	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

* Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a la tensión de los pernos, redondeada al Kip (Klb.) más cercano como se estipula en las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con cuerdas UNC.

Tabla 3.2 Dimensiones nominales de agujeros

Diámetro del Perno	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho x longitud)	De ranura larga (ancho x longitud)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
>1 1/8	d + 1/16	d + 5/16	(d + 1/16)x(d + 3/8)	(d + 1/16)x(2.5xd)

3.3.3 NORMAS.

Durante el desarrollo del presente estudio fue necesario la utilización de diferentes normas y códigos que especifican procedimientos y estándares para la realización de actividades; las mismas que se indican a continuación:

➤ Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes

Estas son divulgadas por el Ministerio de Obras Públicas del Ecuador (MOP), fueron utilizados sus dos tomos que contienen las exigencias técnicas del estado ecuatoriano para la construcción de puentes, debido a la carencia de normas propias ecuatorianas, estas especificaciones muchas veces hacen referencia a distintas normas internacionales.

➤ Standard Specifications for Highway Bridges (Especificaciones estándares para puentes de carretera)

Estas especificaciones son promulgadas por la American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, (Asociación Americana de autoridades de vialidad y transporte), las mismas que se utilizan para la estimación de cargas y establecen límites permisibles de esfuerzos y deflexiones de puentes.

➤ American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para ensayos de materiales)

De esta normativa fue utilizada la sección Mechanical Testing of Steel Products A-370 (Ensayos mecánicos para productos de acero) que contiene las especificaciones para la realización de la probeta para la prueba de tensión y el ensayo de dureza.

3.4 TEORÍA DE ENSAYOS DESTRUCTIVOS Y NO DESTRUCTIVOS

3.4.1 ENSAYOS DESTRUCTIVOS¹³

Para conocer las cargas que pueden soportar los materiales, se efectúan ensayos para medir su comportamiento en distintas situaciones. El ensayo

¹³ <http://www2.ing.puc.cl/~icm2312/apuntes/materiales/materials3.html>

destrutivo más importante es el ensayo de tracción, en donde se coloca una probeta en una máquina de ensayo consistente de dos mordazas, una fija y otra móvil. Se procede a medir la carga mientras se aplica el desplazamiento de la mordaza móvil. Un esquema de la máquina de ensayo de tracción se muestra en la figura.

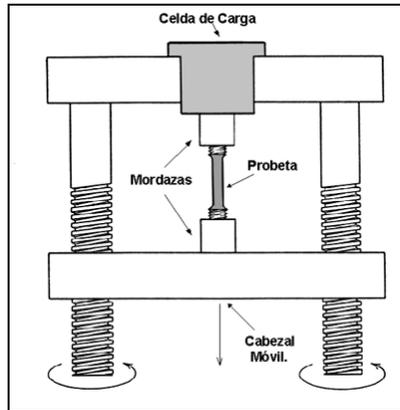


Fig. 3.8 Máquina de Ensayo de Tracción

La máquina de ensayo impone la deformación desplazando el cabezal móvil a una velocidad seleccionable. La celda de carga conectada a la mordaza fija entrega una señal que representa la carga aplicada, las máquinas poseen un plotter que grafica en un eje el desplazamiento y en el otro eje la carga leída.

La siguiente figura muestra el gráfico obtenido en una máquina de ensayo de tracción para un acero.

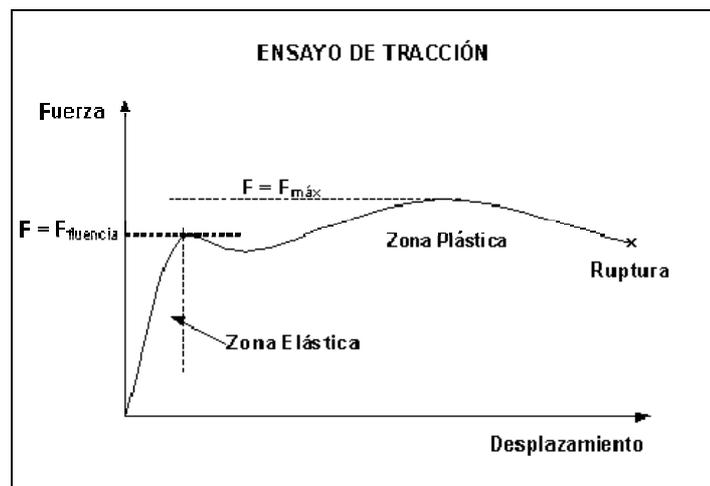


Fig. 3.9 Curva Fuerza-Deformación de un Acero.

Las curvas tienen una primera parte lineal llamada zona elástica, en donde la probeta se comporta como un resorte: si se quita la carga en esa zona, la probeta regresa a su longitud inicial.

Se tiene entonces que en la **zona elástica** se cumple:

$$F = K (L_f - L_0) \quad (3.1)$$

Donde: F: fuerza.

K: cte. del resorte

L_f : longitud bajo carga

L_0 : longitud inicial

Cuando la curva se desvía de la recta inicial, el material alcanza el punto de fluencia, desde aquí el material comienza a adquirir una deformación permanente. A partir de este punto, si se quita la carga la probeta quedaría más larga que al principio. Deja de ser válida nuestra fórmula $F = K (L - L_0)$ y se define que ha comenzado la zona plástica del ensayo de tracción. El valor límite entre la zona elástica y la zona plástica es el punto de fluencia (yield point) y la fuerza que lo produjo la designamos como:

$$F = F_{yp} \text{ (yield point)}$$

Luego de la fluencia sigue una parte inestable, que depende de cada acero, para llegar a un máximo en $F = F_{m\acute{a}x}$. Entre $F = F_{yp}$ y $F = F_{m\acute{a}x}$ la probeta se alarga en forma permanente y repartida, a lo largo de toda su longitud. En $F = F_{m\acute{a}x}$ la probeta muestra su punto débil, concentrando la deformación en una zona en la cual se forma un cuello.

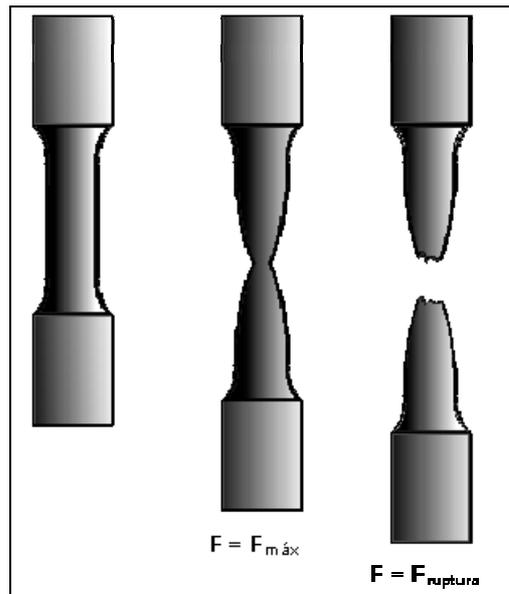


Fig. 3.10 forma de rotura de la probeta al momento de llegar a la carga máxima

3.4.2 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

En este tipo de ensayos no se pone en peligro la estructura física del elemento en análisis, entre los métodos más comunes tenemos:

3.4.2.1 Líquidos Penetrantes¹⁴

Estos nos ayudan para:

- Detectar grietas superficiales por medio de tintas penetrantes.
- Determinar las diferentes discontinuidades como relevantes y no relevantes.
- Evaluar las discontinuidades para reparar o descartar una pieza.

Teoría del ensayo.- Existen dos tipos básicos de líquidos penetrantes, fluorescentes y no fluorescentes. Las características distintiva principal entre los dos tipos es:

- Los líquidos penetrantes fluorescentes contienen un colorante que fluoresce bajo la luz negra o ultravioleta.

¹⁴ <http://materiales.eia.edu.co/laboratorios/liquidos/procedimiento.htm>

- Los líquidos penetrantes no fluorescentes contienen un colorante de alto contraste bajo luz blanca.

Para los efectos del método de inspección por líquidos penetrantes, el penetrante líquido tiene la propiedad de penetrar en cualquier abertura u orificio que se exponga ante él. Sin embargo, se requiere mucho más que la habilidad de esparcirse y penetrar para que realice una buena función. El penetrante ideal para fines de inspección deberá reunir las siguientes características:

- Habilidad para penetrar orificios y aberturas muy pequeñas y estrechas.
- Habilidad para permanecer en aberturas amplias.
- Habilidad de mantener color o la fluorescencia.
- Habilidad de extenderse en capas muy finas.
- Resistencia a la evaporación.
- De fácil remoción de la superficie.
- De difícil eliminación una vez dentro de la discontinuidad.
- De fácil absorción de la discontinuidad.
- Atóxico, inoloro, no corrosivo, antiinflamable, estable bajo condiciones de almacenamiento y de costo razonable.

Para cumplir los requisitos anteriores, deberán combinarse diferentes ingredientes que posean adecuadas propiedades, entre las cuales las más importantes son la tensión superficial, el poder humectante, la viscosidad, volatilidad, tolerancia a la contaminación, gravedad específica, punto de inflamación, inactividad química y capacidad de disolución. En cuanto a estas propiedades se tendrá:

Tensión Superficial: Se requiere una tensión superficial baja para obtener buenas propiedades de penetración y mojado.

Poder Humectante: el penetrador debe ser capaz de mojar completamente la superficie del material y es una de las propiedades más importantes.

Viscosidad: esta propiedad no produce efecto alguno en la habilidad de un líquido para “penetrar”, aunque afecta la velocidad de penetración. Por tanto se recomienda una viscosidad media.

Volatilidad: Los líquidos penetrantes no deben ser volátiles. Si existe una evaporación excesiva de los productos del penetrante, se verá afectada la sensibilidad de todo el proceso.

Gravedad Específica O Densidad Relativa: Con densidades bajas se facilita el transporte y los materiales extraños tenderán a sedimentar en el fondo cuando se usan tanques abiertos. La mayoría de los líquidos penetrantes tienen densidades relativas que varían entre 0.86 y 1.06 a 16 °C, y por lo general la densidad es menor que 1.

Punto De Inflamación: como medida de seguridad práctica los líquidos penetrantes deberán poseer un punto de inflamación elevado con el fin de reducir los peligros de incendio. Generalmente el punto de inflamación es mayor de 95 °C, y en recipientes abiertos no debe ser menor de 65°C.

Inactividad Química: los productos usados en la formulación de los líquidos penetrantes deben ser inertes y no corrosivos con respecto a los materiales a ser ensayados y a los recipientes que los contienen.

Capacidad De Disolución: el penetrante debe tener una elevada capacidad para contener grandes concentraciones de los pigmentos coloreados o fluorescentes usados, y para mantener dichos componentes en solución.

Procedimiento para realizar un ensayo con tintas penetrantes

Métodos de limpieza previa.- Se pueden usar todos aquellos procesos que dejen a la superficie limpia y seca; que no dañen al espécimen y que no empleen productos que sean incompatibles con los componentes del penetrante.

Los métodos de limpieza previa aceptables incluyen:

1. Limpieza con detergentes.
2. Limpieza con solventes.
3. Vapor desengrasante.
4. Limpieza con vapor de agua.
5. Ataque químico (decapado o ataque metalográfico)
6. Limpieza con ultrasonidos.

7. Uso de removedores y decapantes.

Aplicación del líquido penetrante.- Una vez que la pieza se haya limpiado y secado debidamente, los penetrantes se aplican por inmersión, rociado, con un cepillo o brocha, vertiendo el líquido sobre la pieza o cualquier otro método que cubra completamente la zona que se inspecciona.

Métodos de aplicación.- Las piezas a inspeccionar deben ser cubiertas completa y homogéneamente por el penetrante. En algunos casos puede que sea necesario cubrir solo un área pequeña en una pieza muy grande.

Tiempo de penetración.- Es el tiempo total que se deja al penetrante en la superficie de la pieza, en este tiempo el penetrante realiza su camino para penetrar en cualquier discontinuidad posible. En general, cuanto más fina y pequeña sea la discontinuidad mayor será el tiempo de penetración.

Remoción del exceso del penetrante.- Después de la aplicación del líquido penetrante, y después de un tiempo apropiado de penetración o escurrido, se debe retirar la capa superficial del penetrante de forma que el único penetrante que permanezca sea el que se hubiera alojado en las discontinuidades de la pieza.

Revelado.- Durante la preparación de las piezas para la inspección es necesario sacarlas después de la aplicación del revelador húmedo o eliminar el agua remanente antes del uso del polvo revelador seco.

Tiempo de revelado.- Es el tiempo que se deja transcurrir desde la aplicación del revelador hasta el punto de la inspección de las indicaciones. Se debe dejar suficiente tiempo para que el revelador cumpla con su función.

Inspección.- Después de la aplicación del revelador comienza el proceso de inspección visual la cual es realizada por un inspector calificado. El tiempo de revelado depende del tipo de penetración, del revelador y del defecto, pero deberá permitirse tiempo suficiente para que se formen las indicaciones. La inspección se realiza antes de que el penetrante comience a exudar sobre el revelador hasta el punto de ocasionar la pérdida de la definición y bajo condiciones de iluminación que sean compatibles con los colorantes de los penetrantes.

El proceso de inspección se compone de 3 etapas:

- a. Inspección
- b. Interpretación
- c. Evaluación

Regla práctica.- El tiempo de revelado es generalmente la mitad del tiempo de penetración.

El tiempo de revelado nunca debe ser menor de siete minutos.

Indicaciones no relevantes.- Son verdaderas indicaciones de penetrante en la superficie de la pieza, causadas por discontinuidades que están generalmente presentes en el diseño.

Indicaciones falsas.- Son el resultado de alguna forma de contaminación con penetrante, estas indicaciones no pueden referirse a ningún tipo de discontinuidad.

Limpieza final.- La limpieza final debe llevarse a cabo en razón de que los productos usados en el ensayo pueden interferir con los procesos siguientes o tener efecto nocivo para las piezas en servicio.

3.4.2.2 Ultrasonido

Definición y naturaleza de las ondas ultrasónicas.- Son ondas mecánicas vibratorias o sea para que se propague el ultrasonido, se requiere que las partículas del medio ya sea liquido, aire o sólido oscilan alrededor de sus posiciones de equilibrio.

Diferencia entre sonido y ultrasonido.- Son de la misma naturaleza, lo que las diferencia es su frecuencia así:

- Ondas sónicas: frecuencia entre 16 y 20000 ciclos por segundos.
- Ondas ultrasónicas: frecuencias mucho mayores de 20000 ciclos por segundos.

Para materiales metálicos: se opera entre 1 y 5 mhz pero se pueden trabajar con frecuencias mucho mayores.

Para materiales no metálicos: Ej.: cerámicos, trabajan con frecuencias menores de 1mhz ($\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ mhz).

Tipos de ondas ultrasónicas

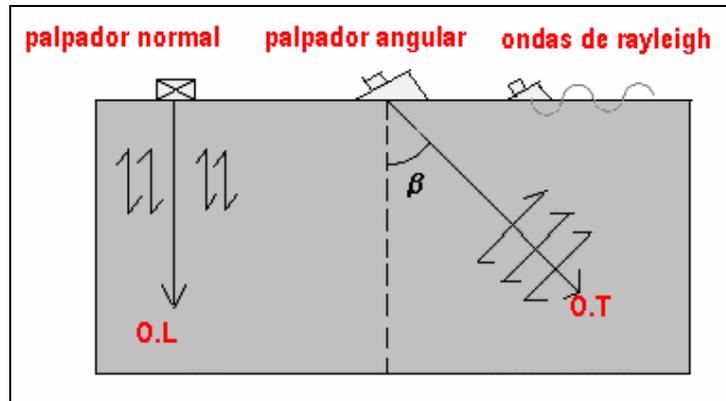


Fig. 3.11 tipos de ondas ultrasónicas

Donde: O.L: Onda Longitudinal: se propaga en tres medios.

O.T: Onda Transversal: se propaga en sólidos únicamente.

O.R: Onda Rayleigh: se propaga en sólidos únicamente.

Impedancia acústica.- Resistencia del medio a la vibración acústica de las partículas.

$$Z = RV \quad (3.2)$$

Donde: Z: Independencia acústica.

R: Densidad del material.

V: Velocidad de la onda.

Z: es lo que nos va a determinar que porcentaje de intensidad ultrasónica se refleja y cual se transmite al segundo medio.

Generación de ondas ultrasónicas.- Para generar existen varios métodos. Para el ultrasonido se hace uso de cristales piezoeléctricos o de materiales cerámicos ferroeléctricos.

Piezoelectricidad: propiedad de algunos cristales como el cuarzo de convertir energía eléctrica en energía mecánica vibratoria y viceversa. Cuarzo para altas frecuencias, mayores de 10 mhz.

Ferroelectricidad: propiedad de algunos materiales cerámicos previamente polarizados de comportarse como los cristales piezoeléctricos. Ej.: titanato de bario, sulfato de litio.

Técnicas de ensayo.- Se tiene tres técnicas que son transmisión, resonancia y pulso-eco

Transmisión

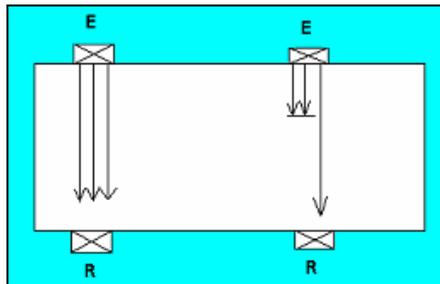


Fig. 3.12 técnicas de transmisión

Ventaja: Puede detectar discontinuidades muy cercanas a la superficie.

Desventajas: No ubica la discontinuidad.

Requiere acceso a las dos superficies.

Resonancia.- Se consigue que haya resonancia entre un material y el palpador. El palpador es de frecuencia variable, la cual se varía hasta hallar la de resonancia. Es utilizado para la detección de discontinuidades externas del material, también para la medición de espesores.

Pulso-eco.- Se emiten pulsos de ultrasonido y se esperan reflexiones las cuales pueden proceder de superficies posteriores (palpadores normales) o de discontinuidades, por lo tanto en un osciloscopio mediante el principio piezoeléctrico aparecen ecos de fondo para cada reflexión.

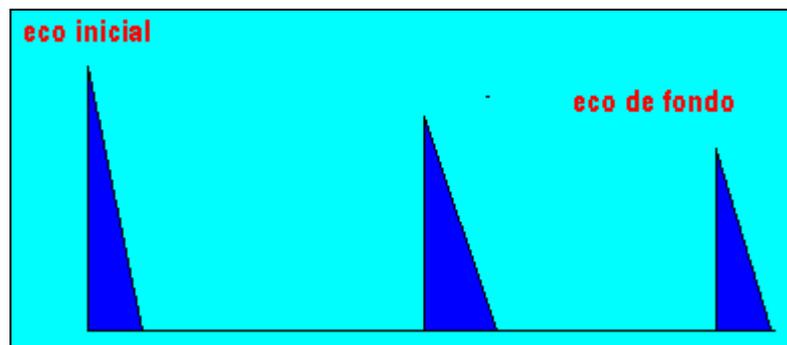


Fig. 3.13 Técnica pulso-eco

Ventajas: - Requiere acceso a una superficie únicamente

- Ubica la discontinuidad.

Desventaja: - No detecta discontinuidades muy cercanas a la superficie.

Aplicaciones: - Medición de espesores.

- Detección de fallas.

Procedimiento para el ultrasonido.- Como operación previa al proceso de inspección por ultrasonido es necesario proceder, en primer lugar a una comprobación satisfactoria del estado de funcionamiento del equipo. Esta comprobación, incluirá el ajuste de la linealidad vertical de la pantalla, la proporcionalidad del control de amplificación (ganancia) y la apertura del haz.

Ventajas del ensayo ultrasónico:

- Mayor poder de penetración.
- Acceso a una superficie.
- Ausencia del peligro para el operario.
- Portátil.

Desventajas: Tiene problemas con piezas de geometría complicada.

3.5 TEORÍA DE MANTENIMIENTO

Definición.- El mantenimiento de puentes es una de las actividades más importantes entre las que hay que realizar para llevar a cabo la conservación de una red de carreteras. Su objetivo final, como la de toda labor de conservación, es la del mantenimiento de todas las condiciones de servicio de la carretera en el mejor nivel posible.

La falta de mantenimiento adecuado en los puentes da lugar a problemas de funcionalidad y seguridad que pueden ser graves: limitación de cargas, restricciones de paso, riesgo de accidentes, riesgo de interrupciones de la red, y a un importante problema económico por el acortamiento de la vida útil de las obras.

Las causas y razones más comunes por las que es necesario el mantenimiento de un puente son:

- Errores en el proyecto, errores durante la construcción, vigilancia, mantenimiento o reparaciones inexistentes o inadecuadas.
- Materiales inadecuados o deterioro y degradación de los mismos.
- Variación con el tiempo de las condiciones de tráfico (cargas y velocidades).
- Acciones naturales de tipo físico, mecánico o químico (intemperismo).
- Acciones accidentales, terremotos, avalanchas, inundaciones, explosiones, impacto de vehículos con elementos estructurales del puente.

Según la importancia del deterioro observado, las acciones para el mantenimiento de un puente se clasifican en tres grupos:

- Mantenimiento rutinario.
- Reparaciones.
- Reforzamientos.

En el país cuando a los puentes teóricamente son considerados fuera de la vida útil, resulta complicado pensar en la sustitución y en la inversión que para ello se requiere, por lo que parece más sencillo y práctico continuar con un programa permanente de mantenimiento, reparación y refuerzo de puentes.

El mantenimiento rutinario es una labor substantiva que debe ampliarse para evitar que crezca el número de puentes con daños.

Con los trabajos de reparación y reforzamiento, se pretende que los puentes recuperen un nivel de servicio similar al de su condición original. Sin embargo, por la evolución del tránsito, a veces no es posible obtener este resultado y se requieren trabajos de refuerzos y ampliaciones.

3.5.1 TIPOS DE MANTENIMIENTO.

3.5.1.1 Mantenimiento correctivo¹⁵

Este se clasifica en mantenimiento correctivo no planeado y planeado

Mantenimiento Correctivo No Planeado.- Se refiere a la corrección de las averías o fallas, cuando éstas se presentan, las que no fueron planificadas, al contrario del caso de Mantenimiento Preventivo.

Esta forma de Mantenimiento impide el diagnóstico fiable de las causas que provocan la falla, pues se ignora si falló por mal trato, por abandono, por desconocimiento del manejo, por desgaste natural, etc.

El ejemplo de este tipo de Mantenimiento Correctivo No Planificado es la habitual reparación urgente tras una avería que obligó a detener el equipo, máquina o estructura dañada.

Mantenimiento Correctivo Planeado.- Este consiste en la reparación de un equipo, máquina o estructura, cuando se dispone del personal, repuestos y documentos técnicos necesario para efectuarlo.

3.5.1.2 Mantenimiento preventivo

Este se clasifica en mantenimiento preventivo ordinario o rutinario y preventivo predictivo.

Mantenimiento Preventivo Ordinario o Rutinario.- Comprenden aquellas actividades de mantenimiento en los puentes que pueden ser realizadas por el personal de las residencias de conservación. Dichas actividades son:

- Señalización, pintura, alumbrado, etc.
- Limpieza de acotamientos, drenes, lavaderos y coronas de pilas, estribos, caballetes, etc.
- Limpieza y rehabilitación de conos de derrame incluida su protección, enrocamiento o zampeado.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.

¹⁵<http://www.solomantenimiento.com>

- Recarpeteo de los accesos del puente.
- Protección contra la socavación.
- Reacondicionamiento de parapetos dañados.
- Limpieza o rehabilitación de las juntas de dilatación.
- Limpieza o protección de apoyos.

Las tareas de conservación se pueden clasificar en: ordinarias y extraordinarias, en función de que sean labores que se deban llevar a cabo con una periodicidad fija o de que haya que efectuarlas sólo cuando la evolución del estado del elemento a conservar lo demande.

Del primer grupo (ordinarias), se refieren básicamente a la de inspección, limpieza y pintura; mientras que las del segundo (extraordinarias) abarcan un amplio campo que va desde la rehabilitación del concreto degradado hasta la renovación de elementos de equipamiento como juntas, impermeabilización, etc.

Mantenimiento Preventivo Predictivo.- Es el mantenimiento según su estado, por tanto este tipo de mantenimiento es el que permite individualizar los problemas basados en causa y momento que se requiera una acción correctiva justo antes de que se produzca la falla.

Se entiende por Control Predictivo de Mantenimiento, la determinación del punto óptimo para la ejecución del mantenimiento preventivo o sea, el punto a partir del cual la probabilidad que la estructura falle, asume valores indeseables.

La determinación de ese punto trae como resultado, índices ideales de prevención de fallas, tanto en el aspecto técnico como en el económico, ya que, la intervención no es efectuada durante el periodo en que aún está en condiciones de prestar servicio, ni en el periodo en que sus características operativas están comprometidas.

Los estudios de determinación de ese punto, que es llamado "Punto Predictivo", pueden ser realizados bajo dos formas, en función de las características de los equipos: Análisis Estadístico y Análisis de Síntomas.

El análisis estadístico, es aplicado cuando existe en la instalación, una cantidad apreciable de componentes con las mismas características, que puedan ser considerados como un "universo", para el desarrollo de los cálculos de probabilidades y que tienen características randómicas (aleatorias) de fallo, o sea, a los cuales no es posible hacer acompañamiento de sus variables.

El análisis de síntomas, es aplicado cuando es necesario el desarrollo de estudios para la determinación del punto predictivo, en sistemas con características impares, con relación a los demás sistemas instalados y en los cuales es posible hacer mediciones de sus variables.

En ambos casos, es recomendable que este trabajo sea desarrollado para equipos prioritarios de las instalaciones, ya que abarcan costos adicionales de inversión de material (instrumentos de medición) y mano de obra.

El análisis estadístico se basa en la determinación del término de vida útil, objeto del estudio en la curva de tasa de fallas con relación al tiempo, entendiéndose por tasa de fallas "la relación entre un incremento del número de fallas y el incremento correspondiente de tiempo, en cualquier instante de la vida de un equipo" y por vida útil "el periodo de tiempo, durante el cual el sistema desempeña su función con una tasa de fallas aceptable".

El estudio del mantenimiento predictivo puede ser aplicado en las partes de un sistema, o en nivel más detallado, (piezas) o para un conjunto de equipos (subsistema o sistema operacional).

En la práctica del mantenimiento predictivo basado en síntomas, se puede caracterizar 5 etapas: Inspección, Análisis, Diagnóstico, Solicitud de Intervención y Retorno.

En la inspección son comunes la aplicación de los procesos de Termografía, Tribología (análisis de aceite), Estroboscopia, Análisis de vibración, Rayos X, Alineamiento, Balanceo, Ultrasonido y Mediciones eléctricas.

3.5.1 NORMAS DE MANTENIMIENTO.

Entre las normas y códigos que se utilizan en el país para el mantenimiento de vías y puentes en donde se especifican procedimientos y estándares para la realización de las mismas; tenemos las siguientes:

➤ Manual de mantenimiento vial.

Este manual lo edito el Ministerio de Obras Públicas (MOP) para realizar el mantenimiento de las vías y puentes en el Ecuador. En donde se especifica lo que se refiere al proceso de inspección y mantenimiento.

➤ Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes

Estas especificaciones son divulgadas por el MOP, fueron utilizados sus dos tomos que contienen las exigencias técnicas del estado ecuatoriano para la construcción de puentes, debido a la carencia de normas propias ecuatorianas, estas especificaciones muchas veces hacen referencia a distintas normas internacionales.

➤ Standard Specifications for Highway Bridges (Especificaciones estándares para puentes de carretera)

➤ AASHTO Manual for Bridge Maintenance.

En este manual especifica el procedimiento de inspección y mantenimiento de los componentes de un Puente.

CAPITULO 4.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

4.1 LEVANTAMIENTO DE PLANOS.

Para el levantamiento de los planos fue necesario trasladarnos al lugar donde está ubicado el puente por el período de una semana.

Los elementos que constituyen el puente son: perfiles W, dobles L, pernos y las placas de unión.

Para la toma de medidas fueron necesarios los siguientes instrumentos:

- **Calibrador pie de rey:** Apreciación 0,05 mm. 1/32 plg. El cual se utilizó para medir los diámetros de los pernos, agujeros y espesores de los perfiles y placas de unión.
- **Medidor de profundidades:** Apreciación 0,01 mm. 1/128 plg. Este instrumento se utilizó para medir la distancia entre el alma y el borde externo del patín de los perfiles y por diferencia entre el ancho del patín y esta medida encontramos el espesor del alma.
- **Flexómetro:** Apreciación 1 mm. 1/32 plg. Utilizamos para medir las longitudes y anchos de patín de los perfiles y dimensiones de la placa de unión.

Con todas las dimensiones tomadas comparamos con los planos proporcionados por el HCPP y concluimos que son en la mayoría idénticos excepto en tres nomenclaturas de los perfiles W, ya que estos no existen en las tablas del AISC (American Institute of Steel Construcción), las mismas que se encuentran en el Anexo A. Con las medidas tomadas en campo identificamos los verdaderos perfiles.

Con estas medidas realizamos el levantamiento de los planos, los cuales se encuentran en el Anexo B.

4.2 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS Y DESTRUCTIVOS.

4.2.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

4.2.1.1 Inspección visual

En este ensayo realizado sobre el puente, como resultado del mismo se encontró que entre los aspectos más importantes tenemos:

- Pérdida de la pintura en la superestructura metálica en general (Fig. 4.1).



Fig. 4.1 Pérdida de pintura

- Existe un avanzado grado de corrosión principalmente en las vigas longitudinales externas inferiores y en los extremos de las vigas de piso (Fig. 4.2. a,b).



Fig. 4.2 a) Corrosión viga longitudinal, b) Corrosión vigas de piso

- Cabezas de los pernos en las uniones de las vigas longitudinales externas inferiores deterioradas (Fig. 4.3).



Fig. 4.3 Pernos deteriorados

- Juntas de dilatación en mal estado (Fig. 4.4. a,b).



Fig. 4.4 a) Junta puente de acceso _ puente metálico, b) Junta vía _ puente de acceso

- Falta de fluidez del agua lluvia por las vigas longitudinales externas inferiores (Fig. 4.5. a,b).



Fig. 4.5 a) Acumulación agua y basura, b) Acumulación agua

4.2.1.2 Nivelación del puente

Este ensayo lo realizamos con la ayuda del HCPP. Con esto determinamos que tiene un camber de 17 mm. Esto quiere decir que existe una disminución con respecto al original que fue de 130 mm. sin considerar la carga muerta. (Ver anexo C, *plano nivelación*)

Se dedujo también que existe un ligero asentamiento del estribo oeste de aproximadamente 74 mm. Considerando que el puente haya sido construido a un mismo nivel. (Ver anexo C, *plano nivelación*)

4.2.2 ENSAYOS DESTRUCTIVOS

Debido a que no es posible extraer una probeta de la estructura del puente en estudio para realizar el análisis esfuerzo vs. deformación con el objetivo de determinar las propiedades físicas actuales de los elementos no se realizó ningún ensayo destructivo.

4.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS.

Las fuerzas externas aplicadas a los elementos resistentes, así como a su peso propio, reciben el nombre de cargas. Estas cargas se expresan en unidades de peso por superficie unitaria, o sea Kg, Kg/m, y Kg/m² según el sistema métrico decimal, realizándose las equivalencias con la libra y el pie cuando se use el sistema inglés.

Las cargas se aplican a los diferentes elementos de las estructuras, las que constituyen un conjunto de miembros estructurales. Todo miembro está constituido por un material de forma volumétrica y sujeto a realizar uno o varios esfuerzos cuando forma parte de una estructura.

El puente está sometido a varias cargas que son:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Carga por impacto.
- Fuerza longitudinal.

- Fuerza centrífuga.
- Cargas térmicas.
- Cargas por viento.
- Cargas por sismo.

4.3.1 CARGA MUERTA.

"La carga muerta es la fuerza total debido al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes, incluyendo la calzada, aceras, señales de la vía, conductos, cables y otros servicios de utilidad pública que ejerzan una acción vertical sobre la misma"¹⁶

En cualquier caso, la carga muerta puede calcularse fácilmente conociendo los tamaños supuestos de los componentes estructurales, como la losa, restricciones y vigas. El peso de varios materiales dados en las normas AASHTO 3.3.6 puede usarse para estimar la cantidad de carga muerta.

Para el cálculo de la carga muerta, al puente analizado se lo dividió en dos partes: la correspondiente a los materiales de hormigón, incluyendo la calzada y la correspondiente a los elementos estructurales metálicos, llamada superestructura.

A continuación se detallan las cargas muertas de cada uno de los elementos en las tablas 4.1 a 4.5.

¹⁶ HIDALGO, Gustavo. "Elementos de Puentes", Pág. 9

Tabla 4.1. Carga muerta de los perfiles

Perfil	Longitud (m)	Peso unitario (Kg/m)	Peso Total [Kg]	Peso Total [Klb]
W 14 x 176	42,92	262,4	11262,21	24,8289
W 14 x 61	251,6	90,94	22880,68	50,4433
W 14 x 4 3	60,87	64,10	3902,15	8,6028
W 14 x 99	161,80	147,60	23881,68	52,6501
W 14 x 132	95,92	196,80	18877,05	41,6168
W 14 x 145	71,94	216,18	15552,12	34,2865
W 30 x 99	108,96	147,60	16082,49	35,4558
W 21 x 93	19,78	138,65	2742,59	6,0464
W 21 x 44	355,68	65,60	23332,28	51,4389
2 L 6x4x1/2	89,26	48,30	4311,84	9,5060
2 L 6x4x3/8	199,20	30,68	6112,15	13,4750
2 L 4x3x5/16	178,99	21,47	3842,80	8,4719
TOTAL 1			152780,04	336,8222

A continuación se presenta el cálculo de la carga muerta que ejercen la materiales de hormigón, incluyendo la calzada.

Tabla 4.2. Carga muerta debido a la calzada

Material	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Peso unitario (Kg/m³)	Peso Total [Kg]	Peso Total [Klb]
Hormigón Armado	72	9,46	0,18	2400	294243,8	648,6900
Asfalto	72	8,41	0,05	1800	54496,8	120,1436
Total 2					348740,6	768,8336

El peso de tan solo un pasamano se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 4.3. Carga muerta del pasamano de un solo lado

Elemento	Volumen [m³]	Peso unitario (Kg/m³)	Peso Total [Kg]	Peso Total [Klb]
Larguero	3,78	2400	9072	20,0001
Parantes	2,11	2400	5064	11,1641
Subtotal 3			14136	31,1642

Total 3 = Subtotal 3 * 2 = 14136 * 2 = 28272 Kg. = 62,3284 Klb

Tabla 4.4. Carga muerta de la vereda de un solo lado

Elemento	Volumen [m³]	Peso unitario (Kg/m³)	Peso Total [Kg]	Peso Total [Klb]
Vereda	7,73	2400	18552	40,8997
Subtotal 4			18552	40,8997

Total 4 = Subtotal 4 * 2 = 18552 * 2 = 37104 Kg. = 81,7994 Klb

Total 5 = acero de refuerzo 121,135 klb.

Tabla 4.5. Carga muerta total

Carga muerta	[Kg]	[Klb]
Total 1	152780,04	336,82
Total 2	348740,64	768,83
Total 3	28272,00	62,33
Total 4	37104,00	81,80
Total	566896,68	1249,78

4.3.2 CARGA VIVA.

La carga viva constituye la fuerza impuesta por el uso y ocupación de la estructura, en el caso de este puente, se tiene carga de tránsito vehicular sobre la calzada y peatonal en las aceras.

4.3.2.1 Carga de tránsito.

"Teóricamente, parece obvio que los puentes deben diseñarse para las cargas vivas reales que se espera lleguen a soportar. En la práctica esto parece difícil de lograr; primero, porque hay toda clase de vehículos y combinaciones que deben ser soportadas por un puente, y segundo, porque a menudo resulta imposible predecir el peso de los vehículos del futuro. Por tanto, se ha vuelto una práctica el diseñar los puentes para cargas de diseño estándar, que son representativas de los vehículos considerados nominalmente como máximos"¹⁷

¹⁷ BRESLER, Boris. "Diseño de Estructuras de Acero", Pág. 708

El código AASHTO define diversos tipos de cargas móviles que actúan sobre los diferentes componentes de los puentes: camiones de 2 ejes (H20, H15) Fig. (4.6), camiones de 3 ejes (HS15-44, HS20-44) Fig. (4.10) y cargas distribuidas equivalentes al flujo vehicular, con eje de cargas concentradas.

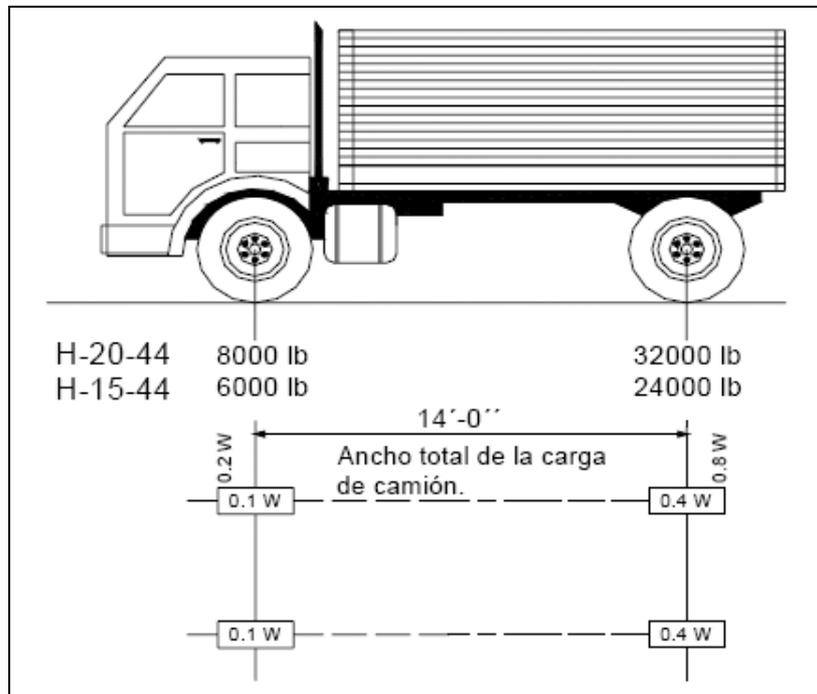


Fig. 4.6 Camión H-20-44

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos sumamente pesados de 2 y 3 ejes, la carga distribuida equivalente con eje de cargas concentradas simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente. En ambos tipos de carga se presupone que actúan sobre un carril del puente con un ancho de 10 pies (3.05m).

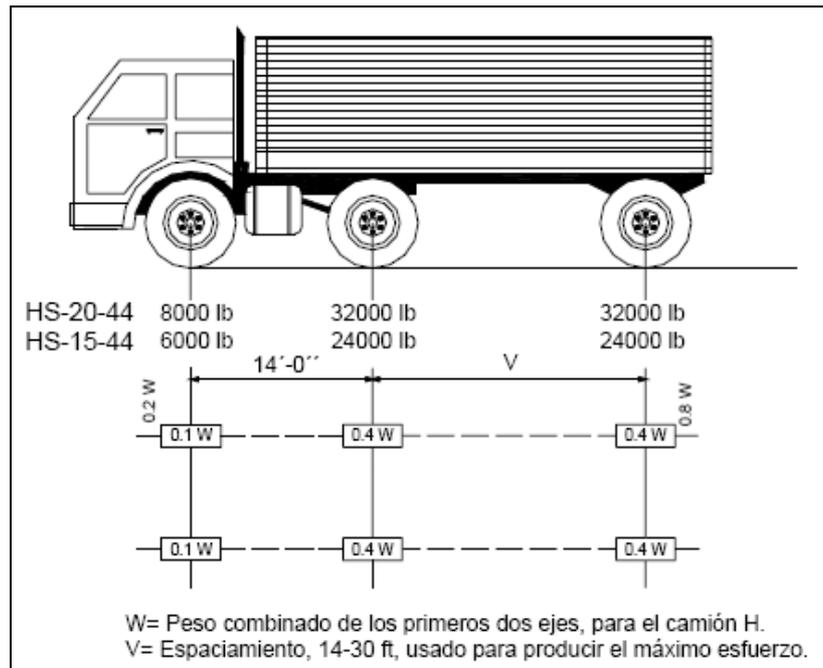


Fig. 4.7 Camión HS-20-44

El HS_20-44 es el camión de diseño de puentes para autopistas y carreteras de primero, segundo y tercer orden, pudiendo utilizarse ocasionalmente camiones de carga menos pesados para vías de comunicación particulares.

Cada carril del puente (de 10 ft de ancho) es cargado con un camión HS-20-44, ubicado en distintas posiciones para obtener el efecto máximo sobre cada elemento del puente. Cuando un carril de puente está sometido al camión HS-20-44, se supone que no actúa ninguna carga móvil adicional sobre el carril.

4.3.2.1.1 Carga distribuida equivalente y carga concentrada.

A través de la carga distribuida equivalente y del eje transversal de carga concentrado se modela el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente. Mediante el eje transversal de carga concentrado se modela la existencia de algún vehículo de mayor carga en algún lugar del tren de vehículos congestionados.

Al igual que en los camiones de carga, se supone que la carga distribuida actúa sobre un ancho de carril de 10 ft, pero a diferencia de los camiones de carga, la carga distribuida puede actuar en todos los tramos del carril que sean

necesarios, mientras la carga concentrada solo puede actuar en una posición del puente (aunque esta posición puede variar).

Este tipo de carga se utiliza para diseñar los elementos de desarrollo longitudinal de ciertos puentes, así como ciertos elementos de apoyo, de tales elementos longitudinales. La carga distribuida equivalente con eje transversal de carga concentrada se utiliza en conjunto con el camión HS-20-44, y como estado de carga alternativo, ver figura 4.8 y 4.9

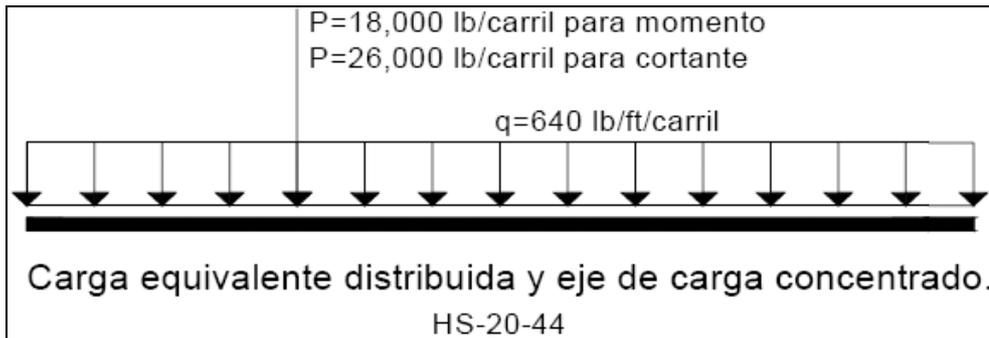


Fig. 4.8 Carga equivalente

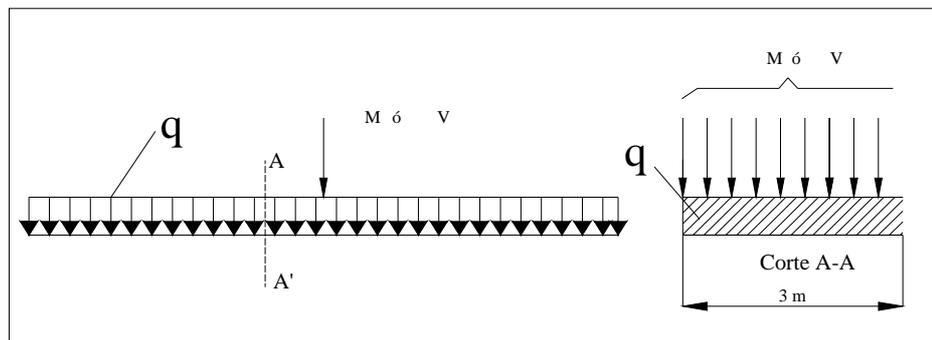


Fig.4.9 Carga equivalente en corte

Tabla 4.6. Trenes de carga equivalentes

Tren de carga	q [klb/pie]	P_M [klb]	P_V [klb]
H 20-44 y HS 20-44	0,64	18	26
H 15-44 y HS 15-44	0,48	13,5	19,5

Donde: q : es la carga uniforme distribuida en 10 de pies (3 metros) de ancho, de longitud indefinida.

P_M : carga concentrada distribuida en 10 pies (3 metros) de ancho, que se utilizará cuando los esfuerzos se deban a momento.

P_V : carga concentrada distribuida en 10 pies (3 metros) de ancho, que se utilizará cuando los esfuerzos se deban a corte.

La razón por la cual la carga concentrada para solicitaciones de corte es superior a la correspondiente a momentos flectores es debido al tipo de falla frágil de los elementos sometidos a fuerzas cortantes y la falla dúctil de los elementos sometidos a momentos flectores. Este enfoque de diseño permitirá que los puentes siempre tengan falla de tipo dúctil.

Generalmente el tren de cargas concentradas HS-20-44 domina el diseño de elementos estructurales con distancias entre apoyos pequeñas y moderadas (en vigas y losas longitudinales hasta aproximadamente 140 pies para momento y 120 pies para cortante), mientras que para luces superiores a esta son las cargas distribuidas equivalentes las que definen el diseño de los elementos así como indica la norma AASHTO (Apendice A) para cargas HS 20-44.

Para el puente analizado la carga de diseño que prevalece es la carga distribuida equivalente por tener una longitud de claro de 236,22 pies (72 m).

Este puente por ser de dos vías las normas AASHTO 3.12 en lo referente a reducción de carga establece que no se debe considerar.

En nuestro país se han venido utilizando las normas AASHTO para el diseño de puentes, sin embargo en Febrero del 2001 el Ministerio de Obras Públicas (MOP) se propuso revisar las cargas de diseño de puentes con la finalidad de ajustarse a las cargas adoptadas por los países del Pacto Andino ya que en Estados Unidos los pesos permisibles de camiones son menores que los de esta zona¹⁸.

¹⁸ MORÁN, Mario. "Seminario Ingeniería de Puentes", Pág. 12

4.3.2.1.2 Camión estándar MOP

Este modelo de carga vehicular es similar al HS 20-44, con un incremento del 25% en la magnitud de las cargas, y se la denomina HS 25 o HS-MOP 2000.

4.3.2.1.3 Reducción en la intensidad de carga viva

Si los esfuerzos se obtienen cargando simultáneamente más de 2 líneas de tráfico, el código AASHTO 3.12 permite una reducción en la magnitud de las cargas vivas, de acuerdo con la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Reducción de cargas vivas

Número de vías cargadas	Porcentaje de carga efectiva
1 y 2 vías	100 %
3 vías	90 %
4 vías o más	75 %

4.3.2.2 Carga peatonal en la aceras

La carga peatonal en las aceras se calculó de acuerdo a las normas AASTHO 3.14.1 la cual utiliza la fórmula (4.1), para longitudes mayores a 100 pies.

$$P = \left(30 + \frac{3000}{L_v} \right) \left(\frac{55 - W}{50} \right) \quad (4.1)$$

Donde:

P : Carga viva por pie cuadrado, max 60 lib.

L_v : longitud de la vereda cargada, en pies

W : ancho de la vereda, en pies

Para el puente analizado tenemos que $L=236,22$ pies y $W=1,575$ pies.

$$P = \left(30 + \frac{3000}{236,22} \right) \left(\frac{55 - 1,575}{50} \right)$$

$$P = 45,62 \text{ lbs / pie.}^2$$

$$P = 71.86 \text{ lbs / pie}$$

4.3.3 CARGA POR IMPACTO.

El efecto dinámico que el tránsito vehicular produce sobre los puentes, debe tomarse en cuenta porque es importante. Su análisis, con una determinada exactitud, puede resultar de gran complejidad, dependiendo del tipo de la estructura, el modelo matemático asumido, etc.

En puentes, el fenómeno de impacto se relaciona a la interacción del vehículo con el puente. Desde el punto de vista de un diseñador, se trata de la noción de amplificación de la carga dinámica. El impacto por cargas vivas móviles se da debido a la velocidad con que circulan los vehículos sobre el puente.

Como una simplificación al problema la norma AASTHO 3.8.2 plantea un procedimiento basándose en una combinación de experiencia y teoría a fin de obtener el factor de impacto, el mismo que es un incremento de la carga viva y se lo define con la fórmula (4.2).

$$I_f = \frac{50}{L+125} \leq 0.3 \quad (4.2.)$$

Donde:

I_f : Factor de Impacto

L : Longitud del claro [pies]

Para el puente analizado tenemos que L=236,22 pies.

$$I_f = \frac{50}{236,22 + 125}$$
$$I_f = 0,138$$

Este valor indica que debe incrementarse 13.8 % el valor de la carga viva.

4.3.4 FUERZA LONGITUDINAL.

El término de las fuerzas longitudinales se refiere a fuerzas que actúan en la dirección del eje longitudinal del puente, específicamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se desarrollan como resultado del esfuerzo de frenado (obstrucción súbita que generalmente gobierna) y que actúan longitudinalmente sobre los tableros de los puentes, o el esfuerzo de tracción (la aceleración

súbita). En ambos casos, la fuerza de inercia del vehículo se transfiere al tablero a través de la fricción entre el tablero y las ruedas.

Las especificaciones de la AASHTO 3.9 designan una fuerza longitudinal de diseño de 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan tráfico en la misma dirección sin impacto. Debe suponerse que la fuerza actúa a 6 pies por encima del tablero.

$$F_L = 0,05(\text{carga viva}) \quad (4.3.)$$

Donde. F_L = Fuerza longitudinal

Para el puente analizado tenemos que $L=236,22$ pies, la carga de franja equivalente es $0,64$ Klb/pie y una carga concentrada para momento de 18 klb.

$$F_L = 0,05(0,64 * 2 * 236,22 + 2 * 18)$$
$$F_L = 16,91 \text{ Klb}$$

4.3.5 FUERZA CENTRÍFUGA.

Las normas AASTHO 3.10 nos indica que las estructuras curvas están sometidas a fuerzas centrífugas causadas por las cargas vivas. La fuerza centrífuga, como un porcentaje de la carga viva sin impacto debe aplicarse a 6 pies por encima de la superficie de la calzada, medida en la línea central de la misma calzada.

$$C_F = \frac{6.68 * S^2}{Rc} = 0,00117 * S^2 * D \quad (4.4)$$

Donde: C_F = Fuerza centrífuga en porcentaje de carga viva sin impacto.

S = Velocidad de diseño en mph.

Rc = radio de curvatura, en pies.

D = grado de la curva.

En el puente analizado no consideramos esta fuerza debido a que el puente no presenta radio de curvatura.

4.3.6 CARGAS TÉRMICAS.

Las variaciones de temperatura es la causa por la cual los puentes tienden a expandirse o contraerse, por tanto se deben incluir provisiones en el diseño para esfuerzos y movimientos que resultan por variaciones de temperatura a las cuales va estar sujeta la estructura. El rango de temperaturas consideradas por las normas AASHTO 3.16 para estructuras de acero y concreto son:

Estructuras metálicas:

En clima moderado: 0 a 120°F

En clima frío: - 30 a 120°F

“Con un coeficiente de expansión para el acero estructural de 65×10^{-7} pulg./pulg./°F.”¹⁹

Estructuras de concreto:

	<u>Temperatura sobre</u>	<u>Temperatura bajo</u>
En clima moderado:	30°F	40°F
En clima frío:	35°F	45°F

“Para armaduras en este caso el puente, los soportes permiten que uno de sus apoyos se mueva en sentido horizontal, no se desarrollan esfuerzos cuando toda la armadura se calienta de manera uniforme. Todos los miembros aumentan su longitud en proporción a sus longitudes originales y la armadura se vuelve ligeramente mayor en tamaño. Ahora bien, si solo algunas barras se calientan, se desarrollaran esfuerzos térmicos debido a que el arreglo estáticamente indeterminado de las mismas impide su libre expansión. Al alargarse encuentra resistencia en las otras y, por tanto, se generan esfuerzos en todos los miembros”.²⁰

La deformación en los elementos se calcula con la fórmula (4.5).

$$\delta_T = \alpha * (\Delta T) * L \quad (4.5)$$

¹⁹ GERE, JAMES, “Mecánica de materiales” pg 901 tabla H-4

²⁰ GERE, JAMES, “Mecánica de materiales” pg. 95

donde :

L : longitud _ en _ plg

α : coeficiente _ de _ dilatación _ térmica

ΔT : variación _ de _ temperatura

δ_T : desplazamiento _ por _ temperatura

Para el puente analizado de 236,22 pies el cambio de longitud resultante sería:

$$\delta_T = 65 \times 10^{-7} * 120 * 236,22 * 12$$

$$\delta_T = 2,21 \text{ plg}$$

4.3.7 CARGA POR VIENTO.

Las normas AASTHO 3.15 consideran como una carga móvil uniformemente distribuida aplicada en el área expuesta de la estructura.

En la superestructura para armaduras tenemos un valor de 75 lb/pie² pero no menos de 0,30 Klb/pie lineal en el plano de la cuerda cargada, ni de 0,15 Klb/pie lineal en el plano de la cuerda no cargada, estas cargas están determinadas para valores de velocidades de viento iguales a 100 mph (161 km/h o 44.7 m/s) donde las cargas de viento son representativas, según la AASHTO.

La norma considera también la fuerza de viento sobre la carga viva que es igual a 0,1 Klb/pie lineal, actuando a 6 pies por encima del tablero de la calzada.

Para el diseño de subestructuras, si se toma en cuenta la fuerza de viento sobre la carga viva se debe reducir el 70 % de la carga de viento sobre la superestructura.

“La velocidad de viento considerada por la AASHTO, es muy superior a las que existen en el Ecuador, donde se ha registrado una velocidad máxima de 30 m/s, y la velocidad máxima en las estribaciones, que es el lugar donde se encuentra el puente en análisis no supera los 25 m/s y tiene una velocidad media de 18 m/s.”²¹

²¹ ANDRADE JOHNNY, TESIS “Estudio de solicitaciones por viento en el Ecuador” PUCE

Haciendo una relación entre los valores registrados en el Ecuador y los considerados por la AASHTO, podemos darnos cuenta que está alrededor de la mitad, por lo que la fuerza de viento considerada para este caso es de: 0,15 Klb por pie lineal en el plano de la cuerda cargada, y de 0,075 Klb por pie lineal en el plano de la cuerda no cargada. Y para la fuerza de viento sobre la carga viva reduciremos también al 50 % que resultaría una fuerza de 0.05 Klb por pie lineal.

4.3.8 CARGAS POR SISMO

Para el análisis sísmico estático se usó el CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción). Referente a otras estructuras diferentes a las de edificación. Utilizaremos los valores de la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Valores iniciales del espectro de diseño del CEC 2000

Parámetro	Valor	Descripción
C	$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$ (4.6)	Coefficiente de geología local
V	$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E}$ (4.7)	Cortante basal de diseño
S	1	Coefficiente de suelo. (Para suelo firme S1). CEC 5.3.4.2
Z	0,30	Coefficiente del sitio, correspondiente a Puerto Quito. CEC 5.2
I	1,0	Coefficiente de importancia, se considera vital para las comunidades beneficiadas. CEC 5.4.1
Φ_P	1	Coefficiente de configuración estructural en planta. CEC 6.2.2
Φ_E	1	Coefficiente de configuración estructural en elevación. CEC 6.2.3
T	-----	Periodo fundamental de la estructura, se obtiene del análisis con SAP.
R	3	Factor de reducción de respuesta, para estructuras diferentes a las de edificación. CEC 7.9.1

Entonces tenemos:

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

$$C = \frac{1,25 * 1^1}{1,006714}$$

$$C = 1,241663$$

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$V = \frac{0,3 * 1,0 * 1,241663}{3 * 1 * 1}$$

$$V = 0,1241$$

4.3.9 LINEAS DE INFLUENCIA.

Analizamos las líneas de influencia para colocar la carga viva, de tal manera que produzca efectos máximos.

La línea de influencia es un gráfico que define la variación de un esfuerzo en un punto fijo de la estructura a medida que se mueve una carga unitaria sobre ella.

La línea de influencia es diferente al diagrama de momento o cortante o a la elástica de la viga, estos representan la variación de la función a lo largo de la viga para una serie de cargas definidas y el otro define como varía V, M o δ en un punto específico cuando se mueve una carga unitaria sobre la viga.

La línea de influencia utiliza una carga unitaria ya que por los conceptos de linealidad, proporcionalidad y superposición se puede determinar la función específica simplemente multiplicando el valor de la línea de influencia por el valor de la carga real.

Este método se utiliza mucho para cargas vivas sobre puentes, puentes grúas, bandas transportadoras y especialmente en aquellas estructuras con cargas móviles.

Determinación de la línea de influencia.- La línea de influencia es una gráfica en la cual las ordenadas representan una fuerza interna o deflexión y la abscisa representa la posición de una carga unitaria. Para su construcción se define el punto de estudio sobre la estructura, se comienza a variar la posición de la carga puntual y se encuentra el valor del esfuerzo interno a medida que se mueve la carga, se puede construir una tabla del valor de la función vs. la posición de la carga y después se grafica. Otro método es encontrando la ecuación de la línea de influencia y graficando.

Construimos la línea de influencia para la reacción en A.- Encontrando la ecuación de la variación de la reacción en A, a medida que se mueve una carga unitaria. Se parte de encontrar esa reacción en función de la posición x de la carga $P=1,0$. Aplicando ecuaciones de equilibrio o encontrando la reacción por proporciones tenemos:

$$R_A = \frac{P*(L-x)}{L} \quad (4.8)$$

$$R_B = \frac{P*x}{L} \quad (4.9)$$

Notemos que la ecuación (4.8) tiene pendiente negativa y con una variación lineal para R_A .

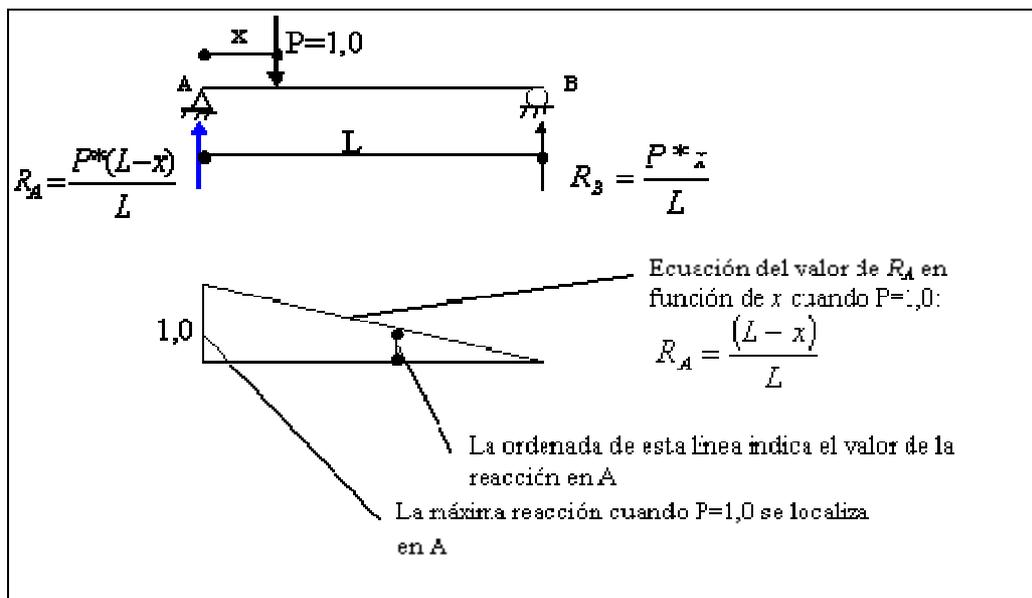


Fig. 4.10 Línea de influencia para reacción

Para obtener el valor de la reacción en A para cualquier carga P , se multiplica la ordenada de la línea de influencia por el valor de la carga.

Línea de influencia para el cortante en A: Se determina la variación del cortante en A por el método de las secciones:

Al tener una carga puntual, se parte de encontrar primero las reacciones en función de la posición x , y después se aplica el método de las secciones partiendo por el punto al cual se le quiere determinar la línea de influencia:

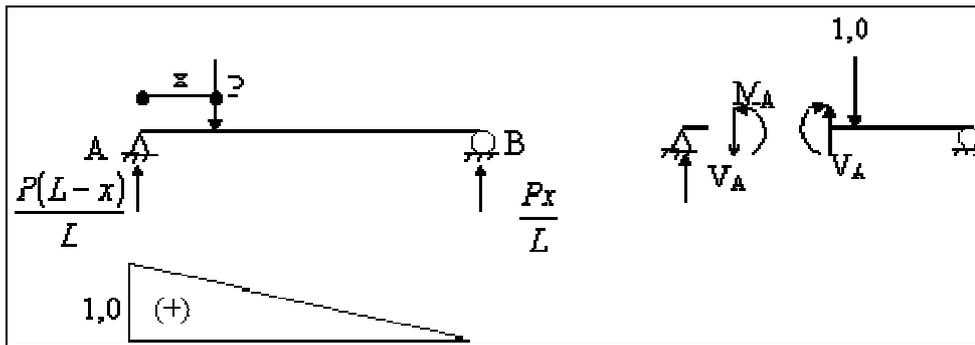


Fig. 4.11 Línea de influencia para cortante

Cumpliendo con las ecuaciones de equilibrio en la sección y localizando la carga en $x > 0$ tenemos:

$$\sum Fy = 0 = -V_A + R_A \Rightarrow V_A = R_A \quad (4.10)$$

En este caso concluimos que la línea de influencia del cortante en A es igual a la de la reacción en A, se cumple también que $R_B = V_B$.

Uso de las líneas de influencia para el caso de cargas distribuidas.- En realidad una línea de influencia para una carga distribuida no se podría encontrar como tal, pero la línea de influencia de la carga puntual se puede usar para determinar en que tramos colocar la carga distribuida para que produzca los valores máximos en un punto.

Si sabemos que el valor de la reacción, cortante o momento en un punto esta dado por la por la ordenada "y" de la línea de influencia multiplicada por el valor de la carga actuante P; entonces para una serie de cargas P, o sea una carga distribuida, el valor del cortante, momento o reacción se podría determinar por la suma de todos los cortantes o momentos de cada una de las cargas:

$$\sum P * y$$

Para cargas distribuidas podemos considerar que cada carga P corresponde al valor de la carga distribuida por una longitud pequeña de viga Δx , dándonos la sumatoria como:

$$\sum w \cdot dx \cdot y = w \cdot \sum y \cdot dx = w \int y \cdot dx = w * \text{area_bajo_la_linea_de_influencia} \quad (4.11)$$

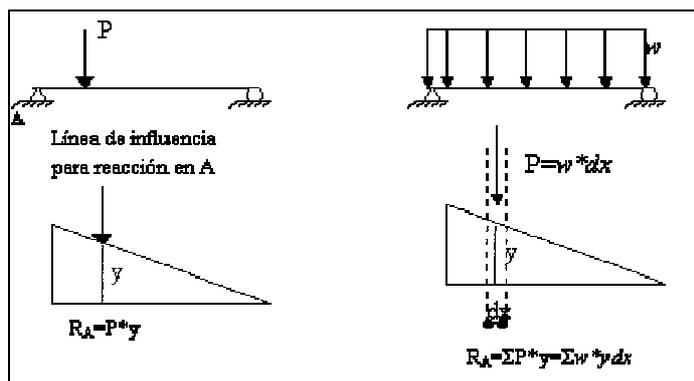


Fig. 4.12 Línea de influencia cortante para carga distribuida

4.3.9.1 Líneas de influencia para carga distribuida incrementando la longitud de aplicación

Para el análisis de las líneas de influencia tanto para el momento flector como para fuerza cortante lo realizamos en tres casos.

CASO 1.- Se incrementó la longitud de aplicación de la carga distribuida en intervalos de 10 pies, comenzando desde 0 hasta completar la totalidad de la longitud del puente que son los 236 pies, como se indica en la Fig. 4.13

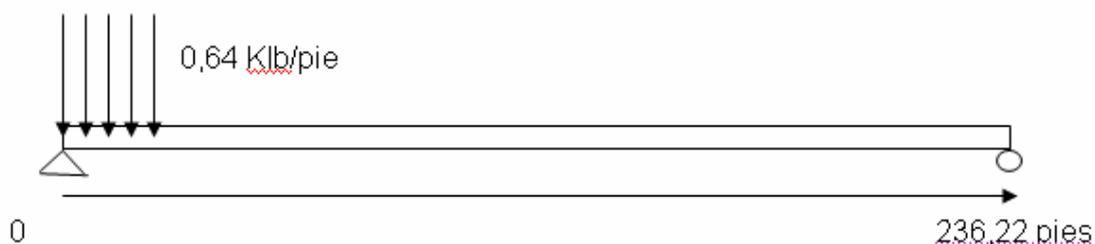


Fig. 4.13 Incremento de la longitud de aplicación de la carga distribuida

Se obtuvo los datos que están en la tabla 4.9, obteniendo un momento máximo de 4463.67 klb*pie a una distancia de 119.1 pies y un cortante de 75.59 klb en el extremo, estos valores se obtienen cuando la franja de carga se encuentra en toda la longitud del puente.

Tabla. 4.9 Datos caso 1

Posición (pies)	Momento máximo (klbs*pie)	Distancia(pies)	Cortante máx. (klbs)
0	0	0	0
10	30,6453	10	-6,265
20	117,1626	20	-12,258

30	252,5823	28	-17,981
40	428,851	36	-23,433
50	639,4664	44	-28,613
60	877,9259	52	-33,523
70	1137,7272	60	-38,162
80	1413,0677	66	-42,53
90	1698,2768	72	-46,627
100	1988,4779	78	-50,453
110	2278,794	84	-54,009
120	2564,3485	90	-57,293
130	2841,2522	94	-60,306
140	3105,4711	98	-63,048
150	3353,7538	102	-65,52
160	3582,8492	106	-67,72
170	3789,7259	108	-69,65
180	3972,4958	112	-71,309
190	4128,6736	114	-72,696
200	4256,4141	116	-73,819
210	4354,5333	116	-74,659
220	4421,9323	118	-75,234
230	4457,8028	118	-75,538
236,22	4463,6758	119,103	-75,59

CASO 2.- Se incrementó la longitud de aplicación de la carga distribuida en intervalos de 10 pies, partiendo del centro hacia los extremos como se indica en la Fig. 4.25

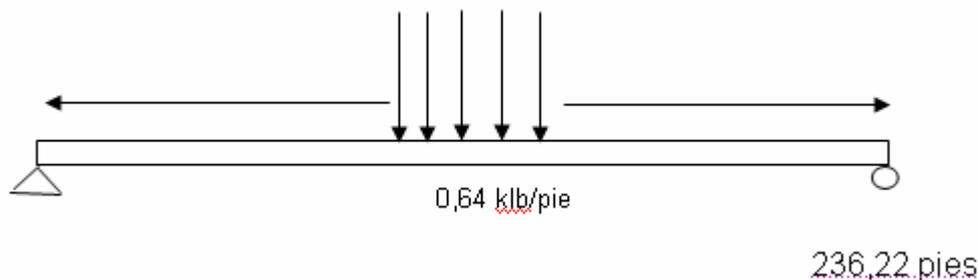


Fig. 4.14 Incremento de la longitud de aplicación de la carga distribuida, partiendo del centro

Se obtuvo los datos que se encuentran en la tabla 4.10, obteniendo un momento máximo de 4463.67 klb*pie a una distancia de 119.1 pies y un cortante de 75.59 klb en el extremo, estos valores se obtienen cuando la franja de carga se encuentra en toda la longitud del puente, los valores son similares al caso anterior.

Tabla. 4.10 Datos caso 2

Posición (pies)	Momento máx. (klbs*pie)	Cortante Máx. klbs
0	0	0
10	723,904	-6,4
20	1383,808	-12,8
30	1979,712	-19,2
40	2511,616	-25,6
50	2979,52	-32
60	3383,424	-38,4
70	3723,328	-44,8
80	3999,232	-51,2
90	4211,136	-57,6
100	4359,04	-64
110	4442,944	-70,4
118,11	4463,678	-75,59

CASO 3.- Se incrementó la longitud de aplicación de la carga distribuida en intervalos de 10 pies, comenzando desde el centro hacia uno de los lados, hasta llegar al final, como se indica en la Fig. 4.14.

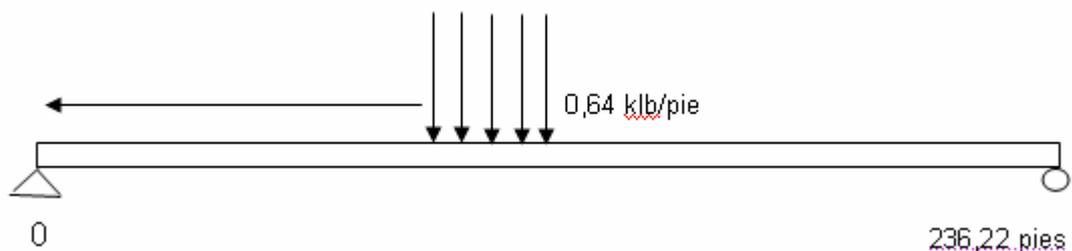


Fig. 4.15 Incremento de la longitud de aplicación de la carga distribuida, partiendo del centro hacia un lado

Se obtuvo los datos que se encuentran en la tabla 4.11, obteniendo un momento máximo de 2510.8 klb*pie a una distancia de 89.3 pies y un cortante de 56.69 klb en el extremo, estos valores se obtienen cuando la franja de carga se encuentra ocupando la mitad del puente, los valores son menores a los casos 1 y 2.

Tabla. 4.11 Datos caso 3

Posición (pies)	Momento máximo		Cortante máximo (klb)
	(klb/pie)	distancia (pies)	
10	369,28	113,15	-3,34
20	718,7	109,18	-6,94
30	1044,72	105,21	-10,82
40	1344,11	101,24	-14,97
50	1613,82	99,25	-19,39
60	1851,92	95,28	-24,08
70	2055,75	93,3	-29,04
80	2223,51	91,31	-34,27
90	2353,58	89,32	-39,77
100	2445,55	89,32	-45,55
110	2497,73	89,32	-51,59
118	2510,82	89,32	-56,69

Luego del análisis de los tres casos determinamos que el máximo momento y cortante se produce en el caso1 con la franja de carga en toda su longitud.

La carga puntual para momento y cortante de 18 y 26 klbs respectivamente se debe colocar en los puntos donde se produce los máximos valores los mismos que se encuentran analizados a continuación.

La función para determinar la línea de influencia de la fuerza cortante:

$$V_A = P * \frac{(L - x)}{L}$$

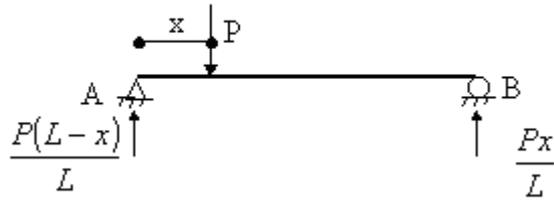
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE

$$L := 236 \text{ pies}$$

$$w := 0.64 \frac{\text{klb}}{\text{pie}}$$

$$P := 26 \text{ klb}$$

$$x := 0, 1..L$$



$$V(x) := \frac{L-x}{L}$$

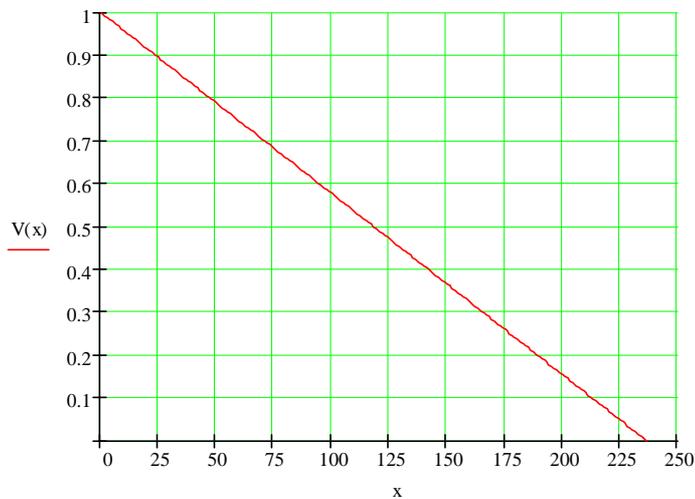
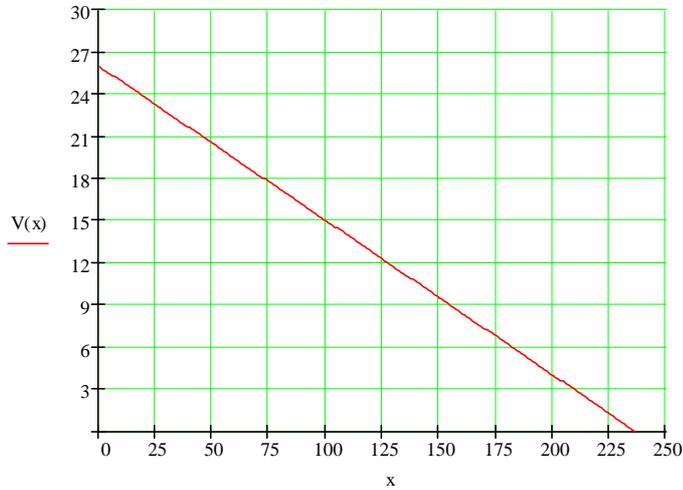


Gráfico 4.1 línea de influencia típica para cortante

El Gráfico 4.1 representamos la línea de influencia típica para esta longitud, en donde la ordenada representa una fuerza interna y la abscisa representa la posición de la carga. Y para obtener el valor de la cortante para cualquier carga \$P\$ se multiplica la ordenada por la línea de influencia por el valor de la carga, la misma que se la representa en el Gráfico 4.2. Y en la Grafica 4.3 representamos la línea de influencia para cortante sometida a las dos cargas: la carga de franja y la puntual.

$$V(x) := P \cdot \left(\frac{L-x}{L} \right)$$

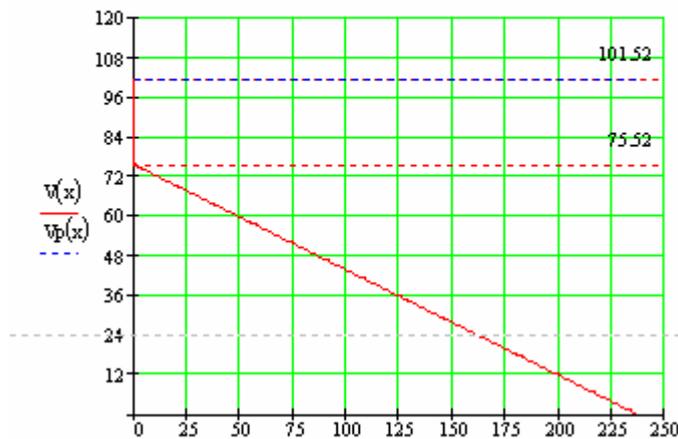


V(x)	x
26.000	0
24.898	10
23.797	20
22.695	30
21.593	40
20.492	50
19.390	60
18.288	70
17.186	80
16.085	90
14.983	100
13.881	110
12.780	120
11.678	130
10.576	140
9.475	150
8.373	160
7.271	170
6.169	180
5.068	190
3.966	200
2.864	210
1.763	220
0	236

Grafico 4.2 Línea de influencia para cortante sometida a una carga P

$$V(x) := w \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right)$$

$$V_p(x) := P \cdot \left(\frac{L-0}{L} \right) + w \cdot \left(\frac{L-0}{2} \right)$$



V(x)	x
101,52	0
75,52	0
72,32	10
69,12	20
65,92	30
62,72	40
59,52	50
56,32	60
53,12	70
49,92	80
46,72	90
43,52	100
40,32	110
37,12	120
33,92	130
30,72	140
27,52	150
24,32	160
21,12	170
17,92	180
14,72	190
11,52	200
8,32	210
5,12	220
0	236

Grafico 4.3 Línea de influencia para cortante con carga de franja y puntual

Del cual obtenemos un cortante de 101.52 klbs. y se encuentra ubicado en el apoyo, siendo este el punto mas critico.

La función para determinar la línea de influencia para momentos:

$$M = P * \left[\frac{(L-x)}{L} \right] * x$$

LINEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTOS

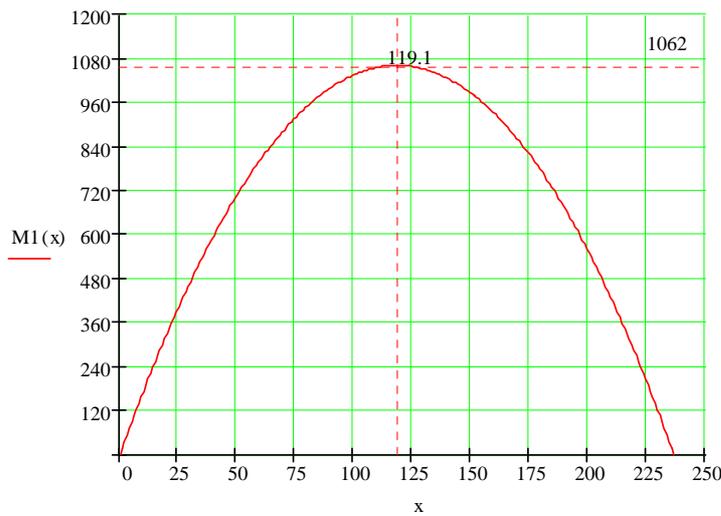
L := 236 pies

w := 0.64 $\frac{\text{klb}}{\text{pie}}$

P := 18 klb

x := 0, 1.. L

$$M1(x) := P \cdot \left[\frac{(L-x)}{L} \right] \cdot (x)$$

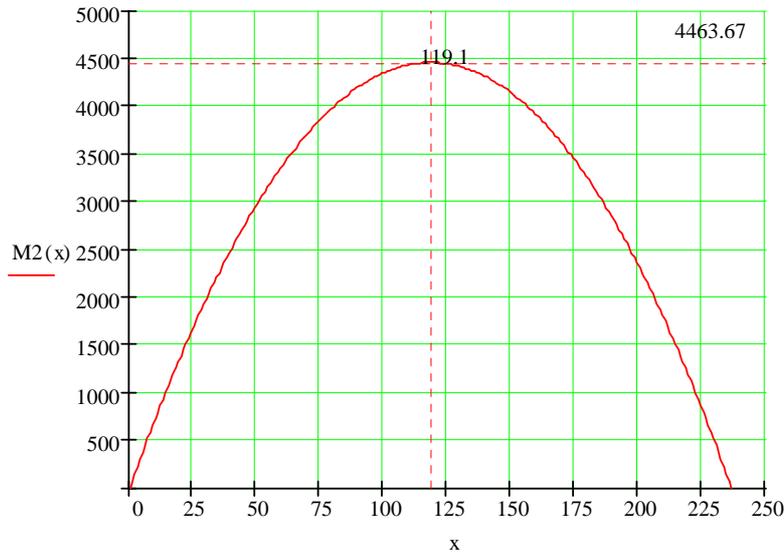


M(x)	x
0,00	0
172,37	10
329,49	20
471,36	30
597,97	40
709,32	50
805,42	60
886,27	70
951,86	80
1002,00	90
1037,00	100
1057,00	110
1062,00	119
1051,00	130
1025,00	140
983,90	150
927,46	160
855,76	170
768,81	180
666,61	190
549,15	200
416,44	210
268,48	220
0,00	236

Gráfico 4.4 Línea de influencia para momentos y una carga P

El Gráfico 4.4 representamos la línea de influencia típica para momentos en esta longitud, sometida a una carga P, los Gráfico 4.5. Representa la línea de influencia de la franja de carga. Y en la Grafica 4.6 ilustramos la curva correspondiente a la sumatoria de los valores máximos.

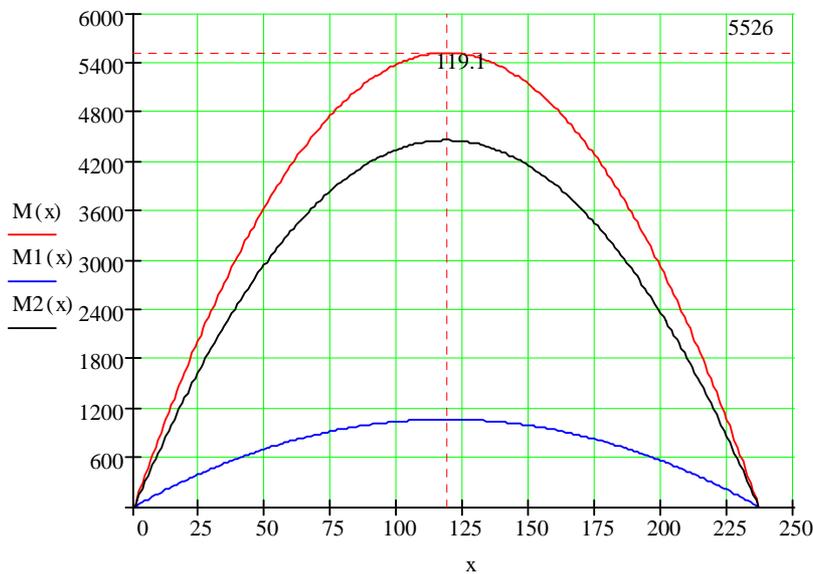
$$M_2(x) := w \cdot x \cdot \left(\frac{L - x}{2} \right)$$



M(x)	x
0,00	0
723,20	10
1382,00	20
1978,00	30
2509,00	40
2976,00	50
3379,00	60
3718,00	70
3994,00	80
4205,00	90
4352,00	100
4435,00	110
4463,67	119
4410,00	130
4301,00	140
4128,00	150
3891,00	160
3590,00	170
3226,00	180
2797,00	190
2304,00	200
1747,00	210
1126,00	220
0,00	236

Grafico 4.5 Línea de influencia para momento de carga distribuida

$$M(x) := P \cdot \left[\frac{L - x}{L} \right] \cdot x + w \cdot \left(\frac{L - x}{2} \right) \cdot x$$



M(x)	x
0,00	0
895,57	10
1712,00	20
2449,00	30
3107,00	40
3685,00	50
4185,00	60
4605,00	70
4945,00	80
5207,00	90
5389,00	100
5492,00	110
5526,00	119
5461,00	130
5326,00	140
5112,00	150
4819,00	160
4446,00	170
3994,00	180
3463,00	190
2853,00	200
2164,00	210
1395,00	220
0,00	230

Grafico 4.6 Líneas de influencia para momento

De este análisis concluimos que el momento máximo se produce a 119.1 pies medidos desde un extremo del puente y su valor 5526 klbs*pie.

4.4 INGRESO DE DATOS.

Luego de haber determinado las dimensiones de los elementos que conforman el puente, y las cargas que este soporta. Ingresamos estos datos en el programa SAP para realizar la simulación estática.

A continuación detallamos el procedimiento para el ingreso de estos datos:

4.4.1 Construcción del modelo del puente.

- Una vez ingresado al programa vamos a *new model*, escogemos las unidades en la que vamos a trabajar, la plantilla *2D trusses* que es la que nos va a servir de modelo.(Fig. 4.16)

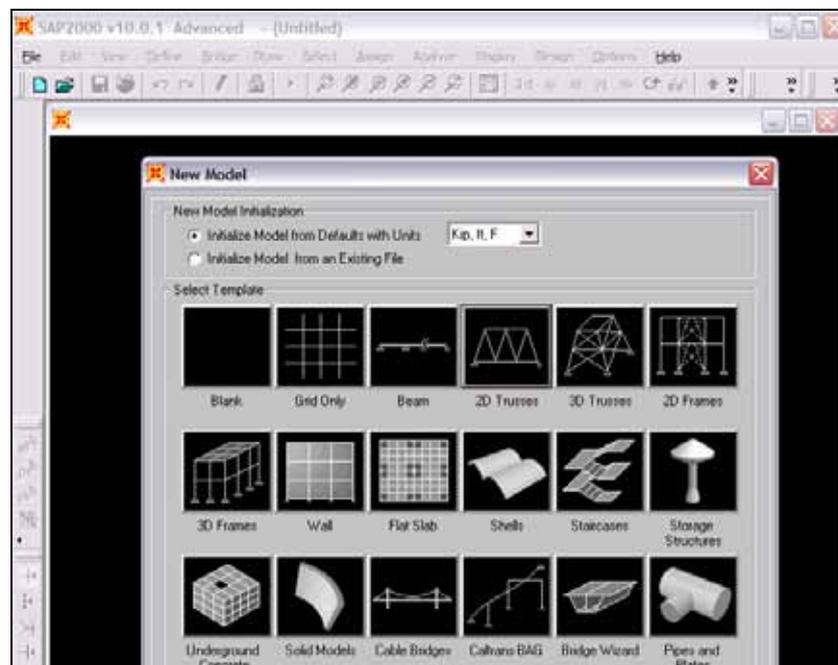


Fig. 4.16 Plantilla New Model, SAP2000

- Ingresamos la altura, el número y longitud de divisiones de la superestructura, luego dibujamos el modelo de nuestro puente. (Fig. 4.17).

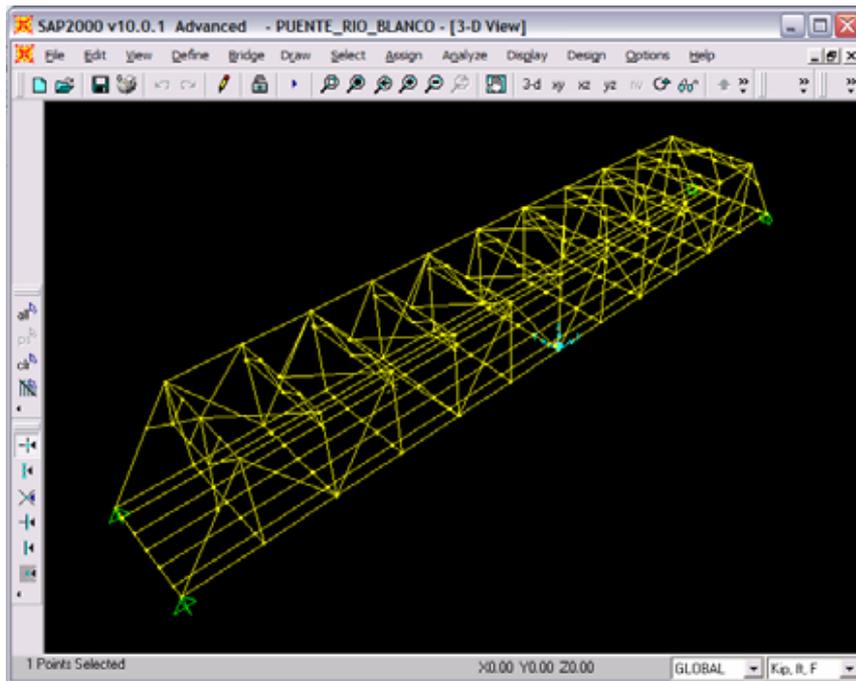


Fig. 4.17 Modelo del puente, SAP2000

- Definimos los materiales y sus propiedades, también escogemos los perfiles (*frames*) y adicionamos los que no se encuentran en el listado del programa de acuerdo a las dimensiones que da el AISC escogiendo por colores para diferenciarlos, y asignamos al elemento correspondiente. Incluimos también la capa de hormigón. (Fig.4.18).

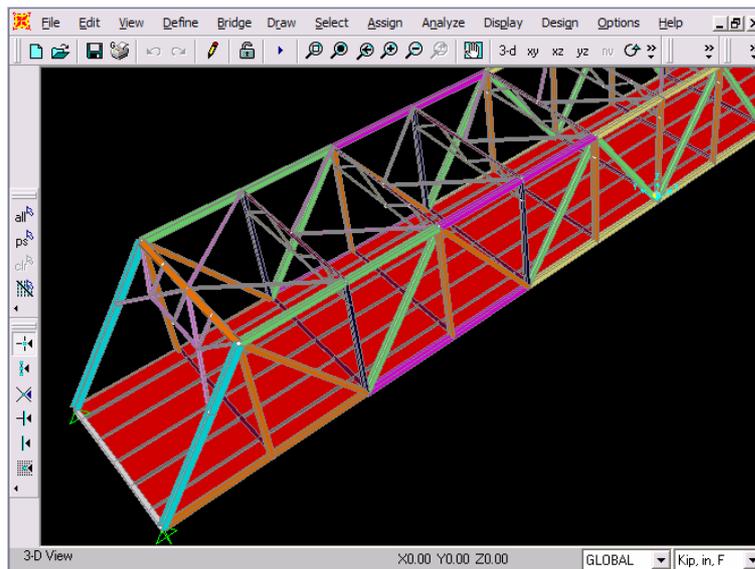


Fig. 4.18 Asignación de elementos, SAP2000

4.4.2 Ingreso de cargas en el programa

- Definimos en el programa las cargas soportadas por el puente. (Fig. 4.19)

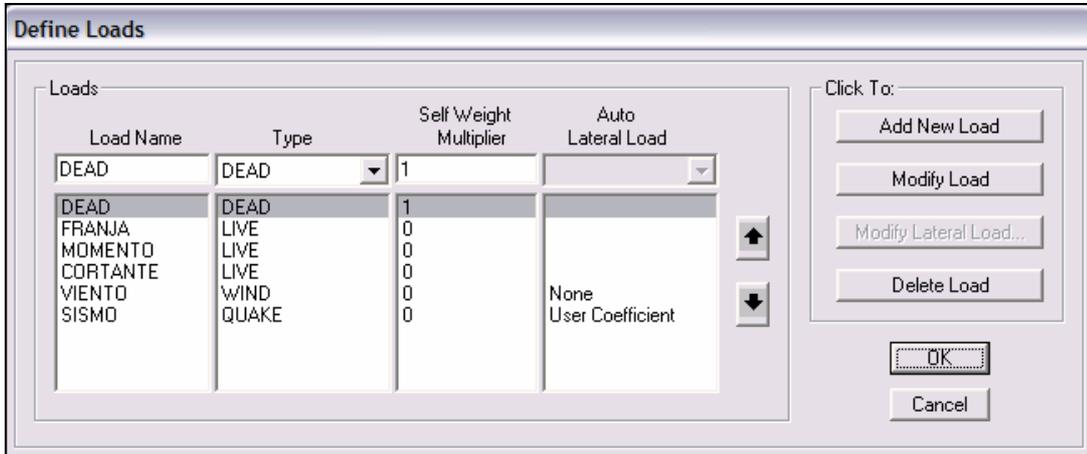


Fig. 4.19 Definición de cargas sobre el puente, SAP2000

- Asignamos a los elementos, nudos y secciones en la que se encuentran aplicadas las cargas. (Fig.4.20).

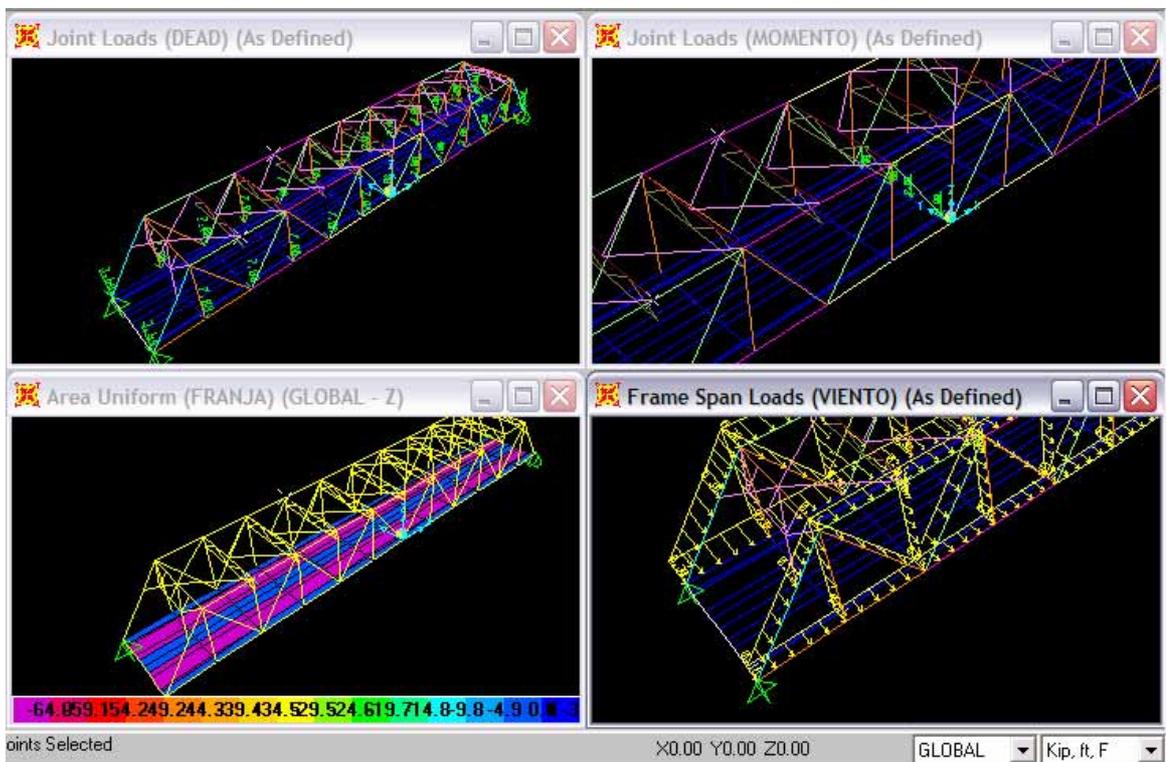


Fig. 4.20 Asignación de cargas, SAP2000

- Para el ingreso de cargas sísmicas, utilizamos la opción definidas por el usuario (*User Coefficient*), los coeficientes lo determinamos utilizando el CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción), y el periodo fundamental de vibración T obtenemos del análisis con SAP (Fig. 4.21)

Fig. 4.21 Asignación de carga sísmica, SAP2000

- Luego utilizamos las combinaciones de carga para el diseño por esfuerzos admisibles de las normas AASHTO 3.22. (Tabla 4.12).

Tabla. 4.12 Combinaciones de carga

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS														
		D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	

Donde: D: Carga muerta.
L: Carga viva.
I: Impacto por carga viva.
E: Presión de tierra.
B: Fuerza de flotación.
W: Carga de viento sobre la estructura.
WL: Carga de viento sobre la carga viva.
LF: Fuerza longitudinal causada por la carga viva.
CF: Fuerza centrífuga.
T: Temperatura.
EQ: Sismo.
SF: Presión del flujo de la corriente.
ICE: Presión causada por el hielo.

De todas estas cargas utilizamos solo las que están actuando en el puente analizado.

Entonces las combinaciones resultantes para nuestro caso serán:

- (I) $D+L+I$ (Para cargas por cortante)
- (II) $D+L+I$ (Para cargas por momento)
- (III) $D+w$
- (IV) $D+L+I+0.3*W+WL+LF$ (Para cargas por cortante)
- (V) $D+L+I+0.3*W+WL+LF$ (Para cargas por momento)
- (VI) $D+EQ_x$
- (VII) $D+EQ_y$

Las combinaciones en SAP 2000 para la simulación:

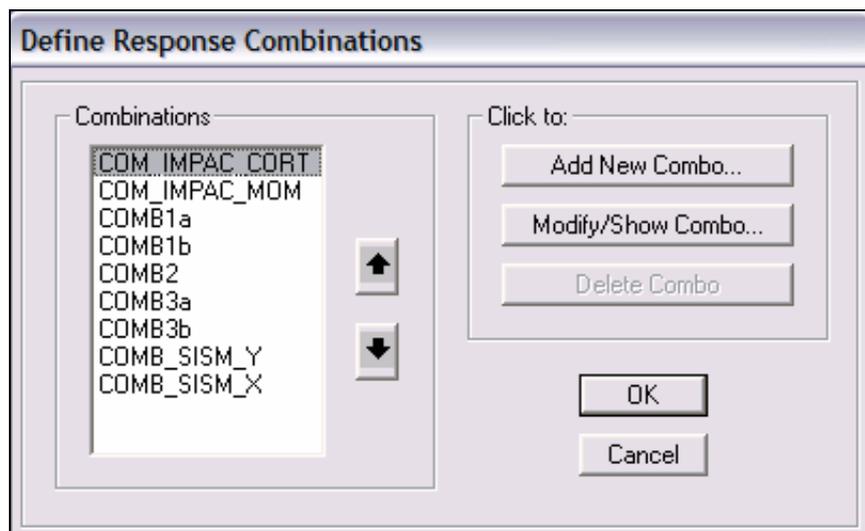


Fig. 4.22 Combinaciones de carga en SAP 2000

4.5 CÁLCULO Y SIMULACIÓN ESTÁTICA.

Para el análisis estructural del puente utilizamos las líneas de influencia para determinar las posiciones de las cargas de tránsito donde produce los máximos esfuerzos, además a esto utilizamos el criterio de las normas AASHTO 3.29, para puentes de luz simple, gobierna la cargas estándar de franja para claros mayores a 120 pies para cortante y mayores a 140 pies para momentos las que se encuentran tabuladas en el apéndice A de las AASHTO.

4.5.1 SIMULACIÓN ESTÁTICA CON SAP 2000

Para la simulación estática del puente utilizamos los criterios anteriormente descritos, la figura 4.23 muestra todas las cargas que consideró el programa para la corrida.

Para las corridas el programa considera que todas las juntas empernadas se encuentran en buen estado, por lo que existe un pequeño rango de incertidumbre en los resultados. Esto se debe a que no es posible extraer una probeta para realizar los ensayos destructivos con el fin de evaluar las propiedades actuales del perno sin alterar las mismas, debido al deterioro de

las cabezas de los pernos, por lo que se sugiere inmediatamente sustituir los pernos en mal estado

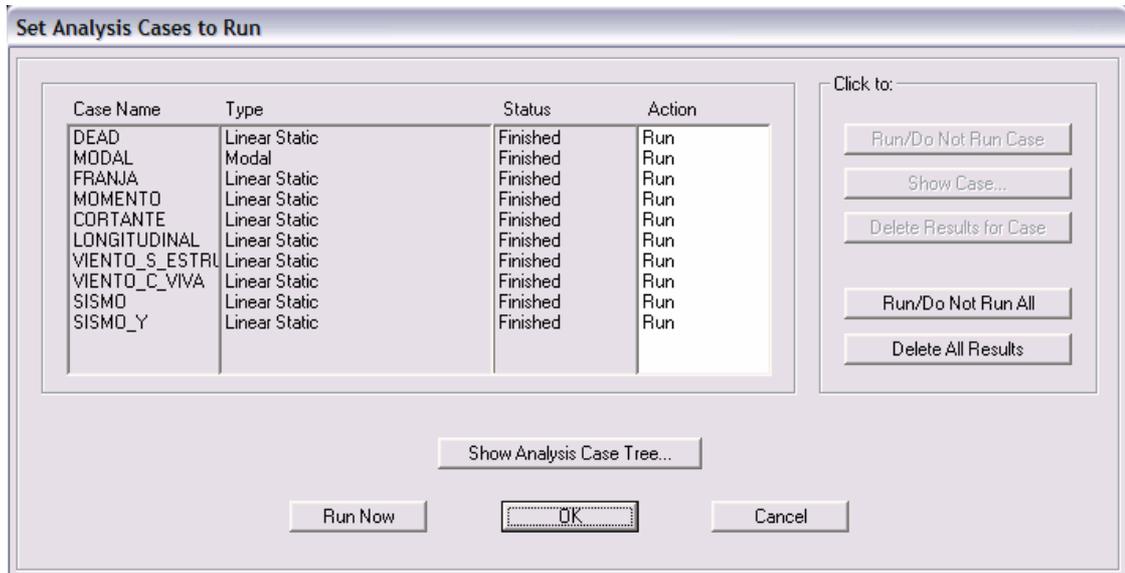


Fig. 4.23 Cargas consideradas para la corrida

Y realizamos la corrida del programa la cual arroja lo que se muestra en la figura 4.24, para posteriormente analizar los resultados.

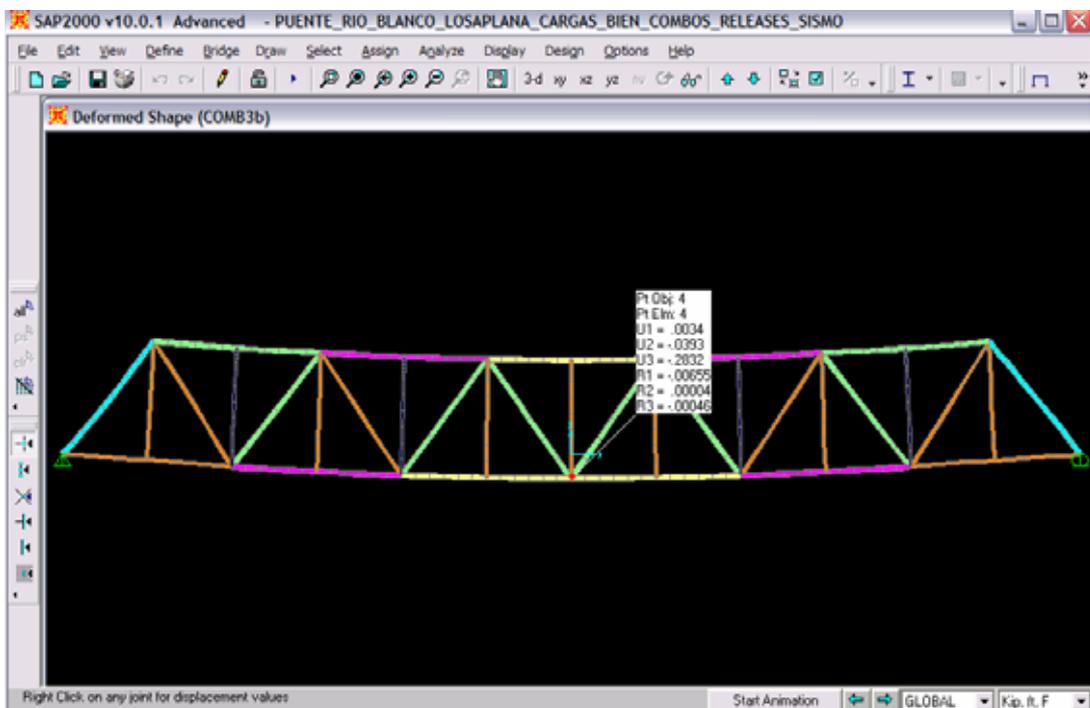


Fig. 4.24 Deformada del puente

4.5.1.1 Chequeo de la superestructura con SAP2000

Luego de corrido el programa realizamos el chequeo utilizando la opción del diseño de elementos por la norma AISC-ASD-89, con el cual analizamos, y el programa arroja los siguientes resultados de acuerdo a la razón de demanda capacidad para cada elemento como se ve en la (fig. 4.25), donde los colores nos ayudan a visualizar si los elementos son o no críticos, mediante estos resultados realizamos un análisis de los esfuerzos principales de estos elementos.

Esta simulación se lo realizó con las medidas de fabricación, es decir sin considerar la disminución en el área transversal debido a la corrosión, con el objetivo de comprobar la resistencia del puente sometido a las cargas de diseño(HS-20-44).

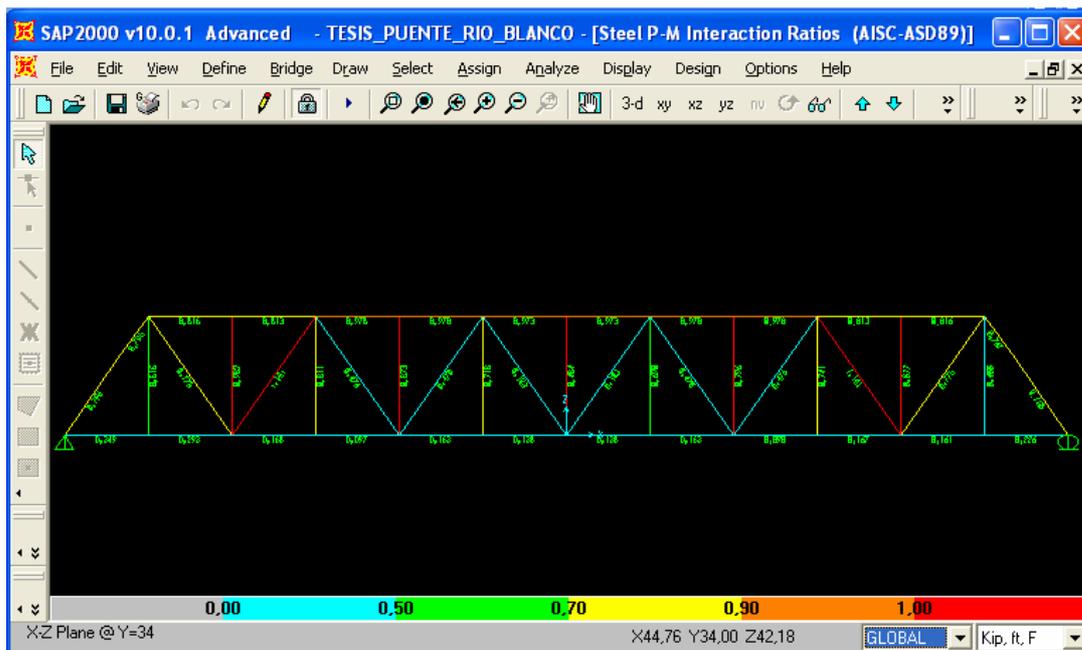


Fig. 4.25 Razón demanda capacidad.

Tabla. 4.13 Resumen de la relación demanda capacidad de diseño

Frame	DesignSect	ELEMENTO	Combo	TotalRatio	PRatio	MMajRatio	MMinRatio
Text	Text	Planos	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
114	2L6X4X3/8	A-I'0-S'1-S1	COMB_SISM_Y	1,2149	0,4236	0,3369	0,4545
191	2L6X4X3/8	A-I'12-S'11-S11	COMB_SISM_Y	1,1526	0,4029	0,3163	0,4334
63	W14X43	I'2-S'2	COMB_SISM_Y	1,1379	0,1076	1,0298	0,0005
22	W14X99	S9-I10	COMB1b	1,1246	0,8342	0,0000	0,2903
56	W14X99	S`9-I`10	COMB1b	1,1246	0,8342	0,0000	0,2903
13	W14X99	I2-S3	COMB1b	1,1246	0,8342	0,0000	0,2903
47	W14X99	I'2-S'3	COMB1b	1,1246	0,8342	0,0000	0,2903
80	W14X43	I'10-S'10	COMB_SISM_Y	1,0481	0,1021	0,9456	0,0005
76	W14X43	I'8-S'8	COMB_SISM_Y	1,0401	0,1102	0,9295	0,0005
33	W14X43	I2-S2	COMB_SISM_Y	1,0206	0,0275	0,9930	0,0000
67	W14X43	I'4-S'4	COMB_SISM_Y	1,0094	0,0186	0,9904	0,0004
38	W14X43	I4-S4	COMB_SISM_Y	0,9845	0,0355	0,9489	0,0001
75	W14X132	S3-S5	COMB1b	0,9785	0,8966	0,0010	0,0809
82	W14X132	S7-S9	COMB1b	0,9785	0,8966	0,0010	0,0809
108	W14X132	S`3-S`5	COMB1b	0,9785	0,8966	0,0010	0,0809
112	W14X132	S`7-S`9	COMB1b	0,9785	0,8966	0,0010	0,0809
79	W14X145	S5-S7	COMB1b	0,9735	0,9096	0,0000	0,0639
110	W14X145	S`5-S`7	COMB1b	0,9735	0,9096	0,0000	0,0639
61	W14X43	I10-S10	COMB_SISM_Y	0,9381	0,0274	0,9107	0,0000
46	W14X43	I8-S8	COMB_SISM_Y	0,9247	0,0353	0,8891	0,0002
88	W14X99	S9-S11	COMB1b	0,8169	0,7474	0,0009	0,0686
118	W14X99	S`9-S`11	COMB1b	0,8169	0,7474	0,0009	0,0686
71	W14X99	S1-S3	COMB1b	0,8169	0,7474	0,0009	0,0686
103	W14X99	S`1-S`3	COMB1b	0,8169	0,7474	0,0009	0,0686
401	W21X93	I1-I`1	COMB1a	0,8121	0,0102	0,7986	0,0034

4.6 ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

Cuando a un cuerpo sólido se le aplican cargas, éstas tienden a deformarlo aproximando o alejando sus moléculas unas de otras. El cuerpo reacciona contra esas cargas oponiendo acciones internas que tratan de contrarrestar las deformaciones. Estas acciones internas son las fuerzas de resistencia del material que tratan de mantener invariable la distancia entre las moléculas, impidiendo que el cuerpo se rompa, a la intensidad de la carga ejercida sobre una sección del material es lo que se denomina esfuerzo.

Para el análisis de los esfuerzos ya se considera la corrosión en los elementos y una de las consecuencias principales que esto involucra, que es la disminución en el área transversal de los perfiles, para el caso del puente en estudio luego de tomar las medidas en los elementos principales se llegó a la conclusión de que ha disminuido 1mm. en cada cara de los perfiles.

Los esfuerzos predominantes en el puente son: normal, cortante y flexión, que son descritos a continuación.

4.6.1. ESFUERZO NORMAL

Cuando sobre un elemento actúan dos fuerzas cuyas direcciones coinciden con su eje longitudinal y de sentido divergente, ese cuerpo está sometido a un esfuerzo normal; si estas fuerzas provocan un alargamiento del miembro, se le conoce como esfuerzo de tracción y por el contrario si provocan un acortamiento se lo conoce como compresión.

Para el análisis del esfuerzo normal o axial tomamos los datos de las tablas que nos proporciona el programa SAP2000 en donde hace una relación demanda capacidad la cual se lo conoce como PRatio, la misma que es una fracción del TotalRatio si esta es mayor que la unidad el elemento estaría trabajando sobre su límite de capacidad, lo recomendable es que esta relación se mantenga menor que la unidad, tomaremos los más críticos los mismos que se encuentran detallados en la tabla 4.14, en caso de ser requerido la tabla completa se encuentra en el Anexo D, además en esta incluye el tipo de perfil, el área transversal, la combinación de cargas por la cual el elemento se torna crítico y la carga axial a la que está sometido el elemento.

Tabla. 4.14 Resumen de la tabla de esfuerzos normales

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC-ASD89								
Frame	DesignSect	Área	Combo	P	TotalRatio	PRatio	ffa	Fa
Text	Text	In ²	Text	Kip	Unitless	Unitless	Kip/in2	Kip/in2
75	1W14X132	34,533	COMB1b	-752,477	1,0951	0,9891	21,7903	22,0303
82	1W14X132	34,533	COMB1b	-752,477	1,0951	0,9891	21,7903	22,0303
108	1W14X132	34,533	COMB1b	-752,477	1,0951	0,9891	21,7903	22,0303
112	1W14X132	34,533	COMB1b	-752,477	1,0951	0,9891	21,7903	22,0303
79	W14X145	38,801	COMB1b	-857,968	1,0391	0,9674	22,1118	22,8566
110	W14X145	38,801	COMB1b	-857,968	1,0391	0,9674	22,1118	22,8566
22	W14X99	25,457	COMB1b	-290,396	1,5346	0,9185	11,4073	12,4188
56	W14X99	25,457	COMB1b	-290,396	1,5346	0,9185	11,4073	12,4188
13	W14X99	25,457	COMB1b	-290,395	1,5345	0,9185	11,4072	12,4188
47	W14X99	25,457	COMB1b	-290,395	1,5345	0,9185	11,4072	12,4188
71	W14X99	25,457	COMB1b	-464,43	0,9123	0,8234	18,2437	22,1573
88	W14X99	25,457	COMB1b	-464,43	0,9123	0,8234	18,2437	22,1573
103	W14X99	25,457	COMB1b	-464,43	0,9123	0,8234	18,2437	22,1573
118	W14X99	25,457	COMB1b	-464,43	0,9123	0,8234	18,2437	22,1573
17	W14X61	14,984	COMB1b	362,128	0,8794	0,8056	24,1684	5,4731
51	W14X61	14,984	COMB1b	362,128	0,8794	0,8056	24,1684	5,4731
18	W14X61	14,984	COMB1b	362,118	0,8794	0,8056	24,1677	5,4731
52	W14X61	14,984	COMB1b	362,118	0,8794	0,8056	24,1677	5,4731
167	2L6X4X1/2	9,500	COMB_SISM_Y	-21,438	0,8057	0,7103	2,2567	2,3827
84	W14X176	47,880	COMB1b	-443,575	0,7926	0,6486	9,2643	14,2836
100	W14X176	47,880	COMB1b	-443,565	0,7934	0,6486	9,2641	14,2836
19	W14X61	14,984	COMB1b	208,981	0,5387	0,4649	13,9473	5,4731
53	W14X61	14,984	COMB1b	208,981	0,5387	0,4649	13,9473	5,4731
16	W14X61	14,984	COMB1b	208,98	0,5387	0,4649	13,9473	5,4731
50	W14X61	14,984	COMB1b	208,98	0,5387	0,4649	13,9473	5,4731
86	W14X176	47,880	COMB_SISM_Y	-397,655	0,8568	0,4361	8,3052	14,2836
106	W14X176	47,880	COMB_SISM_Y	-393,044	0,8349	0,4310	8,2089	14,2836

A continuación un ejemplo de cómo halla el SAP2000 el valor del PRatio.

$$fa = \frac{P}{A} \quad (4.12).$$

$$fa = \frac{752,477klb}{34,533plg^2}$$

$$fa = 21,79 \frac{klb}{plg^2}$$

$$Fa = 22,030 \frac{klb}{plg^2} \quad \text{AASHTO tabla 10.32.1A}$$

$$PRatio = \frac{fa}{Fa} \quad (4.13).$$

$$PRatio = \frac{21,79}{22,03}$$

$$PRatio = 0,989$$

Donde:

fa= esfuerzo axial debido a la carga(klb/plg²)

Fa= esfuerzo axial admisible (klb/plg²)

P= carga axial (klb)

A= Área transversal (plg²)

PRatio= relación demanda capacidad bajo carga axial

Para asumir estos valores verificamos realizando ejemplo de cálculo utilizando la estática básica por el método de los nudos para estructuras planas, para esto primero hallamos las reacciones de las vigas longitudinales interiores sobre la viga de piso, luego las reacciones de esta sobre los nudos principales inferiores de la cuerda exterior.

ANALISIS DEL LARGUERO INTERIOR

L := 19.68 pies

DL := 0.725 Klb/ pie Carga muerta total

El máximo cortante por carga muerta ocurre en los apoyos y es igual a

$$VDL := \frac{DL(L)}{2}$$

VDL = 7.134 Klb

ANALISIS DE LA VIGA DE PISO

Máximo cortante está en los apoyos

entonces el calculo de las reacciones es:

W_v := 0.099 Klb - pie de W30X99

C_{vereda} := 7.08 Klb

$$RDL := \frac{3 \cdot (2 \cdot VDL)}{2} + \frac{W_v \cdot 34}{2} + \frac{2 \cdot (C_{vereda} + 2 \cdot VDL)}{2}$$

RDL = 44.433

VDL_p := 44.433 Klb

el primer término corresponde a los 3 largeros intermedios y el segundo término es el peso de la viga y el tercer termino son de los 2 largeros exteriores

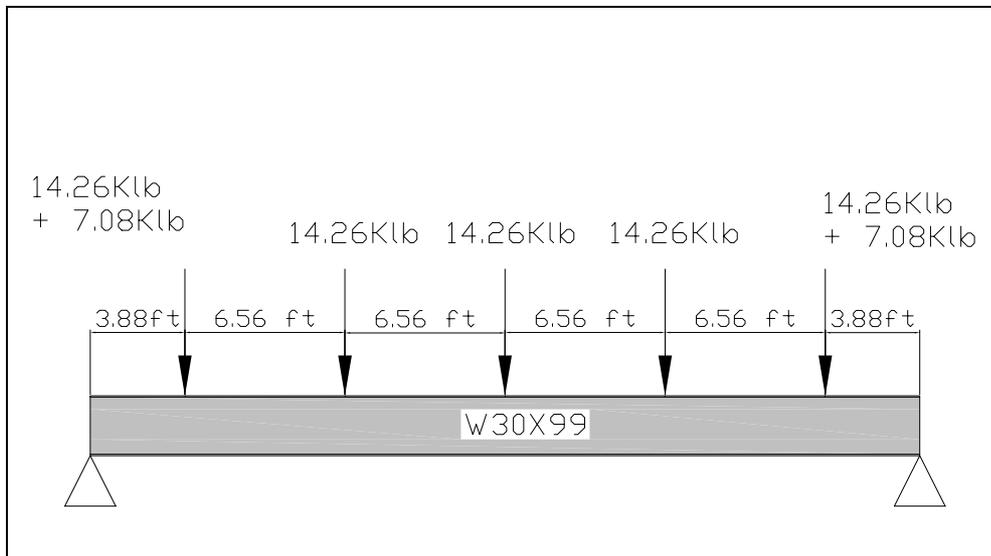


Fig. 4.26. Cargas aplicadas sobre la viga de piso

ANALISIS DE ESFUERZOS NORMALES

para el análisis de los esfuerzos axiales en los elementos y nudos calculamos por el método de los nudos

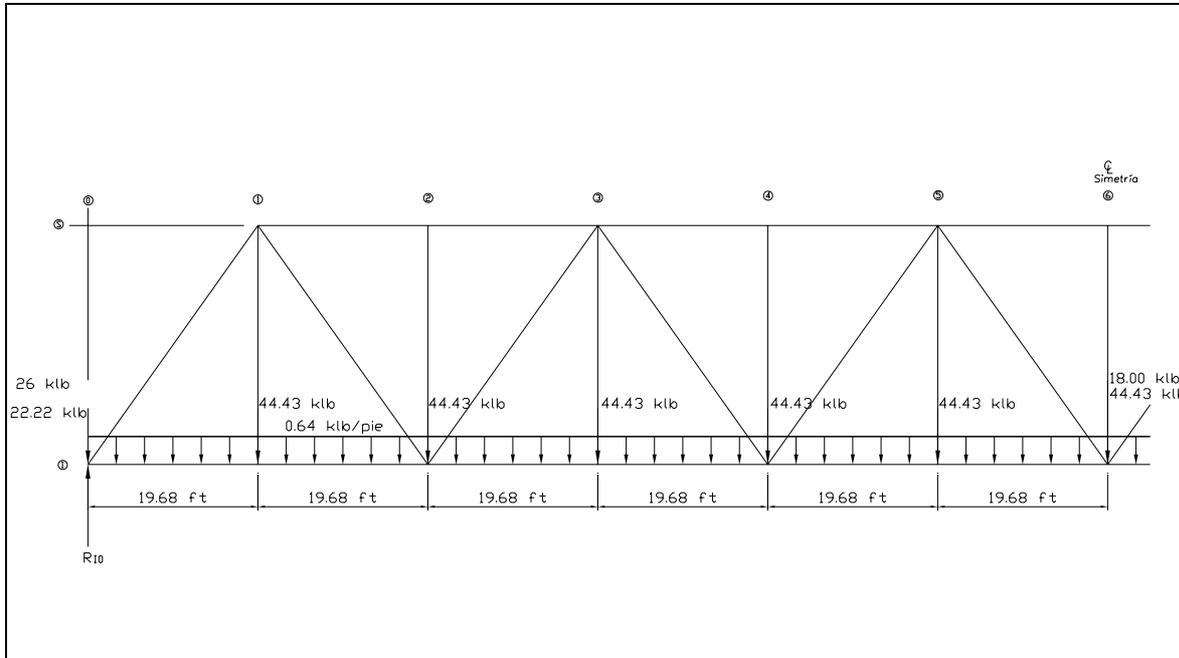


Fig. 4.27 Cargas para el análisis por el método de los nudos

$$C_{up} := 0.64 \cdot 236.22$$

$$C_{up} = 151.18 \quad \text{klb} \quad \text{carga puntual equivalente de la carga uniforme}$$

$$RDL_p := 44.433 \quad \text{klb}$$

$$CPE := C_{up} + RDL_p \cdot 12 + 18 \quad \text{carga puntual equivalente total en y}$$

$$CPE = 702.38 \quad \text{klb}$$

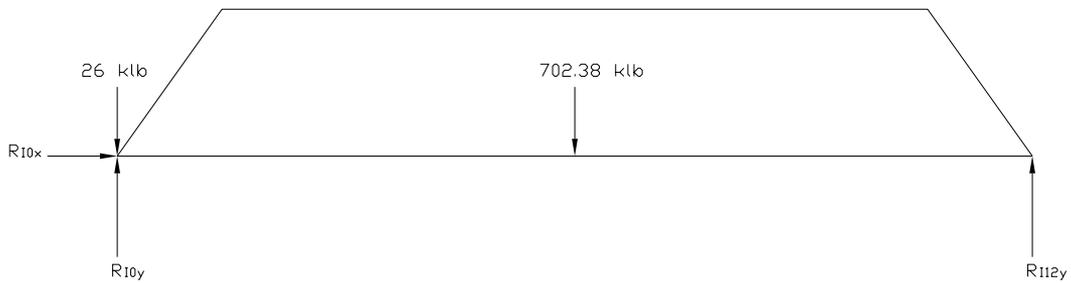
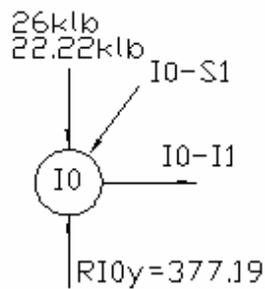


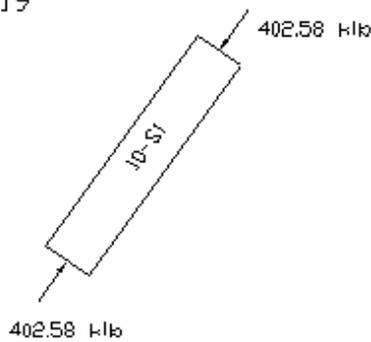
Fig. 4.28 Diagrama de cuerpo libre del puente

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &:= 0 \\ R_{10x} &:= 0 \\ \Sigma F_y &:= 0 \\ R_{10y} + R_{112y} &:= 702.38 + 26 \\ \Sigma M_{I0} &:= 0 \\ 702.38 \cdot 118.11 &:= R_{112y} \cdot 236.22 \\ R_{112y} &:= 351.19 \\ R_{10y} &:= 377.19 \end{aligned}$$

NUDO I0



$$\begin{aligned} \Sigma F_y &= 0 \\ I_{0_S1} &:= \frac{R_{10y} - 22.22 - 26}{\sin\left(\pi \cdot \frac{54.8}{180}\right)} \\ I_{0_S1} &= 402.58 \text{ klb} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} A_{14 \times 176} &:= 51.8 \text{ plg}^2 \\ \sigma &:= \frac{-I_{0_S1}}{A_{14 \times 176}} \\ \sigma &= -7.77 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \quad + \end{aligned}$$

Comparación de cargas axiales:

Carga axial del puntal diagonal extremo (I0-S1, W14x176) en SAP2000:

$P = 397,655$ a la que le consideramos valor teórico.

Carga axial calculado por el método de los nudos: $P=402,58$ valor practico.

$$Error = \frac{P_{Teórico} - P_{Práctico}}{P_{Teórico}} * 100$$

$$Error = \frac{397,655 - 402,58}{397,655} * 100$$

$$Error = -1,238\%$$

Con esto consideramos que los valores del SAP2000 son fiables para nuestro análisis.

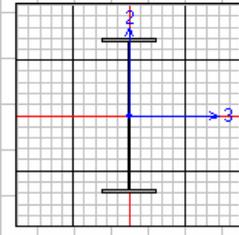
4.6.2. ESFUERZO CORTANTE

Cuando sobre un sólido actúan dos fuerzas de dirección perpendicular al eje longitudinal de sentidos contrarios en dos secciones infinitamente próximas, el sólido estará sometido a un esfuerzo cortante.

Para el análisis del esfuerzo cortante tomamos los datos de las tablas de chequeo que nos proporciona el programa SAP2000 en donde hace una relación demanda capacidad la cual se lo conoce como VRatio, si esta es mayor que la unidad el elemento estaría trabajando sobre su límite de capacidad, lo recomendable es que esta relación se mantenga menor que la unidad, se encuentran detallados en la tabla 4.15, para el elemento I6-I6´ W30x99, en caso de ser requerido la tabla completa se encuentra en el Anexo D, además en esta incluye el tipo de perfil, el área, la combinación de cargas y la fuerza cortante a la que está sometido el elemento.

Tabla 4.15 Resumen de la tabla para el chequeo de esfuerzos cortantes.

Steel Stress Check Data AISC-ASD89										
File										
AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK										
Combo	: COMB1b									
Units	: Kip, in, F									
Frame	: 370		Design Sect:	1W30X99						
X Mid	: 0,000		Design Type:	Beam						
Y Mid	: 23,260		Frame Type:	Moment Resisting Frame						
Z Mid	: 0,000		Sect Class:	Compact						
Length	: 46,520		Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc	: 0,000		RLLF	: 1,000						
Area	: 24,859		SMajor	: 232,320		rMajor	: 11,765		AUMajor	: 13,063
IMajor	: 3440,779		SMinor	: 21,433		rMinor	: 2,120		AUMinor	: 10,265
IMinor	: 111,675		ZMajor	: 267,958		E	: 29000,000			
Ixy	: 0,000		ZMinor	: 33,473		Fy	: 50,000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS										
Location			P	M33	M22	U2	U3	T		
0,000			-20,156	2639,879	0,135	45,044	-0,002	0,000		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO										
Governing Equation (H1-3)	Total Ratio		P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
	0,375		= 0,031	+ 0,344	+ 0,000	1,000	OK			
AXIAL FORCE DESIGN										
	P Force		fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable					
Axial	-20,156		0,811	26,555	30,000					
MOMENT DESIGN										
	M Moment		Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
Major Moment	2639,879		11,363	33,000	124,165	1,000	1,000	8,770	1,751	
Minor Moment	0,135		0,006	37,500	309,989	0,850	1,000	1,000		
SHEAR DESIGN										
	U Force		Fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion			
Major Shear	45,044		3,448	16,658	0,207	OK	0,000			
Minor Shear	0,002		2,085E-04	20,000	1,042E-05	OK	0,000			



A continuación un ejemplo de cómo halla el SAP2000 el valor del VRatio en el elemento I6-I6' en uno de sus extremos.

$$fv = \frac{V}{t * h1} \quad (4.14).$$

$$fv = \frac{45,044klb}{0,441plg * 28,429plg}$$

$$fv = 3,5915 \frac{klb}{plg^2}$$

$$Fv = 16,658 \frac{klb}{plg^2} \quad \text{AASHTO tabla 10.32.1A}$$

$$VRatio = \frac{fv}{Fv} \quad (4.15).$$

$$VRatio = \frac{3,5915}{16,658}$$

$$VRatio = 0,2156$$

Donde:

fv = esfuerzo cortante debido a la carga(klb/plg²)

Fv = esfuerzo cortante admisible (klb/plg²)

V= carga cortante (klb)

A= Área transversal (plg²)

t = espesor del alma (plg)

VRatio= relación demanda capacidad bajo carga cortante

Para asumir estos valores verificamos realizando un ejemplo de cálculo utilizando la estática básica. El valor del cortante encontrado anteriormente es: V= 44,433 klb.

Comparación de fuerzas cortantes:

Fuerza cortante de una viga de piso intermedia (I6-I6') en el SAP2000:

V = 45,044 klb, a la que le consideramos valor teórico.

La fuerza cortante calculada con la estática básica: V= 44,433 klb, valor práctico.

$$Error = \frac{P_{Teórico} - P_{Práctico}}{P_{Teórico}} * 100$$

$$Error = \frac{45,044 - 44,433}{45,044} * 100$$

$$Error = 1,35\%$$

Con esto consideramos que los valores del SAP2000 son fiables para nuestro análisis. Además vemos que la relación demanda – capacidad por cortante son mínimas como se lo ilustra en la tabla 4.15, la cual no afectaría en el correcto funcionamiento del puente.

4.6.3. ESFUERZO DE FLEXIÓN

Cuando sobre un sólido actúan una o más fuerzas de dirección perpendicular al eje longitudinal, el sólido estará sometido a un esfuerzo de flexión el cual se caracteriza por producir en el cuerpo el apareamiento de esfuerzos de tracción a un lado del eje neutro y de compresión al otro, producto de la deflexión en el cuerpo, esta deflexión puede ser producida también cuando el elemento esta sometido a cargas axiales entonces se produce una combinación de esfuerzos.

4.6.3.1. Flexión y compresión combinadas.

Para el análisis del esfuerzos combinados tomamos los datos de las tablas que nos proporciona el programa SAP2000 en donde realiza una sumatoria de las relaciones demanda capacidad tanto de compresión como la flexión en los dos ejes denominados como PRatio, MMajRatio y MMinRatio respectivamente, producto del cual encontramos el RatioTotal, si esta es mayor que la unidad el elemento estaría trabajando sobre su limite de capacidad, lo recomendable es que esta relación se mantenga menor que la unidad, tomaremos los valores más altos, los mismos que se encuentran detallados en la tabla 4.16, en caso de ser requerido la tabla completa se encuentra en el Anexo D, además en esta incluye el tipo de perfil y las variables con la que el programa realiza el análisis.

Tabla 4.16 Resumen de la tabla flexión y compresión combinados

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC-ASD89																		
Frame	Desi	Combo		MMajor	MMinor	TotalRatio		MMajRatio	MMinRatio	ffa	Fa	Ft	ffbMajor	FbMajor	FeMajor	ffbMinor	FbMinor	r
Text	T	Text	p	Kip-in	Kip-in	Unitless		Unitless	Unitless	Kip/in2	Kip/in2	Kip/in2	Kip/in2	Kip/in2	Kip/in2	Kip/in2	Kip/in2	
22	W14X99	COMB1b	-290,396	-5,228E-15	-87,3220	1,5346	0,9185	0,0000	0,6160	11,4073	12,4188	30	3,761E-	21,1268	34,2183	1,781	35,4848	12,4188
56	W14X99	COMB1b	-290,396	-5,228E-15	-87,3220	1,5346	0,9185	0,0000	0,6160	11,4073	12,4188	30	3,761E-	21,1268	34,2183	1,781	35,4848	12,4188
13	W14X99	COMB1b	-290,395	-5,228E-15	-87,3220	1,5345	0,9185	0,0000	0,6160	11,4072	12,4188	30	3,761E-	21,1268	34,2183	1,781	35,4848	12,4188
47	W14X99	COMB1b	-290,395	-5,228E-15	-87,3220	1,5345	0,9185	0,0000	0,6160	11,4072	12,4188	30	3,761E-	21,1268	34,2183	1,781	35,4848	12,4188
63	W14X43	COMB_SISM Y	-7,75	832,418	-0,2750	1,3189	0,0194	1,2989	0,0006	0,7746	4,9707	30	16,3252	9,4264	68,4299	0,029	37,5	4,9707
80	W14X43	COMB_SISM Y	-7,371	767,446	0,2690	1,3093	0,1112	1,1975	0,0006	0,7367	4,9707	30	15,051	9,4264	68,4299	0,029	37,5	4,9707
33	W14X43	COMB_SISM Y	-1,883	800,09	-0,0057	1,2769	0,0284	1,2485	0,0000	0,1882	4,9707	30	15,6912	9,4264	68,4299	0,001	37,5	4,9707
67	W14X43	COMB_SISM Y	-8,312	804,693	-0,2050	1,2769	0,0208	1,2557	0,0004	0,8307	4,9707	30	15,7815	9,4264	68,4299	0,022	37,5	4,9707
114	2L6X4X3/8	COMB_SISM Y	-52,554	-61,584	52,9260	1,2665	0,4235	0,3567	0,4863	7,2802	12,8933	21,6	9,2801	19,675	34,7659	11,666	19,675	24,5188
38	W14X43	COMB_SISM Y	-2,489	768,903	0,1190	1,2376	0,0375	1,1998	0,0003	0,2487	4,9707	30	15,0795	9,4264	68,4299	0,013	37,5	4,9707
191	2L6X4X3/8	COMB_SISM Y	-50,099	-58,54	51,1870	1,2040	0,4037	0,3362	0,4641	6,9401	12,8933	21,6	8,8213	19,675	34,7659	11,282	19,675	24,5188
76	W14X43	COMB_SISM Y	-8,038	757,6	0,2590	1,2028	0,0201	1,1822	0,0005	0,8033	4,9707	30	14,8579	9,4264	68,4299	0,028	37,5	4,9707
61	W14X43	COMB_SISM Y	-1,87	736,84	0,0013	1,1780	0,0282	1,1498	0,0000	0,1869	4,9707	30	14,4507	9,4264	68,4299	0,000	37,5	4,9707
46	W14X43	COMB_SISM Y	-2,475	722,982	-0,1600	1,1658	0,0373	1,1282	0,0003	0,2473	4,9707	30	14,179	9,4264	68,4299	0,017	37,5	4,9707
75	1W14X132	COMB1b	-752,477	-6,317	-120,1150	1,0951	0,9891	0,0012	0,1048	21,7903	22,0303	30	0,034	30	106,6174	1,864	37,5	36,5047
108	1W14	COMB1b	,477	6,317	-120,1150	1,0951	0,9891	0,0012	0,1048	21,7903	22,0303	30	0,034	30	106,6174		37,5	
82	1W14X132	COMB1b	-752,477	-6,317	-120,1150	1,0951	0,9891	0,0012	0,1048	21,7903	22,0303	30	0,034	30	106,6174	1,864	37,5	36,5047
112	1W14X132	COMB1b	-752,477	6,317	-120,1150	1,0951	0,9891	0,0012	0,1048	21,7903	22,0303	30	0,034	30	106,6174	1,864	37,5	36,5047
79	W14X145	COMB1b	-857,968	-0,226	-122,0600	1,0391	0,9674	0,0000	0,0717	22,1118	22,8566	30	0,0011	30	107,989	1,523	37,5	42,6352
110	W14X145	COMB1b	-857,968	0,226	-122,0600	1,0391	0,9674	0,0000	0,0717	22,1118	22,8566	30	0,0011	30	107,989	1,523	37,5	42,6352
88	W14X99	COMB1b	-464,43	4,745	-91,8640	0,9123	0,8234	0,0012	0,0877	18,2437	22,1573	30	0,0341	30	102,8927	1,873	35,4848	37,3428
118	W14X99	COMB1b	-464,43	-4,745	-91,8640	0,9123	0,8234	0,0012	0,0877	18,2437	22,1573	30	0,0341	30	102,8927	1,873	35,4848	37,3428
71	W14X99	COMB1b	-464,43	4,713	-91,8600	0,9123	0,8234	0,0012	0,0877	18,2437	22,1573	30	0,0339	30	102,8927	1,873	35,4848	37,3428
103	W14X99	COMB1b	-464,43	-4,713	-91,8600	0,9123	0,8234	0,0012	0,0877	18,2437	22,1573	30	0,0339	30	102,8927	1,873	35,4848	37,3428
401	W21X93	COMB1a	-6,064	4994,257	-2,3930	0,8957	0,0101	0,8824	0,0032	0,2512	24,8671	30	29,1194	33	68,6762	0,121	37,5	82,326

A continuación un ejemplo de cómo halla el SAP2000 el valor del TotalRatio para el elemento (S3-S5).

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cmx * fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F'ex}\right) * Fbx} + \frac{Cmy * fby}{\left(1 - \frac{fa}{F'ey}\right) * Fby} \leq 1.0 \quad (4.16).$$

$$\frac{21,790}{22,030} + \frac{0,85 * 1,864}{\left(1 - \frac{21,790}{36,505}\right) * 37,5} + \frac{0,85 * 0,034}{\left(1 - \frac{21,790}{106,617}\right) * 30} \leq 1.0$$

$$0,989 + 0,001 + 0,105 \leq 1,0$$

$$1.095 \leq 1$$

Donde: Cmx = Relación entre el momento menor y el mayor en el eje X

Cmy = Relación entre el momento menor y el mayor en el eje Y

fbx = Esfuerzo de flexión a compresión en eje X

fby = Esfuerzo de flexión a compresión en eje Y

F'ex= Esfuerzo de Euler dividido por factor de seguridad en el eje X

F'ey= Esfuerzo de Euler dividido por factor de seguridad en el eje Y

Fbx= Esfuerzo de compresión admisible en el eje X

Fby= Esfuerzo de compresión admisible en el eje Y

Al analizar el elemento luego de que ha disminuido su espesor por corrosión concluimos que esta sobretensionada.

Para asumir estos valores verificamos realizando un ejemplo de cálculo, utilizando los mismos esfuerzos pero variando los factores, F.S., K y Cm, de acuerdo a las normas AASHTO 10.36.

$$F'ex = \frac{\pi^2 * E}{F.S. * \left(\frac{Kbx * Lbx}{rbx}\right)^2} \quad (4.17)$$

$$F'ex = \frac{3,14159^2 * 29000}{2,12 * \left(\frac{0,85 * 409,8426}{6,312}\right)^2}$$

$$F`ex = 44,32246$$

$$F`ey = \frac{\pi^2 * E}{F.S. * \left(\frac{Kby * Lby}{rby} \right)^2}$$

$$F`ey = \frac{3,14159^2 * 29000}{2,12 * \left(\frac{0,85 * 409,8426}{3,693} \right)^2}$$

$$F`ey = 15,1722$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cmx * fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F`ex}\right) * Fbx} + \frac{Cmy * fby}{\left(1 - \frac{fa}{F`ey}\right) * Fby} \leq 1.0$$

$$\frac{21,790}{22,030} + \frac{1 * 0.034}{\left(1 - \frac{21,790}{44,32246}\right) * 30} + \frac{1 * 1,864}{\left(1 - \frac{21,790}{15,1722}\right) * 37.5} \leq 1.0$$

$$0,989 + 0,00223 + |-0,11396| \leq 1,0$$

$$1,10519 \quad 1,0$$

Comparación:

TotalRatio para el elemento (S3-S5) en el SAP2000= **1,095** a la que consideramos valor teórico.

TotalRatio para el elemento (S3-S5) en el SAP2000 utilizando los factores de las normas AASHTO= **1,10519** a la que consideramos valor práctico

$$Error = \frac{P_{Teórico} - P_{Práctico}}{P_{Teórico}} * 100$$

$$Error = \frac{1.095 - 1,10519}{1.095} * 100$$

$$Error = 0.93\%$$

Con esto consideramos que los valores del SAP2000 son fiables para nuestro análisis.

A continuación en la tabla 4.17, enumeramos los elementos que se encuentran sobre-tensionados, la combinación de carga que lo provoca y las relaciones demanda capacidad de las cargas axial, flexión y cortante; en caso de ser requerido la tabla completa se encuentra en el Anexo D.

Tabla 4.17 Resumen de la relación demanda capacidad del estado actual

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - AISC-ASD89								
Frame	DesignSect	Elemento	Combo	TotalRatio	PRatio	MMajRatio	MMinRatio	VMajorRatio
Text	Text	Planos	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
56	W14X99	S'9 – I'10	COMB1b	1,534565	0,918547	0	0,616018	0,008397
22	W14X99	S9 – I10	COMB1b	1,534565	0,918547	0	0,616018	0,004198
47	W14X99	I'2 – S'3	COMB1b	1,534529	0,918543	0	0,615986	0,008397
13	W14X99	I2 – S3	COMB1b	1,534529	0,918543	0	0,615986	0,004198
63	W14X43	I'2 – S'2	COMB_SISM_Y	1,318873	0,019366	1,298923	0,000584	0,171958
80	W14X43	I'10 – S'10	COMB_SISM_Y	1,309267	0,111157	1,19754	0,00057	0,158462
33	W14X43	I2 – S2	COMB_SISM_Y	1,276882	0,028392	1,248478	0	0,170619
67	W14X43	I'4 – S'4	COMB_SISM_Y	1,276864	0,020768	1,255661	0,000435	0,166088
114	2L6X4X3/8	A-I'0– S'1 – S1	COMB_SISM_Y	1,266515	0,423497	0,356722	0,486296	0,009392
38	W14X43	I4 – S4	COMB_SISM_Y	1,237595	0,03753	1,199813	0,000253	0,163968
191	2L6X4X3/8	A-I'12-S'11-S11	COMB_SISM_Y	1,203973	0,403714	0,33616	0,4641	0,00911
76	W14X43	I'8 – S'8	COMB_SISM_Y	1,202809	0,020083	1,182176	0,000549	0,156296
61	W14X43	I10 – S10	COMB_SISM_Y	1,177988	0,028204	1,149781	0	0,15713
46	W14X43	I8 – S8	COMB_SISM_Y	1,165817	0,03732	1,128157	0,000339	0,154175
108	1W14X132	S'3 – S'5	COMB1b	1,095147	0,989108	0,001211	0,104828	0,004397
75	1W14X132	S3 – S5	COMB1b	1,095147	0,989108	0,001211	0,104828	0,002314
112	1W14X132	S'7 – S'9	COMB1b	1,095146	0,989108	0,001211	0,104828	0,004367
82	1W14X132	S7 – S9	COMB1b	1,095146	0,989108	0,001211	0,104828	0,002276
110	W14X145	S'5 – S'7	COMB1b	1,039144	0,967415	0	0,071691	0,004103
79	W14X145	S5 – S7	COMB1b	1,039144	0,967415	0	0,071691	0,002116
118	W14X99	S'9 – S'11	COMB1b	0,912273	0,82337	0,001176	0,087727	0,00638
88	W14X99	S9 – S11	COMB1b	0,912273	0,82337	0,001176	0,087727	0,003317
103	W14X99	S'1 – S'3	COMB1b	0,912262	0,82337	0,001168	0,087724	0,006431
71	W14X99	S1 – S3	COMB1b	0,912262	0,82337	0,001168	0,087724	0,003372
401	W21X93	I1 – I'1	COMB1a	0,895733	0,010102	0,882407	0,003225	0,228593

Observando la tabla 4.17 nos damos cuenta que existen elementos sobretensionados que necesitan ser reforzados, las características del reforzamiento se encuentran en el capítulo VI en la sección 4.1.2, luego realizamos la simulación en SAP2000, la cual nos arroja los siguientes resultados.

Tabla 4.18 Resumen de la relación demanda capacidad con los refuerzos

TABLE: Stee s - 89							
Fram	Desig	EI	Combo	TotalRatio	PRatio	MMajRatio	MMinRatio
Text	Text		Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
114	2L6X4X3/8	A-I'0-S'1-S1	COMB_SISM_Y	1,1941	0,4008	0,3368	0,4565
191	2L6X4X3/8	A-I'12-S'11-S11	COMB_SISM_Y	1,1325	0,3810	0,3165	0,4350
401	W21X93	I1-I'1	COMB1a	0,8960	0,0102	0,8825	0,0033
22	1W14X132R	S3-S5	COMB1b	0,8694	0,7993	0,0008	0,0694
56	1W14X132R	S'3-S'5	COMB1b	0,8694	0,7993	0,0008	0,0694
33	1W14X132R	S7-S9	COMB1b	0,8694	0,7993	0,0008	0,0694
61	1W14X132R	S'7-S'9	COMB1b	0,8694	0,7993	0,0008	0,0694
25	W14X45R	S5-S7	COMB1b	0,8401	0,7886	0,0000	0,0514
27	W14X45R	S'5-S'7	COMB1b	0,8401	0,7886	0,0000	0,0514
63	W14X43R	I'2-S'2	COMB_SISM_Y	0,7967	0,0880	0,7083	0,0004
67	W14X43R	I'4-S'4	COMB_SISM_Y	0,7836	0,0967	0,6866	0,0003
88	W14X99R2	S9-S11	COMB1b	0,7752	0,7004	0,0009	0,0739
118	W14X99R2	S'9-S'11	COMB1b	0,7752	0,7004	0,0009	0,0739
71	W14X99R2	S1-S3	COMB1b	0,7752	0,7004	0,0009	0,0739
103	W14X99R2	S'1-S'3	COMB1b	0,7752	0,7004	0,0009	0,0739
31	W14X99R	S'9-I'10	COMB1b	0,7615	0,6392	0,0000	0,1222
47	W14X99R	S9-I10	COMB1b	0,7615	0,6392	0,0000	0,1222
13	W14X99R	I2-S3	COMB1b	0,7614	0,6392	0,0000	0,1222
29	W14X99R	I'2-S'3	COMB1b	0,7614	0,6392	0,0000	0,1222
76	W14X43R	I'8-S'8	COMB_SISM_Y	0,7371	0,0931	0,6437	0,0004
79	W14X43R	I'10-S'10	COMB_SISM_Y	0,7327	0,0830	0,6494	0,0003
80	W14X43R	I1-S2	COMB_SISM_Y	0,7037	0,0197	0,6838	0,0002
38	W14X43R	I4-S4	COMB_SISM_Y	0,6880	0,0291	0,6589	0,0000
93	W14X43R	I10-S10	COMB_SISM_Y	0,6458	0,0196	0,6261	0,0001
46	W14X43R	I8-S8	COMB_SISM_Y	0,6457	0,0289	0,6167	0,0000

En la tabla 4.19 realizamos una comparación de las relaciones demanda capacidad de la estructura de diseño, estado actual y reforzado.

Tabla 4.19 Comparación de la relación demanda capacidad

TABLA: DISEÑO	TABLA ESTADO ACTUAL				TABLA:
TotalRatio	DesignSect	Elemento	Combo	TotalRatio	TotalRatio
Unitless	Text	Planos	Text	Unitless	Unitless
1,1246	W14X99	S'9 – I'10	COMB1b	1,5346	0,7615
	W14X99	S9 – I10	COMB1b	1,5346	0,7615
1,1246	W14X99	I'2 – S'3	COMB1b	1,5345	0,7614
1,1246	W14X99	I2 – S3	COMB1b	1,5345	0,7614
1,1379	W14X43	I'2 – S'2	COMB_SISM_Y	1,3189	0,7967
1,0481	W14X43	I'10 – S'10	COMB_SISM_Y	1,3093	0,7327
1,0206	W14X43	I2 – S2	COMB_SISM_Y	1,2769	0,7037
1	W14X43	I'4 – S'4	COMB_SISM_Y	1,2769	0,7836
1,2149	2L6X4X3/8	A-I'0– S'1 – S1	COMB_SISM_Y	1,2665	1,1941
0,9845	W14X43	I4 – S4	COMB_SISM_Y	1,2376	0,6880
1,1526	2L6X4X3/8	A-I'12-S'11-S11	COMB_SISM_Y	1,2040	1,1325
1,0401	W14X43	I'8 – S'8	COMB_SISM_Y	1,2028	0,7371
0,9381	W14X43	I10 – S10	COMB_SISM_Y	1,1780	0,6458
0,9247	W14X43	I8 – S8	COMB_SISM_Y	1,1658	0,6457
0,9785	1W14X132	S'3 – S'5	COMB1b	1,0951	0,8694
0,9785	1W14X132	S3 – S5	COMB1b	1,0951	0,8694
0,9785	1W14X132	S'7 – S'9	COMB1b	1,0951	0,8694
0,9785	1W14X132	S7 – S9	COMB1b	1,0951	0,8694
0,9735	W14X145	S'5 – S'7	COMB1b	1,0391	0,8401
0,9735	W14X145	S5 – S7	COMB1b	1,0391	0,8401
0,8169	W14X99	S'9 – S'11	COMB1b	0,9123	0,7752
0,8169	W14X99	S9 – S11	COMB1b	0,9123	0,7752
0,8169	W14X99	S'1 – S'3	COMB1b	0,9123	0,7752
0,8169	W14X99	S1 – S3	COMB1b	0,9123	0,7752
0,8121	W21X93	I1 – I'1	COMB1a	0,8957	0,8960

De la comparación de las relaciones demanda capacidad concluimos que luego de reforzar los elementos críticos estos se encuentran en un rango seguro excepto dos arriostramientos que son elementos secundarios.

4.6.4. ESFUERZOS POR FATIGA

“La fatiga es el deterioro de un material bajo ciclos repetidos de esfuerzo y deformación, que conducen a un agrietamiento progresivo que acaba por producir la fractura.”²²

En puentes de acero casi todos los daños son el resultado de cargas repetitivas de camiones o franjas de carga, la probabilidad del daño por fatiga depende del número de aplicaciones de carga, del número de ciclos de carga y del intervalo de esfuerzos.

“Los miembros que van a ser sometidos a menos de 20.000 ciclos no sufrirán daño a menos que el intervalo de esfuerzos sea grande”²³.

El intervalo de esfuerzos debido a las cargas, es la diferencia algebraica entre los esfuerzos mínimo y máximo, en las normas AASTHO (tabla 10.3.1A) estas ya vienen tabuladas.

Dependiendo del tipo de vía y el promedio diario del tráfico de camiones, las normas AASTHO (tabla 10.3.2A) define el número de ciclos de carga.

Para el puente en análisis primero escogemos la categoría de esfuerzos basados en las normas AASTHO (tabla 10.3.1B)(ver Anexo E), para miembros Categoría A y para uniones conectadas mecánicamente B, con esto vamos a la tabla 4.20 y sabiendo que en el puente analizado tenemos un tráfico promedio menor que 2.500 camiones diarios por lo que estamos en la categoría II, con esto definimos el número de ciclos y con la categoría de esfuerzo hallamos el intervalo admisible de esfuerzos que es 24 klb/plg² para elementos y 16 Klb/plg² para uniones conectadas mecánicamente.

²² GERE JAMES, “Mecánica de materiales” Pág. 137.

²³ BROCKENBROUGH, MERRITT, “Manual de diseño de estructuras de acero” Pág. 6.42

Tabla 4.20 Intervalo admisible de esfuerzos de fatiga

TABLE 10.3.2A Stress Cycles				
Main (Longitudinal) Load Carrying Members				
Type of Road	Case	ADTT ^a	Truck Loading	Lane Loading ^b
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	I	2,500 or more	2,000,000 ^c	500,000
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	II	less than 2,500	500,000	100,000
Other Highways and Streets not included in Case I or II	III		100,000	100,000
Transverse Members and Details Subjected to Wheel Loads				
Type of Road	Case	ADTT ^a	Truck Loading	
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	I	2,500 or more	over 2,000,000	
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	II	less than 2,500	2,000,000	
Other Highways and Streets	III	—	500,000	

^a Average Daily Truck Traffic (one direction).
^b Longitudinal members should also be checked for truck loading.
^c Members shall also be investigated for "over 2 million" stress cycles produced by placing a single truck on the bridge distributed to the girders as designated in Article 3.23.2 for one traffic lane loading. The shear in steel girder webs shall not exceed 0.58 $F_y D_t w C$ for this single truck loading.

TABLE 10.3.1A Allowable Fatigue Stress Range				
Redundant Load Path Structures ^a				
Category (See Table 10.3.1B)	Allowable Range of Stress, F_{sr} (ksi) ^b			
	For 100,000 Cycles	For 500,000 Cycles	For 2,000,000 Cycles	For over 2,000,000 Cycles
A	63 (49) ^c	37 (29) ^c	24 (18) ^c	24 (16) ^c
B	49	29	18	16
B'	39	23	14.5	12
C	35.5	21	13	10 12 ^d
D	28	16	10	7
E	22	13	8	4.5
E'	16	9.2	5.8	2.6
F	15	12	9	8

Nonredundant Load Path Structures				
Category (See Table 10.3.1B)	Allowable Range of Stress, F_{sr} (ksi) ^b			
	For 100,000 Cycles	For 500,000 Cycles	For 2,000,000 Cycles	For over 2,000,000 Cycles
A	50 (39) ^c	29 (23) ^c	24 (16) ^c	24 (16) ^c
B	39	23	16	16
B'	31	18	11	11
C	28	16	10 12 ^d	9 11 ^d
D	22	13	8	5
E ^e	17	10	6	2.3
E'	12	7	4	1.3
F	12	9	7	6

^a Structure types with multi-load paths where a single fracture in a member cannot lead to the collapse. For example, a simply supported single span multi-beam bridge or a multi-element eye bar truss member has redundant load paths.
^b The range of stress is defined as the algebraic difference between the maximum stress and the minimum stress. Tension stress is considered to have the opposite algebraic sign from compression stress.
^c For unpainted weathering steel, A 709, all grades, when used in conformance with the FHWA *Technical Advisory on Uncoated Weathering Steel in Structures*, dated October 3, 1989.
^d For transverse stiffener welds on girder webs or flanges.
^e Partial length welded cover plates shall not be used on flanges more than 0.8 inches thick for nonredundant load path structures.

Para el análisis del puente tomaremos solo los elementos más críticos los cuales se encuentran detallados en la **tabla 4.21**.

Tabla 4.21 Análisis a fatiga por intervalo de esfuerzos de los elementos más críticos

Descripción		Esfuerzo máx.	Esfuerzo mín.	Intervalo de esfuerzo	Intervalo de esfuerzo admisible	Resultado
SAP2000	Planos	ksi	ksi	ksi	ksi	
86	I'0 – S'1	-8,0202	-7,2259	0,7943	24	OK
52	S'1 – I'2	21,1088	13,7991	7,3097	24	OK
103	S'1 – S'3	-16,5548	-10,8555	5,6993	24	OK
63	I'2 – S'2	-0,7016	-0,3673	0,3343	24	OK
47	I'2 – S'3	-10,3468	-6,7281	3,6187	24	OK
108	S'3 – S'5	-19,927	-12,9914	6,9356	24	OK
67	I'4 – S'4	-0,7444	-0,3486	0,3958	24	OK
110	S'5 – S'7	-20,8031	-13,4336	7,3695	24	OK
112	S'7 – S'9	-19,927	-12,9931	6,9339	24	OK
76	I'8 – S'8	-0,7183	-0,3485	0,3698	24	OK
56	S'9 – I'10	-10,3469	-6,7312	3,6157	24	OK
118	S'9 – S'11	-16,5548	-10,8582	5,6966	24	OK
80	I'10 – S'10	-0,6654	-0,364	0,3014	24	OK
51	I'10 – S'11	21,1095	13,8433	7,2662	24	OK
106	S'11 – I'12	-7,92	-5,8245	2,0955	24	OK
401	I1 – I'1	-0,2522	-0,1461	0,1061	24	OK
1	I1 – I2 – V1	-2,1167	-1,1313	0,9854	24	OK
368	I7 – I'7	-0,5807	-0,3867	0,194	24	OK
437	I0 – I1 – V5	-1,1092	-0,7086	0,4006	24	OK

Luego de este análisis podemos observar que el intervalo de esfuerzo debido a las cargas no excede el intervalo admisible de esfuerzos de fatiga, por lo que el puente no fallaría por fatiga.

4.7 ANÁLISIS DE DEFLEXIONES.

Se entiende por deflexión al desplazamiento de un punto determinado del cuerpo bajo la acción de una carga con respecto a su posición inicial antes de ser inducida esa fuerza. La deflexión está relacionada en forma lineal con la fuerza, mientras no se exceda el límite de elasticidad del material.

Para el puente estudiado se debe medir la deflexión máxima, misma que debe ser menor a la deflexión permisible determinada en el código AASTHO 10.6.2.

La deflexión máxima debido a carga viva mas impacto calculada en el SAP 2000 es de 0.2818 pies que es menor a la propuesta por la AASTHO,

$$\frac{L}{800} = 0,2952 \text{ pies para puentes en general.}$$

4.8 ANÁLISIS DE JUNTAS Y APOYOS.

4.8.1 ANÁLISIS DE JUNTAS.

Los miembros de armadura por lo general se diseñan para soportar únicamente fuerzas axiales. En los puntos del panel donde se intersecan los miembros es conveniente que las fuerzas sean concurrentes para evitar momentos de flexión²⁴.

Las conexiones hechas con pernos de alta resistencia pueden ser de deslizamiento critico (el material unido es amordazado por la tensión inducida en los pernos al apretarlos) o de tipo aplastamiento (se restringe el movimiento del material unido básicamente por el vástago del perno), para el puente en análisis las conexiones son del tipo de deslizamiento critico.

Para el análisis tomamos la junta más crítica que es la que se encuentra en el nudo (S5) ya que según SAP2000 es donde se encuentra la mayor fuerza axial. Para esto analizamos si el número de pernos es suficiente para soportar la carga axial.

²⁴ BROCKENBROUGH, MERRITT. “Manual de diseño de estructuras de Acero”. Tomo II Pág. 5.86

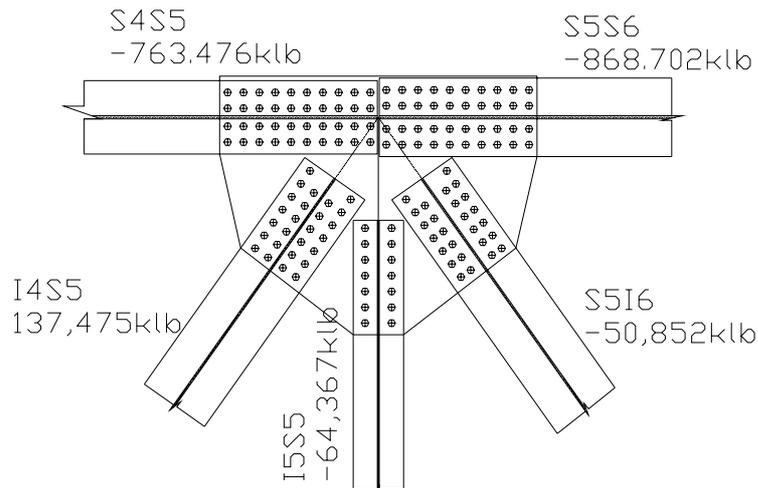


Fig. 4.29 Junta empernada

Según las normas ASSHTO 10.32.3.2.1 para juntas utiliza la fórmula (4.18).

$$P_s = F_s * A_b * N_b * N_s \quad (4.18)$$

Donde:

P_s =fuerza por fricción.

F_s =resistencia nominal a la fricción

A_b =área del perno

N_b =número de pernos en la junta

N_s =número de planos de deslizamiento.

$$N_b = \frac{P_s}{F_s * A_b * N_s}$$

$$F_s = 15 \frac{Klb}{p1g^2} \quad \text{AASTHO tabla 10.32.3C}$$

Para la unión del nudo con el elemento S5-S6

$$N_b = \frac{868,702}{15 * \frac{\pi * D^2}{4} * 1}$$

$$N_b = 96,31 \cong 97 \text{ pernos}$$

Para la unión del nudo con el elemento S4-S5

$$Nb = \frac{763,476}{15 * \frac{\pi * D^2}{4} * 1}$$

$$Nb = 84.6 \text{ pernos} = 85$$

Para la unión del nudo con el elemento S5-I6

$$Nb = \frac{50,852}{15 * \frac{\pi * D^2}{4} * 1}$$

$$Nb = 5.63 \cong 6 \text{ pernos}$$

Para la unión del nudo con el elemento S5-I5

$$Nb = \frac{64,367}{15 * \frac{\pi * D^2}{4} * 1}$$

$$Nb = 7,13 \cong 8 \text{ pernos}$$

Para la unión del nudo con el elemento S5-I4

$$Nb = \frac{137,475}{15 * \frac{\pi * D^2}{4} * 1}$$

$$Nb = 15,24 \cong 16 \text{ pernos}$$

Luego de los cálculos y realizar la comparación con el número de pernos que se encuentran en el nudo más crítico, concluimos que la cantidad de pernos que soportan las mayores cargas axiales están acordes con el número de pernos calculados.

Complementando se realiza un análisis de fatiga para el nudo con el procedimiento realizado para los elementos, con la variación en el intervalo de esfuerzo admisible.

Tabla 4.22 Análisis a fatiga por intervalo de esfuerzos para el nudo más críticos

Descripción		Esfuerzo máx.	Esfuerzo mín.	Intervalo de esfuerzo	Intervalo de esfuerzo admisible	Resultado
Nudo	con elemento	ksi	ksi	ksi	ksi	
S5	S5-S6	-20,5	-13,44	7,06	16	OK
S5	S4-S5	-19,67	-12,99	6,68	16	OK
S5	S5-I6	1,76	1	0,76	16	OK
S5	S5-I5	3,65	2,27	1,38	16	OK
S5	S5-I4	-4,77	-2,99	1,78	16	OK

Luego de este análisis podemos observar que el intervalo de esfuerzo debido a las cargas no excede el intervalo admisible de esfuerzos de fatiga, por lo que las juntas del nudo no fallaran por fatiga.

4.8.2 ANÁLISIS DE APOYOS

Los apoyos extremos transmiten las reacciones de las armaduras a los elementos de la subestructura, tales como estribos o pilas, según las recomendaciones los puentes tienen un apoyo fijo el cual transmite las cargas longitudinales, lo mismo que las cargas verticales y transversales a este apoyo se incorpora una articulación, una placa de apoyo, pasadores, para permitir la rotación del extremo de la armadura en su plano. Y otro móvil que transmite al soporte solo cargas verticales y transversales este permite cambios de longitud de las armaduras, así como la rotación de los extremos.

A continuación realizamos el análisis utilizando las cargas axiales a las que se encuentra sometido el apoyo mas critico, que es el fijo.

a) Análisis del esfuerzo de aplastamiento entre el elemento y el pasador.

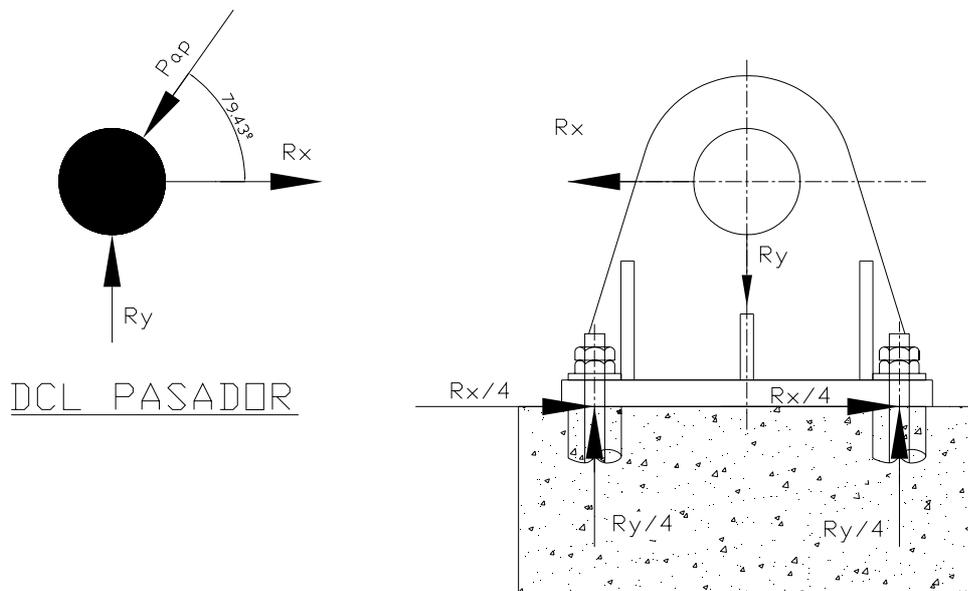


Fig. 4.30 Apoyo fijo

Para lo cual calculamos la fuerza resultante producto de las dos fuerzas concurrentes al pasador.

$$Pap = 330.552klb$$

$$\alpha = -79,43 \text{ respectivo_ejeXnegativo}$$

$$fap1 = \frac{Pap}{n * tf * dpas} \quad (4.19)$$

Donde: fap: esfuerzo de aplastamiento.

Pap : fuerza resultante de compresión

n: Número de aplastamientos

tf: espesor del patín

dpas: diámetro del pasador

$$fap = \frac{330,552}{2 * 1,231 * 8}$$

$$fap = 16,7827 \frac{klb}{plg^2}$$

Este valor lo comparamos con el esfuerzo admisible de los materiales para pasadores especificado en la tabla 10.32.4.3A de las normas AASHTO, donde indica que es el $0.4 \cdot f_y$, para el pasador del puente el f_y es 50klb/plg^2 de acuerdo a la tabla 10.32 de las normas AASHTO.

Donde el esfuerzo admisible es 20klb/plg^2 , siendo este superior al esfuerzo de aplastamiento producido por la carga.

b) Esfuerzo cortante en el pasador.

El esfuerzo cortante promedio en el pasador que trabaja a cortante doble es igual a la carga total aplicada dividida entre dos veces su área transversal.

$$f_{vp} = \frac{P_{ap}}{n_c * \frac{\pi * d_{pas}^2}{4}} \quad (4.20)$$

Donde: f_{vp} : Esfuerzo cortante en el pasador del apoyo

P_{ap} : Fuerza resultante de compresión

n_c : Número de cortantes

d_{pas} : Diámetro del pasador

$$f_{vp} = \frac{330.552}{2 * \frac{\pi * 8^2}{4}}$$

$$f_{vp} = 3,2881 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2}$$

Este valor lo comparamos con el esfuerzo admisible de los materiales para pasadores especificado en la tabla 10.32.4.3A de las normas AASHTO, donde indica que es el $0.4 \cdot f_y$, para el pasador del puente el f_y es 50klb/plg^2 de acuerdo a la tabla 10.32 de las normas AASHTO.

Donde el esfuerzo admisible es 20klb/plg^2 , siendo este superior al esfuerzo cortante producido por la carga.

c) Análisis del esfuerzo de aplastamiento entre el pasador y las placas de unión.

$$fap2 = \frac{Pap}{n * tp * dpas} \quad (4.21)$$

Donde: fap2: Esfuerzo de aplastamiento pasador-placa

Pap: Fuerza resultante de compresión

n : Número de aplastamientos

tp : espesor de la placa de unión

dpas : Diámetro del pasador

$$fap2 = \frac{330,552}{2 * 2,25 * 8}$$

$$fap2 = 9,182 \frac{klb}{plg^2}$$

Que es menor que el esfuerzo de aplastamiento contra el elemento.

d) Esfuerzo de aplastamiento entre los pernos de anclaje y la placa base

La componente vertical de la fuerza se transmite a la plataforma por aplastamiento directo entre la placa de base y la plataforma y por otra la componente horizontal se transmite por medio de los pernos de anclaje, la cual calculamos así:

$$fap3 = \frac{Pap * \cos 79,43^\circ}{n * tpb * dperno} \quad (4.22)$$

Donde: fap3: Esfuerzo de aplastamiento entre el perno de anclaje y placa base

Pap: Fuerza resultante de compresión

n : Número de pernos

tpb : Espesor de la placa base

dperno : Diámetro del perno

$$f_{ap3} = \frac{330,552 * \cos 79,43^\circ}{4 * 2 * 1,5}$$

$$f_{ap3} = 5,05 \frac{klb}{plg^2}$$

Este valor es menor que el esfuerzo admisible.

e) Esfuerzo cortante en los pernos de anclaje.

Este esfuerzo debido a la componente horizontal de la fuerza la cual calculamos así:

$$f_{vperno} = \frac{P_{ap} * \cos 79,43^\circ}{n * \frac{\pi * d_{perno}^2}{4}} \quad (4.23)$$

Donde: f_{vperno} : Esfuerzo cortante en el perno del apoyo

P_{ap} : Fuerza resultante de compresión

n : Número de cortantes

d_{perno} : Diámetro del perno

$$f_{vp} = \frac{330,552 * \cos 79,43^\circ}{4 * \frac{\pi * 1,5^2}{4}}$$

$$f_{vp} = 8,5781 \frac{klb}{plg^2}$$

Este valor lo comparamos con el esfuerzo admisible de los materiales para pernos A325 especificado en la AASTHO tabla 10.32.3C donde indica que es $18klb/plg^2$ siendo este superior al esfuerzo cortante producido por la carga.

CAPITULO 5.

CRITERIOS DE MANTENIMIENTO PARA EL PUENTE

5.1 ANÁLISIS DE LOS PROCESOS Y SELECCIÓN DE LAS TÉCNICAS PARA EL MANTENIMIENTO DEL PUENTE.

Este procedimiento se puede definir como el conjunto de operaciones y trabajos necesarios para que el puente se mantenga con las características funcionales, resistentes e incluso estéticas con las que fue proyectada y construida. Y se puede dividir este conjunto de operaciones y trabajos en los siguientes tres procesos:

- a) Inspección
- b) Evaluación y
- c) Mantenimiento

a. INSPECCION

Este proceso esta definido como el conjunto de acciones técnicas, realizadas de acuerdo con un plan previo, que facilitan los datos necesarios para conocer en un instante dado el estado de la estructura.

Al referirnos al puente es necesaria una inspección sistemática de las mismas como única fuente para suministrar datos sobre la detección de los daños y la evaluación de su estado.

Mediante una inspección sistemática se puede distinguir las fallas por degradación cuya característica principal es la de ser graduales y parciales y por tanto son evitables, mientras que las fallas catastróficas se caracterizan por ser completas y repentinas y, por tanto no son anticipables por una inspección.

Un programa de inspecciones sistemáticas tendrá que proporcionar los datos necesarios para la toma de decisiones sobre mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de las estructuras.

La organización de la inspección sistemática de los puentes será función, en gran medida, del propio sistema de gobierno y administración quienes deben implantar un sistema de inspección sistemática.

Según las estadísticas, cualquier puente experimenta un deterioro bastante rápido en los 25 primeros años de su vida, se estabiliza durante 20 años y por último cae en picado hasta morir alrededor de los 50 o 60 años. Los modelos de predicción de la deterioración se establecen siempre en función de la calidad del diseño de la construcción y la influencia externa²⁵.

Para obtener una información satisfactoria, las inspecciones deben llevarse a cabo con una cierta periodicidad.

Se debe realizar varios tipos de inspección, los cuales tienen distintas finalidades como:

- Para trabajos de mantenimiento normal o rutinario.
- Para evaluación estructural.
- Para permiso de tránsito de cargas especiales.
- Por emergencias.

Para trabajos de mantenimiento rutinario, se hacen en forma anual, al efectuarse en inventario de las necesidades que tiene la vía.

Para evaluación estructural, se recomienda realizarlas cada 2 o 4 años, sin embargo, los puentes de condición dudosa o con deficiencias conocidas, se vigilan con mayor frecuencia. Por ser este tipo de inspecciones de carácter minucioso y que requieren herramientas y equipo apropiados, por lo general se recurre a empresas especializadas.

Para permiso de tránsito de cargas especiales, debido al desarrollo de nuestro país, principalmente, en la petroquímica y generación de energía eléctrica, se ha tenido la necesidad de transportar piezas de gran masa y

²⁵ <http://www.construaprende.com>

volumen, para ello se deben revisar todos los puentes localizados en la ruta o rutas escogidas, determinando normas, especificaciones y preceptos que deben cumplirse durante la transportación, incluyendo la construcción de desviaciones, recalces, apuntalamientos o reforzamientos que se requieran de acuerdo con el dictamen técnico.

Por emergencias, por fenómenos meteorológicos, como lluvias torrenciales, sismos, colisiones o impactos provocados, principalmente, por accidentes, se presentan situaciones de emergencia, como asentamientos, erosiones, socavaciones, etc., que deben evaluarse inmediatamente.

a.1. TIPOS DE INSPECCIÓN

Las inspecciones se requieren para la detección y evaluación de daños, existen tres tipos:

- **INSPECCIÓN PRELIMINAR:** A realizarse, por lo menos, una vez al año en cada puente por parte de personal local no especializado en puentes, pero si, adiestrado específicamente para la identificación y evaluación de daños. La brigada de inspección debe estar formada, por lo menos, por tres técnicos y uno de ellos debe ser ingeniero. El personal contará con un equipo mínimo y la inspección será fundamentalmente visual. La época más recomendable para realizar esta inspección es al término de la temporada de lluvias, cuando la disminución de los niveles de agua facilita el acceso bajo las obras y cuando están frescos los indicios de socavación, principal causa de colapsos.

Al término de la inspección preliminar, el jefe de brigada procederá a dar una calificación del estado global de la obra.

- **INSPECCIÓN PRINCIPAL:** A realizarse, por lo menos, una vez al año en aquellos puentes que hayan sido clasificados en el grupo "A" durante la inspección preliminar. Esta segunda inspección la realizará personal especializado en puentes, procedente de oficinas centrales o regionales, y tendrá por objetivo ratificar o rectificar la calificación preliminar. Para ello deberá contar con equipos que permitan el acceso a todas las partes del puente para observar detalladamente todos sus elementos, y que permita la

medición cuantitativa de las respuestas de la estructura con precisión suficiente.

- **INSPECCIÓN ESPECIAL:** Se realizará por personal altamente especializado en aquellos puentes que vayan a ser rehabilitados y tendrá por objeto el recabar los datos necesarios para la realización del proyecto ejecutivo. En las actividades a realizar, se incluyen, el levantamiento geométrico de la estructura, la determinación de la naturaleza y extensión de los daños y la realización de diversos estudios que permitan determinar la causa y mecanismo de propagación de los daños. Para esto, es necesario que se realicen con el apoyo de empresas especializadas en puentes.

a.2. MEDIOS Y REQUISITOS NECESARIOS PARA LLEVAR A CABO UNA INSPECCIÓN

Evidentemente, el sistema más sencillo para aportar datos para el conocimiento del estado de una estructura es la simple observación visual de la misma. Para que de ella puedan extraerse datos útiles deben darse tres condiciones básicas:

- *Poder ver:* lo que significa poder acceder a todas las partes que se desean inspeccionar, y si es el caso ayudarnos con medios complementarios al ojo humano.
- *Saber ver:* para lo cual se necesita un equipo de inspección calificado y con suficiente experiencia.
- *Saber lo que se quiere ver:* es decir, hay que preparar con antelación las inspecciones, estudiando el proyecto, los posibles incidentes ocurridos en la construcción y los informes obtenidos en anteriores inspecciones, si existen.

a.2.1. MEDIOS HUMANOS.

El manual para la inspección de mantenimiento de puentes preparado por ASSHTO detalla claramente el perfil que debe cumplir el equipo que este a cargo de la inspección y sobre todo el ingeniero a cargo, que debe tener titulación de ingeniero, un mínimo de 10 años de experiencia en inspección de

puentes con cierto nivel de responsabilidad y, haber tomado un curso completo de preparación basado en el manual de formación de inspectores de puentes.

En consecuencia con ello se define que la persona encargada de ocupar ese puesto será responsable de la exactitud de la inspección, el análisis de todo lo que se descubra en la misma y las correspondientes recomendaciones para corregir los defectos.

En referencia al jefe del equipo de la inspección se le exige como mínimo una experiencia de 5 años en tareas de inspección de puentes y haber realizado un curso de preparación como el antes mencionado.

Esto no hace más que poner en manifiesto la gran importancia de establecer cursos de especialización para la formación de inspectores.

a.2.2. MEDIOS MATERIALES.

En los puentes, la estructura habitualmente estará a la vista, pero en muchos casos será imposible la observación detallada sin unos medios auxiliares de acceso a los distintos puntos de la misma.

Dentro de los medios auxiliares que facilitan la aproximación del personal de la inspección a las distintas partes de la estructura se incluyen desde los medios más rudimentarios y básicos (cuerdas, cinturones de seguridad, escaleras, etc.) a sistemas muy complejos como las pasarelas y canastillas desarrolladas para la inspección de puentes, pasando por sistemas integrados en la propia estructura (agujeros de acceso a pilas huecas, escaleras de acceso y vigas cajón en puentes).

Independientemente de los medios auxiliares que facilitan el acceso a las partes de la estructura que se deseen inspeccionar, no deben olvidarse los medios que sirven de auxilio a la propia vista humana, y pueden encuadrarse dentro de estos medios auxiliares: plomadas, niveles, lupas micrométricas, catalejos, cámaras fotográficas, etc. ; hasta las cámaras de televisión y equipos de vídeo, y sobre todo los modernos endoscopios, que permiten ver y grabar en cintas de vídeo partes y zonas inaccesibles para el hombre.

a.2.2.1. EQUIPO DE INSPECCIÓN

Para hacer la lista del equipo de una inspección es importante tener en consideración, si realmente va a ser de gran utilidad, si el costo es bajo, etc. Debe recordarse que si no se cuenta con transporte para el equipo es muy difícil transportarlo de otras formas, por el tiempo y la seguridad del equipo.

El equipo para inspección se puede dividir en:

- Equipo en general.
- Equipo para señalamiento.
- Equipo para nivelación.

a.2.2.1.1. EQUIPO EN GENERAL

Es el equipo básico que se utiliza y cada miembro de la brigada puede traer sus propias herramientas personales como: una pequeña navaja, un pequeño martillo, una lámpara sorda, etc.

Herramientas personales para trabajo y seguridad:

- Binoculares.
- Martillo ligero.
- Lámpara sorda.
- Navaja de bolsillo.
- Flexómetro.
- Libreta de campo.
- Cámara fotográfica
- Casco.
- Botas.
- Gafas.
- Chaleco salvavidas.
- Chaleco antirreflejante.

a.2.2.1.2. EQUIPO PARA SEÑALAMIENTO

Debe utilizarse y es muy apropiado cuando se inspeccionan las calzadas:

- Conos de plástico.
- Triángulos.
- Chalecos antirreflejantes.
- Señales de seguridad.

a.2.2.1.3. EQUIPO PARA NIVELACIÓN

Cuando el procedimiento de la inspección lo requiera y sea necesario, para la nivelación del puente se cuenta con el siguiente equipo:

- Transito o teodolito.
- Nivel de mano.
- Estadales.
- Cintas métricas.
- Balizas.
- Libreta de transito.

a.2.3. PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN

Para esto se sugiere tomar en cuenta las siguientes consideraciones.

- Elaborar un esquema general en planta de la localización de la estructura, especificando el sentido del abscisado, el nombre del río u obstáculo que salva, el sentido de la corriente, el tipo de puente y demás características generales.
- Tomar fotografías panorámicas de la estructura, en superficie y perfil.
- Verificar mediante inspección visual cada uno de los elementos de la estructura. Se recomienda realizar esta actividad siguiendo el orden enunciado en el formato presentado en el Anexo F, primero inspeccionar los equipamiento, luego la superestructura, después los elementos de la subestructura, finalmente la cimentación y el cauce.

- Elaborar un esquema general de los elementos de la estructura que permita ubicar los diferentes daños identificados. Al final de este documento una síntesis de los daños más comunes.
- Levantamiento y cuantificación de los daños existentes en cada uno de los elementos de la estructura, registrándolos en los formatos de captura de información.
- Registro fotográfico de cada uno de los daños identificados, toda fotografía debe tener un elemento de referencia.
- Registro de observaciones, mediciones y posibles fallas de relevancia que deban ser reportados en el informe.

En general se deberán considerar los siguientes puntos de inspección:

- Juntas de dilatación
- Apoyos.
- Diafragmas.
- Nervaduras.
- Losas.
- Flechas.
- Anclajes.
- En estructuras metálicas:
 - Rotura de remaches, pernos o soldaduras.
 - Fallas en la protección con anticorrosivos.
 - Nudos.
 - Corrosión.
 - Pandeo, alabeo o rotura de elementos.
 - Conexión entre sistema de piso y estructura.
 - Fallas en el sistema de piso.
 - Espesores actuales de los elementos estructurales.
 - Revisión del gálibo.

- Estudio del cauce:
 - Efectos de socavación.
 - Encauzamiento.
 - Obstrucción.
- Subestructura:
 - Socavación.
 - Destrucción por impacto.
 - Hundimientos.
 - Desplomes.
 - Agrietamientos.
- Revisión de accesos.
- Drenaje de la superestructura y la subestructura.
- Vialidad y señalamiento.
- Alumbrado.

Es importante observar todos los elementos del puente y tomar apuntes de los detalles y dimensiones, a fin de llenar correctamente el formato del reporte de la inspección.

a.2.4. ENTREGA DE REPORTE

El archivo de datos del puente se puede considerar formado por dos elementos: Una información sobre el puente que permanece invariable (inventario) y una información que si se modifica con el transcurso del tiempo (datos de inspección).

Los puntos esenciales que comprenden un reporte de inspección son:

- Identificación.
- Características geométricas.
- Características funcionales.

- Características estructurales.
- Calzada y elementos auxiliares.
- Estado de conservación.
- Observaciones.

En Ecuador se carece de una tradición en la inspección sistemática de los puentes por ejemplo como indican los manuales AASHTO. Por lo que adoptamos una estructura de reporte que pretende alcanzar los siguientes objetivos:

- Tratar de reunir la mayor cantidad de información posible.
- Reducir al mínimo las posibilidades de subjetivización de los datos recopilados.
- Conseguir que un formato fuera guía de los elementos a inspeccionar en una estructura.

Por ello realizamos un formato para reporte que pretende abarcar todo lo anteriormente expuesto, el mismo que se encuentra en el Anexo F.

Un ejemplo de este formato ya lleno con los datos del puente en estudio se encuentra en el Anexo G

Con el esquema descrito se configura una base de datos en la que existe un registro del puente con información muy diversa tanto de sus características como de su estado de conservación.

Para el reporte de la inspección del estado físico del puente, estos formatos pueden variar cuando se trata de puentes especiales, involucrando las características de cada puente.

a.2.4.1. REPORTE FOTOGRÁFICO

Consiste en una colección de fotografías tomadas al puente de la inspección, donde se muestra principalmente: los accesos, las calzadas, las juntas de dilatación, los apoyos, las secciones transversales y longitudinales de la superestructura, los daños que presenta, etc.

Es de gran ayuda para ilustrar el estado del puente en todos sus elementos y sobre todo para mostrar los detalles de los daños del puente. Es el complemento del reporte de la inspección.

Es importante la cantidad y calidad de las fotografías para mostrar lo mas detallado posible los daños de la estructura, con el fin de esbozar el estado del puente. Fotografías del puente ver Anexo H

a.3. DICTAMEN DE LA INSPECCIÓN

Al término de la inspección, el jefe de la brigada debe evaluar el estado del puente y de acuerdo con los daños y el deterioro del mismo, debe otorgar una calificación del estado físico de acuerdo a los grados A, B y C, que a continuación se exponen.

A.- Puentes o estructuras que presentan una o más deficiencias graves que impliquen un peligro inminente para la seguridad pública o que puedan ocasionar la interrupción prolongada del tránsito sobre el puente. Estos puentes requieren de atención inmediata.

B.- Aquellos que presenten una o varias deficiencias importantes, que de no atenderse pueden evolucionar hacia deficiencias graves. Estos puentes requieren atención a mediano plazo.

C.-Los que solo presenten deficiencias menores con evolución lenta y únicamente requieren de trabajos rutinarios de conservación.

b. EVALUACION

Al disponer de la información antes descrita (BANCO DE DATOS), puede procederse a una evaluación global del puente. La evaluación debe incluir el aspecto estructural y el aspecto funcional. En el primero, se determina la capacidad remanente de carga, o bien, se define el margen de seguridad entre las acciones aplicadas y las resistencias de los elementos estructurales. En el aspecto funcional, se determinan las capacidades hidráulica y vial del puente y se comparan con las solicitudes respectivas.

Dentro de la evaluación, debe, finalmente, incluirse una estimación de la vida remanente del puente, en función de su capacidad actual y de la evolución prevista de la demanda. Esta estimación es generalmente controvertible, pero es necesario realizarla, porque es dato de entrada para la evaluación económica de alternativas de proyecto.

La evaluación permite definir la acción que debe tomarse. Cuatro son los tipos de acciones que se consideran:

Acción 0.- No hacer nada puede resultar una acción técnicamente válida en algunas circunstancias.

Acciones normativas.- Colocación de señales. Limitación de uso (imposición de peso máximo, reducción de velocidad, restricción de un solo carril, etc.)

Acciones preventivas.- Inspecciones más frecuentes, monitoreo de grietas, deformaciones y asentamientos, colocación de apuntalamientos.

Acciones ejecutivas.- Se refiere a la realización de obras en el puente. Para estas obras, pueden considerarse cinco niveles de atención:

- Mantenimiento.
- Rehabilitación.
- Reparación.
- Modernización.
- Substitución.

Para el análisis económico de cada alternativa, debe determinarse:

- **La extensión de la vida del puente**, que se logra con las obras de conservación.
- **Costos y beneficios totales de la alternativa**, se incluyen: costos de construcción, conservación y operación, así como beneficios inmediatos y futuros en función de la evolución prevista del tránsito y adicionando el valor de rescate de la estructura al término de la vida económica.
- **Obtención de la decisión económica** calculando los valores presentes netos. El valor presente neto es la diferencia de los beneficios totales a valor presente. Si esta diferencia es positiva, la acción analizada es aceptable económicamente.

b.1. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PUENTE

Para conocer la capacidad resistente del puente es necesario realizar un modelo matemático del mismo de la manera más fiel posible y determinar cuales son las propiedades resistentes del material que lo constituye. El área, la inercia, el módulo de elasticidad no son sino las manifestaciones más elementales de modelo de material que constituye un puente; Estas propiedades se pueden suponer cuando se trata de obra nueva, pero en un estado determinado de deterioración, es difícil suponer dichas propiedades.

Se deduce que la determinación de la capacidad resistente de un puente en un momento determinado no deja de ser una aproximación más o menos exacta y que sin embargo es imprescindible realizar para que la toma de decisión esté lo más fundamentada posible.

c. MANTENIMIENTO.

Según la importancia del deterioro observado, las acciones para el mantenimiento del puente lo clasificamos en tres grupos:

- Mantenimiento rutinario.
- Reparaciones.
- Reforzamientos.

Resulta complicado pensar en la sustitución y en la inversión que para ello se requiere, por lo que parece más sencillo y práctico continuar con un programa permanente de mantenimiento, reparación y refuerzo del puente.

c.1. EL MANTENIMIENTO RUTINARIO

Es una labor que debe aplicarse para evitar que crezca el número de daños en el puente, a continuación las acciones a realizar en cada una de las partes del puente.

c.1.1. CAUCES Y CIMENTACIONES.

- Limpiar, reponer y estabilizar la alineación y la sección transversal del cauce.
- Para evitar erosiones y socavaciones: utilizar gaviones o muros de mampostería o de concreto ciclópeo.

c.1.2. SUBESTRUCTURAS

- Limpieza.
- Recimentación de pilas y estribos:
 - Utilizando concreto ciclópeo colado bajo el agua.
 - Construcción de una pantalla perimetral de micropilotes.

c.1.3. SUPERESTRUCTURA METALICA

Prevención de la oxidación y corrosión con pintura, la misma que debe ser aplicada sobre una superficie adecuadamente preparada siguiendo una de las normas de limpieza.

Preparación de superficies para pintura

La vida de cualquier recubrimiento dependerá del cuidado que se tenga en la preparación de la superficie, una adecuada preparación alargara la vida del recubrimiento aplicado, que al final se traducirá en una reducción de costos de mantenimiento.

Los estándares principales referentes a preparación de superficie son los establecidos por:

NACE: NACIONAL ASSOCIATION CORROSION ENGINEERS (Norma Americana)

BS 4232: BRITHISH STANDARDS INSTITUTION (Norma Británica)

SIS 055900: SWEDISH STANDARDS INSTITUTION (Norma Sueca)

SSPC: STEEL STRUCTURES PAINTING COUNCIL (Norma Americana)

Tabla 5.1 Equivalencia en Métodos de Preparación de Superficie

Descripción	SSPC	NACE	SIS
Limpieza con Solventes	SP-1	---	---
Limpieza Manual	SP-2	---	Si2
Limpieza Mecánica	SP-3	---	Si3
Limpieza con Flama	SP-4	---	---
Limpieza a Metal Blanco	SP-5	No. 1	Sa3
Limpieza Comercial	SP-6	No. 3	Sa2
Limpieza a Ráfaga	SP-7	No. 4	Sa1
Limpieza con Acido (Decapado-Pickling)	SP-8	---	---
Exposición a la intemperie y chorro abrasivo	SP-9	---	Sa2-2.5 o 3
Limpieza cercana a Metal Blanco	SP-10	No. 2	Sa2 1/2

A continuación descripciones breves de los principales métodos de preparación de superficies especificados por el STEEL STRUCTURES PAINTING COUNCIL (SSPC) y la NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS (NACE), que son las principales organizaciones Internacionales que han normado los grados de preparación.

SSPC-SP-1

Limpieza con solvente

Es llamada limpieza con solvente. Sin embargo está basado en la utilización de productos tales como: vapor de agua, soluciones alcalinas, emulsiones jabonosas, detergentes y solventes orgánicos. Mediante este método son removidos la mayoría de los contaminantes como: grasa, aceite, polvo y sales solubles en el agente limpiador. La solución limpiadora es aplicada suavemente o mediante equipo de presión, seguido de un lavado con agua natural y secado con equipo de vacío o simplemente utilizando aire seco.

SSPC-SP-2

Limpieza Manual

Este método utiliza herramientas manuales, no eléctricas, para eliminar impurezas, tales como: residuos de soldaduras, oxidación, pintura envejecida y otras incrustantes que puedan ser removidos con el solo esfuerzo humano.

A través de este método, generalmente no es posible desprender completamente todas las incrustaciones. Los bordes de pintura envejecida, deben ser desvanecidos para mejorar la apariencia del repintado que se haga posterior a la limpieza.

SSPC-SP-3

Limpieza Mecánica

La limpieza mecánica, es un método que utiliza herramienta eléctrica o neumática, para eliminar impurezas tales como: residuos de soldadura, oxidación, pintura envejecida y otros incrustantes que pueden ser removidos con estas herramientas. A través de este método, generalmente no es posible desprender completamente todas las incrustaciones.

Los bordes de pintura envejecida, deben ser desvanecidos, para mejorar la apariencia del repintado que se haga posterior a la limpieza.

SSPC-SP-4

Limpieza con flama

Este método consiste en pasar sobre las superficies metálicas, altas temperaturas a alta velocidad.

Generalmente se usa flama de acetileno. Una vez aplicada la flama a la superficie, ésta debe limpiarse con cepillo de alambre para eliminar la escama floja y el óxido. La pintura primaria deberá aplicarse antes de que la superficie esté completamente fría.

SSPC-SP- 5; NACE-1

Limpieza con chorro de Abrasivo Grado Metal Blanco

Este tipo de limpieza, utiliza algún tipo de abrasivo a presión para limpiar la superficie, a través de este método, se elimina toda la escama de laminación,

óxido, pintura y cualquier material incrustante. Una superficie tratada con este método, presenta un uniforme color gris claro, ligeramente rugoso, que proporciona un excelente anclaje a los recubrimientos. La pintura primaria debe ser aplicada antes de que el medio ambiente ataque a la superficie preparada.

SSPC-SP- 6; NACE- 3

Limpieza con chorro de Abrasivo Grado Comercial

Procedimiento para preparar superficies metálicas, mediante abrasivos a presión, a través del cual es eliminado todo el óxido, escama de laminación, pintura y materiales extraños. Es permitido que pintura en buen estado e incrustaciones permanezcan adheridas aún después de la preparación de la superficie, siempre y cuando éstas no rebasen la tercera parte de cada superficie.

SSPC-SP-7; NACE- 4

Limpieza con chorro de Abrasivo Grado Ráfaga

Este tipo de limpieza, utiliza algún abrasivo a presión para preparar superficies metálicas que tengan una cantidad mínima de escoria, pintura, oxidación y otros contaminantes, se conoce generalmente como 'Ráfaga' y consiste en una limpieza muy superficial que permite que algunas incrustantes y pintura no sean eliminadas.

SSPC-SP- 8

Limpieza Química

Método para limpieza de metales, mediante reacción química, electrólisis o por medio de ambos.

A través de una reacción química con algún producto específico, superficies metálicas son liberadas de escamas, óxido, pintura y materiales extraños, posteriormente la reacción es neutralizada con alguna otra solución y secada con aire o vacío.

SSPC-SP-9

Limpieza por Agentes atmosféricos

Consiste en la remoción de pintura, escamas de laminación u óxido, por medio de la acción de agentes atmosféricos, seguido de alguno de los métodos de limpieza mencionados anteriormente.

La alteración debida a agentes atmosféricos, usualmente no constituye un método efectivo en la preparación de superficies, por lo que debe ir siempre acompañado de alguno de los métodos sugeridos en este documento, ya sea con herramientas mecánicas o mediante la aplicación de chorro de abrasivo.

SSPC-SP-10; NACE- 2

Limpieza con chorro de Abrasivo Grado cercano a Blanco

Método para preparar superficies metálicas, mediante abrasivos a presión, a través del cual es removido todo el óxido, escama de laminación, pintura y materiales extraños.

La superficie debe tener un color gris claro y deben eliminarse sombras de oxidación visibles en un 95%. De hecho la diferencia entre una limpieza con chorro de arena grado metal blanco y metal cercano al blanco, radica en el tiempo empleado para pintar, ya que el metal es atacado por el medio ambiente y pasa a ser grado cercano al blanco en poco tiempo.

Para seleccionar el método más adecuado de preparación de superficies, así como evaluar las condiciones existentes, deberán ser considerados otros factores como:

Seguridad

Accesibilidad

Protección de Maquinaria y Equipo

Variables del medio ambiente

Costos

Aplicación de la pintura

Las superficies de acero deben pintarse inmediatamente después de la limpieza con chorro para evitar la reoxidación, el tiempo máximo que se permitirá que transcurra entre la limpieza y la protección de la superficie dependerá del ambiente en que se opere, pero nunca podrá ser mayor de 4 horas. Por razones obvias, esto es vital para estructuras al exterior.

Preferentemente, todas las capas de pintura deben de aplicarse en rápida sucesión para prevenir la acumulación de suciedad y pobre adherencia.

El tipo de pintura y las especificaciones dependerán de las condiciones ambientales en que se lleva a cabo el trabajo de pintado. Evitar siempre la humedad relativa alta y el aire frío. Una humedad relativa del 60% se acepta generalmente como límite máximo. Para trabajar con suficiente margen de seguridad, los trabajos de pintado industrial bajo techo siempre se realizarán con ambientes en los que la humedad relativa no sobrepase el 50%. Una humedad relativa hasta el 80% se acepta cuando se pinta a la intemperie con cierta limitación de los tipos de pintura empleados.

Nunca deben recubrirse superficies mojadas o húmedas. El límite de humedad relativa arriba del cual las operaciones de recubrimiento deben suspenderse es de 90%. No se deberá aplicar ningún recubrimiento cuando la temperatura ambiente sea menor de 10 °C. Tampoco cuando la temperatura de la superficie a pintar se encuentre por debajo de los 3°C respecto del punto de rocío del aire circundante.

Sin embargo, tales trabajos deben de realizarse cuando el tiempo es caluroso, seco y estable. Siempre deben de terminarse los trabajos con tiempo suficiente para que la pintura seque antes del rocío nocturno.

Método más común para grandes superficies.

La pulverización de pintura por alta presión se logra por atomización de la pintura al pasar a través de la boquilla de la pistola bajo alta presión. El chorro de pintura no contiene aire en absoluto y produce un abanico muy delimitado con turbulencias prácticamente nulas. El método de alta presión es el más

eficiente para el pintado de puentes y otras grandes superficies. Este método ofrece buen cubrimiento en las cavidades y pueden aplicarse pinturas de alta viscosidad en capas gruesas con una sola pasada.

En la pulverización convencional de pintura se utiliza el aire para atomizar y aplicar la pintura. Este método se utiliza para conseguir capas de pinturas finas y uniformes pero no presenta la misma alta capacidad que la pulverización de pintura por alta presión. Sin embargo, es el método preferido cuando se requiere un acabado de primera calidad.

La anchura del abanico y el caudal de pintura son simples de ajustar y el operario puede adaptar rápidamente el chorro de pintura a la forma de la amplia gama de piezas a pintar.

Aplicación con brocha de pelo y rodillo.- Este método se empleara cuando se requiera una gran humectación de la superficie o cuando las condiciones de trabajo así lo requieran.

Fallas de recubrimientos

Cuando la protección no ha sido efectiva durante el plazo esperado, puede atribuirse a fallas originadas por mala preparación de la superficie, selección inadecuada del material, deficiente calidad del mismo, incorrecta aplicación del recubrimiento, condiciones atmosféricas inapropiadas durante la aplicación, inspección deficiente, o por la combinación de algunas de estas causas.

Las características mas comunes de las fallas que se presentan en los recubrimientos, así como la manera de evitarlas, son las que se describen a continuación.

Discontinuidades de la película.- Si la corrosión se presenta en forma de puntos de oxidación, se debe a discontinuidades de la capa del recubrimiento (poros) motivadas por mala calidad del material, mala aplicación con pistola de aire, uso de solventes inadecuados y falta de fluidez del material.

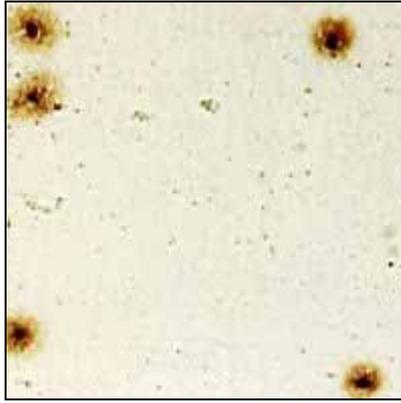


Fig.5.1 Discontinuidad de la película de pintura

Falta de Adhesión.- La película del recubrimiento queda adherida a la superficie metálica por atracción molecular o por la unión mecánica entre ambas. Al no ocurrir lo anterior, la película se desprende fácilmente.

Para evitar esta falla, es necesario emplear recubrimientos primarios a base de materiales que tengan una buena adherencia sobre la superficie metálica y que esta se prepare convenientemente, para eliminar cualquier material extraño que impida el contacto íntimo entre ambos. La falta de adhesión entre las diferentes capas del recubrimiento se presenta cuando:

- El tiempo de secado duro exceda al especificado para cada material.
- Hay incompatibilidad de recubrimientos y solventes.
- Hay humedad o contaminación entre capas.

Para el caso de repintado, se recomienda que el recubrimiento nuevo se aplique después de que el recubrimiento viejo haya sido "revivido" con el solvente especificado, o en casos particulares, lijando con el fin de aumentar su rugosidad.

Ampollamiento.- El ampollamiento es causado por entrapamiento de solventes, gases o líquidos en la película o bajo la misma, y que ejercen una presión mayor que la adhesión de la película en el área bajo esfuerzo.

El ampollamiento se presenta principalmente en los recubrimientos, cuando estos se encuentran expuestos a ambientes húmedos y a contaminación entre

capas, o cuando el recubrimiento seca superficialmente con mayor rapidez a la especificada para cada tipo de material.



Fig. 5.2 Ampollamiento en superficies pintadas

Agrietamiento.- El agrietamiento es el resultado de esfuerzos mecánicos que actúan sobre la película y su magnitud depende de la flexibilidad y adhesión de los recubrimientos.

El agrietamiento se evita únicamente por la formulación de los recubrimientos.

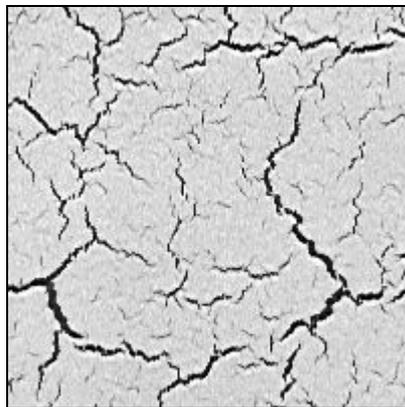


Fig. 5.3 Agrietamiento en superficies pintadas

Corrugado.- Se presenta en recubrimientos que han sido aplicados en capas gruesas que secan rápidamente por efecto de la temperatura o por un exceso de agentes secantes en la superficie. Para evitar este efecto, los recubrimientos se deben aplicar bajo las condiciones de secado para los cuales fueron formulados, y en capas del espesor indicado.

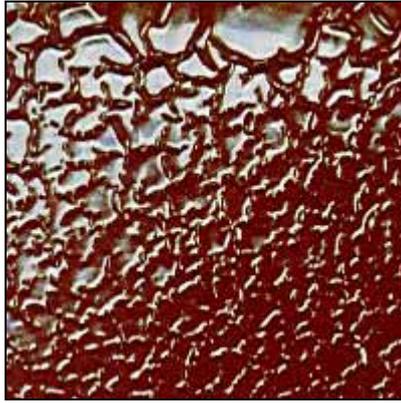


Fig. 5.4 Corrugado en superficies pintadas

Corrosión bajo película.- Ataca al metal debajo de la película y se presenta en dos formas: granular y filiforme. La primera se caracteriza por la presencia de áreas granuladas e irregulares; la segunda tiene aspectos de filamentos.

Se debe a defectos en la preparación de la superficie, porosidad, permeabilidad del recubrimiento o falta de adherencia del mismo.

La inspección en pintura

Se debe efectuarse en todos los trabajos de aplicación de recubrimientos, una vez aprobados estos en cuanto a su calidad, comprende lo siguiente:

- Preparación de la superficie.
- Revisión del equipo de preparación de superficies, del de aplicación y condiciones de operación de los mismos.
- Viscosidad del recubrimiento para su aplicación.
- Espesor de película.
- Tiempo de secado.
- Continuidad de película.
- Adherencia.

Mediciones de espesor de película seca de pinturas

Normalmente las especificaciones requieren que controlemos el espesor seco de película de un recubrimiento, dentro de un rango, por ejemplo 2 - 4 mils (50 a 100 micrones). Los proveedores de pinturas, sugieren también la aplicación dentro de un rango de espesor seco de película para cada uno de sus productos.

Existen dos principales razones por las cuales debemos controlar el espesor de película seca:

Primero, porque el rango mínimo da el espesor mínimo al cual la pintura cumple su función de protección. Segundo, el máximo previene a las pinturas de ser aplicadas a espesores muy altos lo que significa el fracaso de la misma (cuarteamientos).

El espesor y sus funciones.- La pintura necesita tener un espesor mínimo para llevar a cabo su función. Debemos recordar que el espesor seco de un imprimante (primer) es el espesor sobre la altura del patrón de anclaje. Dependiendo de su tipo, los imprimantes también deben tener un espesor mínimo por otra razón, que es proveer la suficiente barrera para limitar el paso de los compuestos causantes de la corrosión, brindando suficiente pigmento inhibidor contra el proceso de corrosión o suficiente pigmento de sacrificio (zinc) para lograr que el zinc se corroa y proteja el acero.

Las capas intermedias y los acabados también deben tener un espesor mínimo para realizar sus funciones. Un adecuado espesor de las capas intermedias forma una barrera contra el paso de los materiales causantes de la corrosión protegiendo la integridad de los imprimantes. Los acabados protegen las superficies del ataque químico, y a veces se requiere que resistan la abrasión y daño mecánico; estos dan una barrera adicional y deben ser lo suficientemente gruesos para proteger a las capas precedentes y para dar una apariencia agradable.

Espesor de película húmedo.- Durante la aplicación, se debe controlar el espesor húmedo cada cierto tiempo para asegurarnos de estar poniendo suficiente pintura sobre el sustrato, pero debemos ser cuidadosos al calcular el espesor húmedo para obtener una película seca dentro del rango

especificado. Para ello se utiliza el calibrador en húmedo o “galleta”. Así, el espesor seco de película equivale al espesor húmedo tantas veces como el porcentaje de sólidos en volumen de la pintura. Este porcentaje de sólidos se da en las hojas técnicas de los productos. Así por ejemplo, para una pintura de 50% de sólidos que requiere 4 mils secos debemos aplicar un mínimo de 8 mils (200 para 100 micrones) en húmedo; para obtener 2 mils secos se debe aplicar 4 mils en húmedo (100 para 50 micrones).

Si diluimos la pintura antes de aplicarla, estamos reduciendo su contenido de sólidos, entonces debemos tomar en cuenta la dilución para determinar el espesor húmedo requerido.



Fig. 5.5 Calibrador en húmedo

Las fórmulas son:

$$EPH = (EPS \text{ requerido} * (1+di)) / SV$$

EPH: espesor de película húmeda

EPS: espesor de película seca

SV: Sólidos por volumen (en tanto por uno)

di : dilución expresada en tanto por uno

Ejemplo,

EPS: 8 mils

SV: 0.70 (70% sólidos en volumen)

di : 0.10 (10% dilución)

$$EPH = (8*(1.1)/0.70) = 13 \text{ mils}$$

Instrumentos para medir espesores secos de película

Existen métodos destructivos y no destructivos para medir el espesor seco de película y varios tipos de instrumentos pueden ser usados para cada método. Para la medición destructiva de espesores, se puede usar una celda Tooke, un micrómetro de profundidad o un micrómetro estándar. Obviamente, los métodos destructivos causan daños en la película que necesitan ser repintado; por ende, los métodos no destructivos son preferibles, dentro de los cuales los más comunes son:

Celdas magnéticas, si se está midiendo una pintura sobre acero; o instrumentos basados en la corriente de Eddy (corriente parásita) si se está midiendo sobre metales no ferrosos.

Ambos, las celdas de corriente de Eddy y los medidores magnéticos deben calibrarse antes de usarse. Los métodos de calibración están contemplados en la norma SSPC PA2 Medición de espesor seco de película con instrumentos magnéticos.



Fig. 5.6 Medidores magnéticos

Procedimientos de medición del espesor de película seca

Para asegurarnos que el espesor de la pintura satisface los requerimientos de la especificación en una superficie de gran área, debemos realizar múltiples mediciones, pero no es necesario medir cada pulgada cuadrada, puesto que tomaría mucho tiempo y no sería práctico.

La norma SSPC PA2 describe un procedimiento para asegurar un adecuado chequeo en grandes áreas, a decir:

Por cada 10 m² de área tome el promedio de 5 datos o spots, donde cada spot es el promedio de tres mediciones realizadas en un área cuyo diámetro no

excede los 4 cm. Si se está midiendo un área de 30 m² o menor, según la norma SSPC PA2, se debe medir cada 10 m² de área de acuerdo a lo expuesto. Para áreas mayores a 30 m², pero menores a 100 m², se debe medir al menos tres zonas distintas de 10 m² cada una escogidas al azar.

Para áreas mayores a 100 m², se procederá igual que en el caso anterior para los primeros 100 m², y con un área de 10 m² por cada 100 m² adicionales.

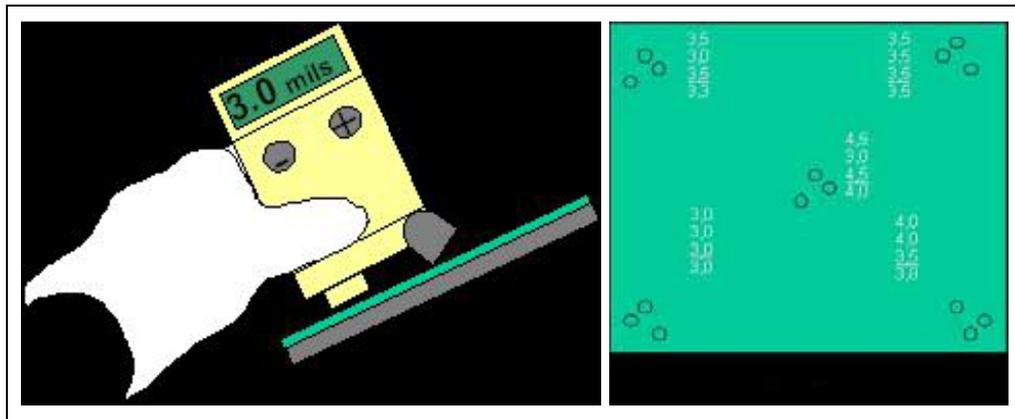


Fig. 5.7 Medición de espesores de acuerdo a la norma SSPC PA2

Capas de pintura para la protección contra la corrosión.

Para efectos de protección anticorrosivos y debido a la permeabilidad natural de los recubrimientos, estos deberán aplicarse a un espesor tal que la película seca nunca sea inferior a los 6 mils. En un principio podría pensarse en cubrir este espesor en una sola formulación de un recubrimiento que incluyese la resina adecuada y un porcentaje determinado de pigmentos inhibidores; no obstante, la eficiencia en la protección contra la corrosión no depende exclusivamente de la resina y del pigmento sino también del espesor. Esta serie de factores incluyendo como parte muy importante aspectos de tipo económico han dado lugar a la utilización de diferentes formulaciones para cubrir el espesor antes mencionado. Dependiendo de su posición estas formulaciones se denominan primario, enlace y acabado; las características más relevantes de cada uno de ellos se mencionan a continuación:

PRIMARIO.- Son recubrimientos cuya formulación esta encaminada fundamentalmente hacia la obtención de una buena adherencia con el substrato metálico, así como la de inhibir la corrosión, por lo que normalmente los contenidos de los pigmentos inhibidos son elevados (PVC inferior a 35%). Otros requisitos adicionales, en un primario consideran al presentar una

superficie lo suficientemente áspera y compatible para que las siguientes capas de enlace o acabado logren una buena adherencia, además deben ser resistentes a productos de la corrosión y poseer una buena humectación. Los primarios pueden elaborarse a partir de recubrimientos de zinc.

ENLACE.- Para ciertos casos particulares no es posible tener el mismo tipo de resina en el primario y en el acabado, presentándose problemas de incompatibilidad o de adherencia, por lo que se requiere de una capa intermedia denominada enlace capaz de adherirse tanto al primario como al acabado. Normalmente, los enlaces contienen una mezcla de resinas, parte de las cuales promueven la adherencia con el primario y el resto con el acabado. Generalmente los pigmentos inhibidores están ausentes. Con fines de identificación y control de espesores, es conveniente que el primario, enlace y acabado en un sistema sean de diferente color y como se menciono anteriormente, la suma total de los espesores de estos componentes debe ser superior a las 6 mils, a fin de que sea efectivo en su protección contra la corrosión.

ACABADOS.- Los acabados representan la capa exterior en contacto con el medio ambiente y se formulan para promover la impermeabilidad del sistema, por lo que normalmente su contenido de pigmento en volumen (PVC) es inferior al 25%. En este tipo de recubrimientos es frecuente el uso de entonadores y el contenido de pigmentos inhibidores es inferior al de un primario. Su grado de molienda es tal que su superficie ofrece un aspecto terso y/o brillante. En la elección del tipo de acabado es de capital importancia para la adherencia su compatibilidad con el tipo primario utilizado; en términos generales el uso del mismo tipo de resina en estos dos componentes del sistema asegura una buena adherencia, aún cuando hay casos como los epóxicos capaces de lograr una adherencia sino excelente cuando menos aceptable sobre otro tipo de recubrimientos.

c.1.4. DISPOSITIVOS DE APOYO

Requieren de un programa de limpieza a intervalos regulares y protegerlos con pintura o material galvanizado.

c.2. TRABAJOS DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO

Se pretende que el puente recupere un nivel de servicio similar al de su condición original. Sin embargo, por la evolución del tránsito y del tiempo de funcionamiento, no es posible obtener este resultado.

Desde el punto de vista estructural, el refuerzo de un puente es debido en general, a una de las tres razones siguientes:

- Necesidad funcional de aumentar la capacidad resistente de un puente.
- Corregir fallos detectados que hacen suponer que ha disminuido la capacidad de carga prevista inicialmente.
- Saneamiento, reparación y refuerzo de puentes sometidos al deterioro natural del tiempo.

A continuación acciones que se deben realizar en la reparación y reforzamiento de cada una de las partes del puente.

c.2.1. CAUCES Y CIMENTACIONES.

- Reconstruir los conos de derrame y delantales frente a los apoyos extremos.
- Hacer zampeados de mampostería de piedra con dentellones en el fondo del cauce.
- Proteger los caballetes con pedraplenes o escolleras instaladas al frente y alrededor.

c.2.2. SUBESTRUCTURAS

- Reparación y refuerzo de pilas y estribos fracturados por socavación, hundimientos e inclinación por cargas.
 - Utilizando encamisados de concreto.
 - Con el adosamiento de estructuras metálicas.

- Reparación de pilotes que presentan fractura y exposición del acero de refuerzo.
- Reforzamiento de corona y cabezales.
- Inyección de grietas y reposición de concreto degradado.
- Reconstrucción de coronas y bancos de apoyo.

c.2.3. SUPERESTRUCTURA METALICA

- Reparaciones por oxidación y corrosión:
 - Sustitución de elementos que han tenido pérdidas del área de su sección transversal.
 - Reemplazo de remaches y pernos.
- Alineamiento de la superestructura desplazada transversalmente por asentamiento de los apoyos o por efectos dinámicos, sismos e impactos de vehículos.
- Para reforzar los miembros de la superestructura:
 - Con cubreplacas.
 - Con perfiles laminados.
 - Incremento del número de trabes.

Consideraciones sobre los refuerzos

Este trabajo consiste en modificar la capacidad de un elemento, para resistir mayores solicitaciones de carga, manteniendo los esfuerzos unitarios de trabajo de los materiales dentro de los límites especificados.

Este trabajo incluye el suministro de los materiales, mano de obra, equipo y herramientas necesarios para la ejecución del trabajo. Debe incluir la construcción y posterior remoción de las obras auxiliares que sea necesario construir para ejecutar el trabajo.

Para el reforzamiento de las estructuras de acero, deben tomarse precauciones para no remover ningún elemento sin previo análisis del comportamiento de la estructura. Mediante perfiles auxiliares, láminas, tensores, gatos hidráulicos, etc., la estructura se debe apuntalar para relevar el miembro dañado de sus funciones. Un plan y el análisis previo del comportamiento de la estructura son necesarios para evitar accidentes o deformaciones en las estructuras difíciles de recuperar, en caso de emplear soldadura, las piezas no deben calentarse excesivamente ya que la resistencia del acero disminuye.

Al diseñar un refuerzo, el objetivo principal es evitar que la sección más desfavorable del elemento esté al límite de su capacidad resistente, comprobando que cumple todas las condiciones de comportamiento y prestaciones funcionales, tales como: esfuerzos axiales (tracción y compresión), cortante, momento flector y momento torsor.

Las operaciones de refuerzo son costosas, hay que estudiar la solución más económica.

Después de haber fijado convenientemente el o los elementos nuevos y de revisar las conexiones del tipo especificado y acorde con la estructura original, se procederá a ir removiendo los puntales, tensores o gatos hidráulicos, y a observar el comportamiento de la estructura reparada.

Refuerzo de las secciones

Se estudia el refuerzo de secciones en los dos elementos típicos de una estructura:

Las vigas. Elementos solicitados generalmente a momento flector y a esfuerzo cortante.

Los soportes. Elementos solicitados predominantemente a esfuerzos axiales.

Uniones roblonadas, atornilladas y soldadas.

VIGAS METÁLICAS

- Refuerzo en patines. Momento Flector

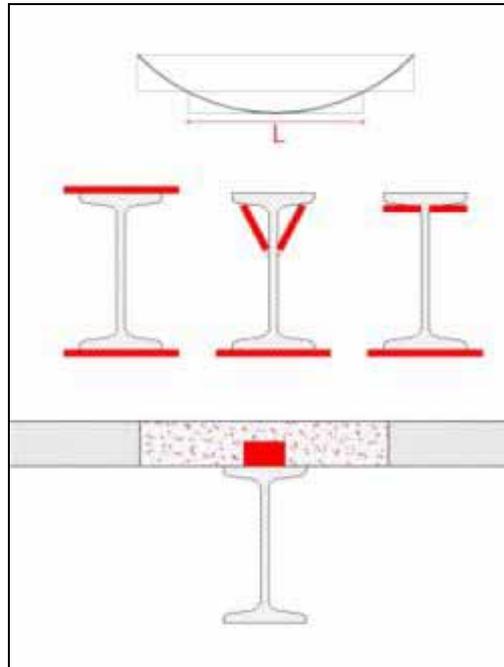


Fig. 5.8 Refuerzos en patines

El método de refuerzo más eficaz es la colocación de *Platabandas* en las cabezas, a lo largo de una longitud equivalente a la longitud teórica (del diagrama de momentos) más dos veces el ancho de la chapa (una para cada lado), para permitir el anclaje. En caso de que existan otros elementos por encima (forjados, cubiertas, etc.) habrá que recurrir a colocar el refuerzo por debajo del ala superior. En general, basta con que la longitud del refuerzo sea igual a $\frac{3}{4}$ de la luz del tramo correspondiente, sin que llegue a los apoyos. Puede ser suficiente colocar únicamente la platabanda inferior, sólo en casos de pequeñas cargas o si es por motivos de deformabilidad.

Otro método de refuerzo consiste en la colocación de una *cabeza de compresión* sobre la viga con sus conectores correspondientes, convirtiéndose en una viga mixta. Es un procedimiento especialmente indicado cuando ha habido un aumento en la sobrecarga de uso. Esta solución es bastante sencilla en el caso de vigas sobre las que apoya un forjado; colocando los conectores del ala superior y entre las viguetas, y hormigonando el conjunto.

- **Refuerzo de las almas. Esfuerzo Cortante**

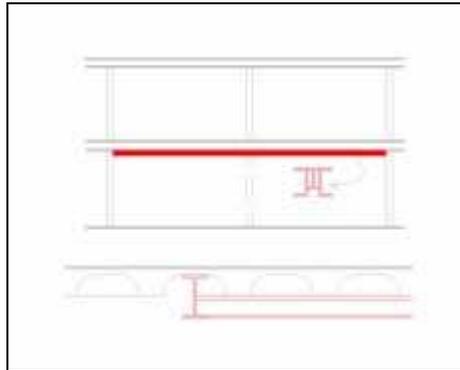


Fig. 5.9 Refuerzo en las almas

El medio más común es el de adosar *chapas* del espesor necesario. Lo ideal es colocar una a cada lado para mantener la simetría, pero se suele colocar una sola chapa de espesor doble, para acceder sólo por un lateral y reducir los cordones de soldadura. En caso de que el material no sea soldable será necesario acceder a las dos caras para los tornillos, así que se coloca una chapa a cada lado.

Otra solución es convertir la viga de doble T en un *cajón* con dos o tres almas, según las chapas que se coloquen. Esto tiene el problema de que las uniones de apoyos son difíciles, aparte de que el original queda cubierto, de modo que a la intemperie el cajón tiene que ser estanco porque no podrá pintarse.

Se colocarán *rigidizadores* en caso de que las almas resistan esfuerzos cortantes, pero su esbeltez sea excesiva. Se colocan generalmente por un solo lado, excepto en caso de unión atornillada. Si se trata de cargas concentradas en la cara superior, deberían unirse a esa ala.

- **Refuerzo de la sección**

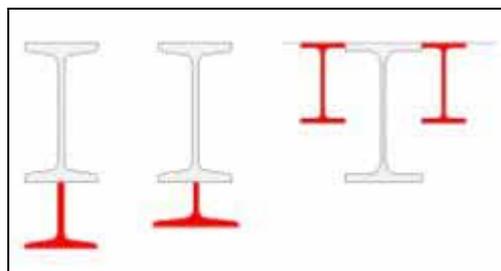


Fig. 5.10 Refuerzo en la sección

Resulta económico y eficaz el refuerzo mediante el aumento de canto de la viga mediante un perfil en T, obtenido a partir de un doble T, con *medios perfiles* de I o H. En caso de que el acero no sea soldable el refuerzo se solidarizará mediante tornillos, o con la sustitución de algún elemento de la sección por otro de mayor área. Si la pieza es continua y el problema es de tensiones, los puntos más desfavorables serán los apoyos, en cuyo caso debemos reforzar precisamente la zona contigua a los mismos (1/5 de la luz a cada lado del apoyo).

En caso de que no se pueda aumentar el canto habrá que colocar una *viga complementaria* al lado de la actual y comprobar que el conjunto sea capaz de resistir el incremento de carga, y que tengan una rigidez similar entre las vigas y suficiente para absorber la flecha.

Soportes metálicos

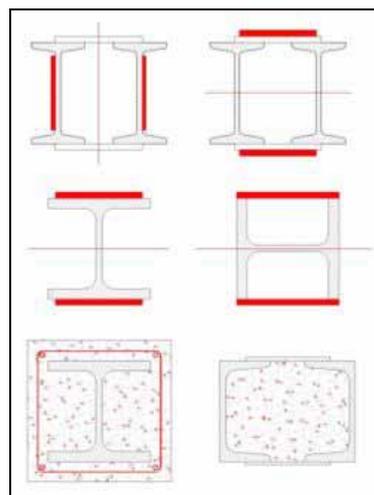


Fig. 5.11 Refuerzos

El procedimiento habitual es el de adosar *chapas* o *perfiles*. La posición del refuerzo dependerá de la sección transversal y de la posición de las vigas, interesando siempre tener el cordón de soldadura alejado del eje del pilar, de modo que resista más la compresión y los posibles flectores. En caso de que las vigas que apoyan estén en una sola dirección, los refuerzos se colocarán en caras paralelas a esa dirección. En caso de que haya vigas en dos direcciones, los refuerzos no deberían interferir con las vigas, pues sino se complica demasiado.

En ocasiones puede interesar una actuación que lo convierta en un *soporte mixto*, hormigonando, embebiéndolo en hormigón o rellenándolo. En general es conveniente convertir el soporte en mixto recubierto, con lo cual se consigue adicionalmente una gran resistencia frente al fuego. En el caso frecuente de 2 UPN empresilladas puede ser suficiente con hormigonar el interior, formando un soporte mixto abierto.

Uniones roblonadas y atornilladas

En uniones roblonadas es frecuente que se presenten problemas de corrosión, con la formación de gruesas capas de óxido entre los elementos que componen la sección. El aumento de volumen separa las piezas, rompiendo los roblones por tracción. En estos casos, el método más sencillo es sustituir los roblones o tornillos por *tornillos de alta resistencia* del mismo diámetro, preferentemente con tornillos de calidad 8.8, siempre que el aumento de carga pueda ser absorbido por los tornillos y por la base. Sino puede aumentarse el diámetro del agujero para un tornillo mayor, o aumentar el número de tronillos, manteniendo una separación suficiente entre agujeros. En general, si el óxido no está suelto no será imprescindible eliminarlo.

En uniones de viga-soporte se puede reforzar *aumentando el canto* del alma por debajo del ala inferior, y uniéndolo allí con el soporte o colocando una ménsula.

En caso de ser soldable, se puede reforzar mediante *cordones de soldadura*, de modo que las cargas posteriores al refuerzo se transmitan exclusivamente a los tornillos de alta resistencia

Uniones soldadas

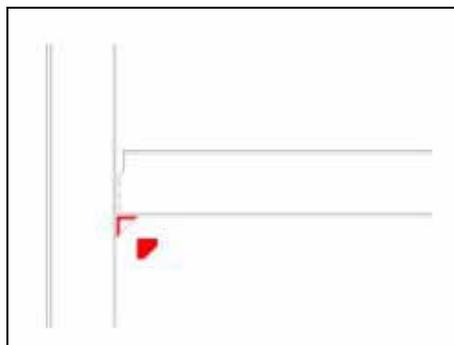


Fig. 5.12 Refuerzo con una ménsula

Para cordones de soldadura en ángulo, el refuerzo habitual es el *aumento de longitud del cordón* o el grosor del cuello de soldadura, teniendo en cuenta las limitaciones de la normativa.

En el caso de uniones de vigas con un soporte también metálico en los extremos se puede reforzar *aumentando el canto* por debajo, y uniéndola al soporte mediante una ménsula.

Celosías

La celosía se compone de elementos que están trabajando con esfuerzos axiales, de modo que se aplica lo anterior: *los traccionados se refuerzan con aumento de sección y los comprimidos se resuelven con aumento de sección y disminuyendo sus luces*. Las uniones entre elementos se reforzarán según lo comentado anteriormente.

c.2.4. DISPOSITIVOS DE APOYO

En caso de corrosión severa que impida su funcionamiento, o exista deformaciones se deben reemplazarse.

5.1.1 MANTENIMIENTO PARA MIEMBROS Y JUNTAS

Siguiendo los procesos que son la inspección y evaluación de la superestructura del puente, sugerimos realizar las siguientes actividades para el mantenimiento de miembros y juntas.

a) Limpieza general del puente y sus accesos

Esto para eliminar todo tipo de basura y malezas que obstruyen el drenaje del puente.

b) Remoción de la superficies dañadas y restos sueltos

Después de efectuada una limpieza general de la estructura, las partes por restaurar presentan, además de los miembros dañados, acero muy corroído en láminas o escamas muy fuertemente adheridas, los cuales deben removerse al fondo hasta el metal sano, para poder recibir y fijar firmemente los refuerzos, por lo general unidos con remaches, pernos o soldadura. Esta

acción debe cubrir toda la parte afectada del miembro, hasta llegar a sus partes sanas.

c) Reforzamiento, mediante placas y perfiles

Deberá reforzarse, mediante placas, perfiles y otras secciones, los miembros dañados o debilitados. Una vez descubiertos los daños en su verdadera magnitud, y cuando los elementos estén ya libres de restos y material suelto, se procederá a reforzar las partes con el objetivo de recuperar las características funcionales de este elemento. Estas piezas se fijarán con remaches, tornillos o soldadura, de manera que se ajusten lo más aproximadamente posible al diseño original de la estructura.

d) Enderezado de miembros estructurales golpeados y torcidos

Cuando sea posible, los miembros estructurales con golpes y torceduras se podrán restaurar a la posición y forma original, mediante herramientas manuales o gatos hidráulicos. Los puntos debilitados por severa deformación podrán reforzarse.

e) Sustitución de las partes o elementos severamente dañados

En muchas ocasiones, las partes o los miembros de una estructura presentan serios daños por corrosión o por impactos, que no permiten restauración y, por lo tanto, debe planearse la forma más acertada para removerlos y sustituirlos, aun sin detener el tránsito. Un señalamiento adecuado, el apuntalamiento y el andamiaje necesario, son partes claves que deben resolverse antes de desmontar y colocar el nuevo elemento. Se deberá sustituir la función de la pieza dañada, antes de proceder a su remoción y cambio posterior.

f) Reemplazo de pines, tornillos y otras piezas menores

Por la naturaleza de esta estructura, la mayoría de las piezas se fijan con pines y tornillos, lo cual las hace vulnerables a la sustracción o pérdida de algunas de estas piezas, debido a las vibraciones y al impacto de las cargas. La inspección oportuna y el reemplazo a tiempo de las piezas faltantes pueden evitar las fallas de esta estructura e impedir grandes pérdidas humanas y materiales.

g) Aplicación de las capas de pintura de protección

Después de reparados o sustituidos los elementos dañados de una estructura, se aplicarán las capas de base anticorrosiva y la o las de acabado final, la preparación de la superficie se realizara de acuerdo a la recomendación de las normas AASHTO 13.2.3.1 la que recomienda utilizar el SSPC-SP10, la cual se encuentra detallada en la sección c.1.3 de este capítulo, al igual que el procedimiento de pintura.

5.2 PLAN DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO

En una organización de mantenimiento aparecen tres componentes siguientes, necesarios e interrelacionados:

a) Recursos

Comprende personal, que para el puente se requieren de 4 obreros y 1 supervisor, tornillos de repuesto en caso de que estos no se hayan desprendido por efecto de la vibración y herramientas necesarias para la limpieza general y de ajuste en caso de requerirlo.

b) Administración

Una estructura jerárquica con autoridad y responsabilidad que decida qué trabajo se hará, cuándo y cómo debe llevarse a cabo, en este caso será el supervisor encargado el mismo que deberá llenar la hoja de inspección para tener una bitácora del puente.

c) Planificación del trabajo y sistema de control

Un mecanismo para planificar y programar el trabajo, y garantizar la recuperación de la información necesaria para que el mantenimiento preventivo se dirija correctamente hacia el objetivo definido.

Las actividades de mantenimiento preventivo a mediano plazo del puente pueden ser realizadas por el personal de las residencias de conservación. Dichas actividades se recomienda realizar semestralmente, a continuación detallamos las actividades y trabajos que se deben realizar:

- Verificación de la señalización, alumbrado, etc.

- Limpieza de maleza y desechos en drenes, coronas de pilas, estribos, caballetes, zampeado, etc.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.
- Protección contra la socavación.
- Reacondicionamiento de barandas dañadas.
- Limpieza de las juntas de dilatación.
- Limpieza o protección de apoyos.
- Verificar los daños en pintura y presencia de corrosión sobre la estructura.
- Verificar la presencia y ajuste de los pernos.

Las actividades de mantenimiento preventivo a largo plazo del puente pueden ser realizadas por el personal especializado en conservación de puentes. Dichas actividades se recomienda realizar después de un informe del encargado del mantenimiento a mediano plazo en el que indique el grado de deterioro de alguna parte del puente, o se recomienda realizarlo cada cinco años las labores de pintado y análisis estructural.

CAPITULO 6

COSTOS Y EQUIPOS PARA MANTENIMIENTO

6.1 COSTOS UNITARIOS DE REPARACIÓN

Calculamos los costos unitarios tomando en cuenta los siguientes rubros.

Los precios referenciales de materiales y mano de obra se encuentran en el Anexo H

6.1.1 LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
CODIGO	1.001
RUBRO	LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE
UNIDAD	m2

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORIA	NUMERO	SALARIO HORA	RENDIMIENTO H/HOMBRE	COSTO
AYUDANTE	CATEGORIA I	2,00	1,75	0,06	0,21
CHOFER	LICENCIA TIPO "D"	1,00	2,50	0,03	0,08
TOTAL MANO DE OBRA					0,29

EQUIPO

DESCRIPCION	NUMERO	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/EQUIPO	COSTO
HERRAMIENTA MANUAL	1,00	0,08	0,07	0,01
CAMIONETA	1,00	4,38	0,03	0,13
TOTAL EQUIPO				0,14

COSTO DIRECTO TOTAL	0,42
COSTOS INDIRECTOS (0%)	0,00
COSTO TOTAL RUBRO	0,42

6.1.2 REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL (PREPARACIÓN Y MONTAJE)

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
CODIGO	2.001
RUBRO	REFUERZO ACERO ESTRUCTURAL (PREP Y MONTAJE)
UNIDAD	kg

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO
PLATINA ACERO ESTRUCTURAL	kg	1,00	1,25	1,25
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0,02	2,34	0,05
ELECTRODO # 7018 1/4	kg	0,02	2,34	0,05
DISCO DE DESBASTE	U	0,01	3,19	0,03
ACETILENO	m3	0,01	12,00	0,12
OXIGENO	m3	0,01	10,35	0,10
TOTAL MATERIALES				1,60

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORIA	NUMERO	SALARIO HORA	RENDIMIENTO H/HOMBRE	COSTO
AYUDANTE MECANICA	CATEGORIA I	2,00	2,25	0,04	0,18
ARMADORES	CATEGORIA I	2,00	3,75	0,04	0,30
SOLDADOR	CATEGORIA II	2,00	4,38	0,04	0,35
CHOFER CAMIONETA	LICENCIA TIPO "D"	1,00	2,50	0,03	0,08
CHOFER CAMION	LICENCIS TIPO "E"	1,00	3,13	0,03	0,09
SUPERVISOR	CATEGORIA IV	1,00	3,75	0,05	0,17
OPERADOR	EQUIPO PESADO	1,00	3,13	0,01	0,03
TOTAL MANO DE OBRA					1,20

EQUIPO

DESCRIPCION	NUMERO	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/EQUIPO	COSTO
HERRAMIENTA MANUAL	2,00	0,20	0,02	0,008
ANDAMIOS	20,00	0,02	0,10	0,040
AMOLADORA ELECTRICA	2,00	1,10	0,02	0,044
MOTOSOLDADORA	2,00	5,00	0,06	0,600
CAMIONETA	1,00	4,38	0,03	0,131
CAMION	1,00	6,25	0,03	0,188
EQUIPO DE SUELDA AUTOGENA	1,00	3,75	0,01	0,038
GRUA MOVIL	1,00	25,00	0,01	0,250
TOTAL EQUIPO				1,30

COSTO DIRECTO TOTAL	4,10
COSTOS INDIRECTOS (0%)	0,00
COSTO TOTAL RUBRO	4,10

6.1.3 SUSTITUCIÓN DE PERNOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
CODIGO	3.001
RUBRO	PERNO 7/8" X 4" DESMONTAJE Y MONTAJE
UNIDAD	u

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO
PERNO 7/8" X 4"	u	1,00	1,30	1,30
TOTAL MATERIALES				1,30

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORIA	NUMERO	SALARIO HORA	RENDIMIENTO H/HOMBRE	COSTO
AYUDANTE	CATEGORIA II	1,00	2,00	0,21	0,42
MAESTRO	CATEGORIA III	1,00	2,50	0,21	0,53
CHOFER CAMION	LICENCIA TIPO "E"	1,00	3,13	0,03	0,09
TOTAL MANO DE OBRA					1,04

EQUIPO

DESCRIPCION	NUMERO	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/EQUIPO	COSTO
HERRAMIENTA MANUAL	1,00	0,20	0,02	0,00
AMOLADORA ELECTRICA	1,00	1,10	0,02	0,02
CAMION	1	6,25	0,03	0,19
TOTAL EQUIPO				0,21

COSTO DIRECTO TOTAL	2,55
COSTOS INDIRECTOS (0%)	0,00
COSTO TOTAL RUBRO	2,55

6.1.4 PINTURA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
CODIGO	4.001
RUBRO	PINTURA ESMALTE ESTRUCTURA METALICA PUENTE
DESCRIPCION	ANTICORROSIVO Y ESMALTE 2 MANOS
UNIDAD	m2

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO
PINTURA ANTICORROSIVA	lt	0,20	3,29	0,66
PINTURA ESMALTE	lt	0,28	3,61	1,01
THINNER	lt	0,12	0,30	0,04
ARENA	kg	3,00	0,05	0,15
TOTAL MATERIALES				1,85

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORIA	NUMERO	SALARIO HORA	RENDIMIENTO H/HOMBRE	COSTO
AYUDANTE	CATEGORIA I	2,00	1,75	0,28	0,96
PINTOR CALIFICADO	CATEGORIA III	2,00	2,50	0,28	1,38
SANDBLASTEADOR	CATEGORIA III	2,00	2,50	0,28	1,38
CHOFER CAMIONETA	LICENCIA TIPO "D"	1,00	2,50	0,03	0,08
CHOFER CAMION	LICENCIA TIPO "E"	1,00	3,13	0,03	0,09
SUPERVISOR	CATEGORIA IV	1,00	3,75	0,15	0,56
TOTAL MANO DE OBRA					4,44

EQUIPO

DESCRIPCION	NUMERO	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/EQUIPO	COSTO
HERRAMIENTA MANUAL	1,00	0,20	0,15	0,03
ANDAMIOS	20,00	0,02	0,90	0,36
COMPRESOR	1,00	5,00	0,30	1,50
EQUIPO PINTURA	1,00	2,00	0,30	0,60
MAQUINA LIMPIEZA SANBLASTING	1,00	37,00	0,30	11,10
CAMIONETA	1,00	4,38	0,03	0,13
CAMION	1,00	6,25	0,03	0,19
TOTAL EQUIPO				13,91

COSTO DIRECTO TOTAL	20,21
COSTOS INDIRECTOS (0%)	0,00
COSTO TOTAL RUBRO	20,21

6.2 EQUIPO A UTILIZAR

6.2.1 LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE

Se utilizará únicamente herramienta manual común, como son: palas, machetes, espátulas, escobas, cepillos de acero, transporte, etc. Para realizar este trabajo los obreros deben utilizar los equipos de seguridad básicos.

6.2.2 REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL (PREPARACIÓN Y MONTAJE)

Utilizaremos los siguientes equipos: manual como; espátulas, cepillo de acero, martillos, nivel, flexómetro, lijas, escaleras, andamios. Equipo mecánico como:

amoladoras, motosoldadoras, oxicorte, grúa de 15 ton, equipo de seguridad y transporte.

6.2.3 SUSTITUCIÓN DE PERNOS

Para la sustitución de pernos se utilizara: amoladora eléctrica, martillo cincel, torquímetro, llaves de pico, equipo de seguridad y transporte.

6.2.4 PINTURA

Utilizaremos los siguientes equipos: Sandblasting, de pintura, andamios, espátulas, transporte y todo lo referente a seguridad.

6.3 REQUERIMIENTO DE PERSONAL

6.3.1 LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE

Para la limpieza se requerirá de dos obreros y el chofer quien será el encargado de llevar el equipo de limpieza y el personal al puente.

6.3.2 REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL (PREPARACIÓN Y MONTAJE)

Para los trabajos de refuerzo se requerirá el siguiente personal: dos soldadores calificados, dos armadores, dos ayudantes de mecánica, operador para la grúa, un supervisor, chofer de camión para transportar los materiales y equipos y un chofer de camioneta para la movilización del personal y logística.

6.3.3 SUSTITUCIÓN DE PERNOS

Para la sustitución de pernos se requiere del siguiente personal: un maestro mecánico, un ayudante y un chofer para transporte y logística.

6.3.4 PINTURA

Para el procedo de pintado del puente se requerirá del siguiente personal: dos pintores calificados, dos sandblasteadores, dos ayudantes, un supervisor, chofer de camión y un chofer de camioneta.

6.4 CANTIDADES DE OBRA Y COSTO TOTAL DE REPARACIÓN

6.4.1 CANTIDADES DE OBRA.

6.4.1.1 Limpieza manual del puente

La limpieza requerida del puente es de 304 m², distribuidos de la siguiente manera: dos metros a cada lado incluyendo las cuerdas inferiores a lo largo de todo el puente y cuatro metros cuadrados en cada apoyo.

6.4.1.2 Refuerzo de acero estructural (preparación y montaje)

Para este trabajo consideraremos placas de refuerzo las cuales irán soldadas a los dos patines en su parte exterior de cada viga crítica de acuerdo a la tabla (4.17) para lo cual se requiere de: 4333.20 Kg. de platina de acero estructural con la siguiente dimensión 150x20mm. Que serán distribuidos de la siguiente manera: 4 refuerzos de 5 m de largo en cada uno de los siguientes miembros (haciendo referencia a los planos del anexo B) S3-S5, S5-S7 Y S7-S9 al igual que los elementos posteriores. 4 refuerzos de 8m en los elementos diagonales I2-S3 y S9-I10 al igual que los elementos posteriores. Y 3391.20 kg. de platina de 150x15mm que serán distribuidas de la siguiente manera 4 refuerzos de 5 m en los elementos S1-S3 y S9-S11 al igual que los elementos posteriores. 4 refuerzos de 7 m en los elementos verticales I2-S2, I4-S4, I8-S8 y I10-S10 y sus respectivos elementos posteriores.

6.4.1.3 Sustitución de pernos

La cantidad de pernos a sustituirse son 156, que se encuentran ubicados en las cuerdas inferiores externas debido a su alto grado de deterioro.

6.4.1.4 Pintura

Para el proceso de pintado se calculó el área total de los elementos estructurales que se encuentra en la tabla 6.1.

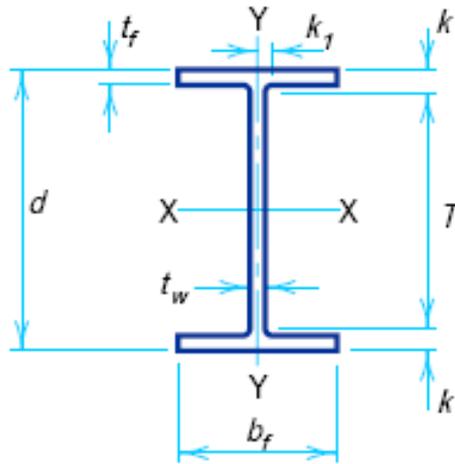


Tabla 6.1 Área de la estructura para pintar

Perfil	Longitud (m)	d (plg)	T_w (plg)	B_f (plg)	Perímetro		Área Exterior (m ²)
					(plg)	(m)	
W 14 x 176	42,92	15,2	0,83	15,65	91,38	2,3211	99,6198
W 14 x 61	251,6	13,9	0,375	9,995	67,01	1,7021	428,2376
W 14 x 43	60,87	13,7	0,305	7,995	58,69	1,4907	90,7407
W 14 x 99	161,8	14,2	0,485	14,57	85,61	2,1745	351,8338
W 14 x 132	95,92	14,7	0,645	14,73	86,93	2,2080	211,7939
W 14 x 145	71,94	14,8	0,68	15,5	90,2	2,2911	164,8206
W 30 x 99	33	29,7	0,52	10,45	100,1	2,5415	83,8705
W 21 x 93	19,78	21,6	0,58	8,42	75,76	1,9243	38,0628
W 21 x 44	15	20,7	0,35	6,5	66,62	1,6922	25,3823
2 L 6x4x1/2	89,26	6	4		28	0,7112	63,4818
2 L 6x4x3/8	199,2	6	4		28	0,7112	141,6713
2 L 4x3x5/16	178,99	4	3		20	0,5080	90,9271
TOTAL							1790,4422

6.4.2 COSTO TOTAL DE REPARACIÓN

Tabla 6.2 Costo total de reparación

	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
LIMPIEZA	304,00	m2	0,42	128,24
REFUERZO(300X10mm)	4333,20	kg	4,10	17749,00
REFUERZO(180X12.5mm)	3391,20	kg	4,10	13890,52
PERNOS	156,00	u	2,55	398,17
PINTURA	1790,44	m2	20,21	36179,68
			TOTAL	68345,63

6.5 TIEMPO DE EJECUCIÓN PARA EL MANTENIMIENTO

El tiempo estimado para la realización de este proyecto es de aproximadamente 45 días, de acuerdo con los datos proporcionados por el INAMHI, que se encuentran en la Tabla 2.2 (Datos hidrológicos del Río Blanco) lo recomendable es que se lo realice en los meses de junio-noviembre por presentar los menores promedios de precipitaciones mensuales.

6.5.1 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES PARA LA EJECUCIÓN DEL MANTENIMIENTO

ACTIVIDAD	DIAS															
	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
LIMPIEZA MANUAL DEL PUENTE	█															
REFUERZO DE ACERO ESTRUCTURAL		█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█				
SUSTITUCIÓN DE PERNOS		█	█													
SANDBLASTING					█	█	█	█	█	█	█	█				
PINTURA					█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█

CAPITULO 7.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

1. De acuerdo a los planos de nivelación, se determinó que tiene un camber de 17 mm. esto quiere decir que existe una disminución con respecto al original que fue de 130 mm. Siendo este insuficiente para que el agua fluya normalmente hacia los extremos.
2. Se dedujo que existe un ligero asentamiento del estribo oeste de aproximadamente 74 mm, debido a una socavación. Considerando que el puente haya sido construido a un mismo nivel.
3. De acuerdo a las mediciones realizadas en el puente de determino que tiene un deterioro aproximado de 1mm. por cada cara de la viga ya que el puente se encuentra con una oxidación severa.
4. Según los datos y las dimensiones de los elementos con la que fueron construidas inicialmente, se realizó la simulación del puente en SAP2000 con lo que se determinó que el puente cumplió satisfactoriamente las especificaciones de diseño de las normas AASHTO para la carga HS20 - 44.
5. Al comparar los resultados obtenidos en el SAP2000 con los cálculos utilizando la estática básica, se concluye que los resultados arrojados por el programa informático son confiables ya que difieren en un rango de 0 al 10% entre ellos, y con esto podemos realizar simulaciones con diferente carga y distintas secciones de vigas.

6. Se determinó que por la longitud del puente (236ft), a este únicamente se lo debe analizar aplicando una franja de carga la cual debe estar distribuida en toda la longitud del puente.
7. De la simulación estática considerando la corrosión, se determinó que los elementos que se encuentran a compresión son los más críticos.
8. Del análisis por fatiga determinamos que el intervalo de esfuerzo debido a las cargas no excede el intervalo admisible de esfuerzos de fatiga, por lo que el puente no fallaría por fatiga, tanto para los elementos como para las uniones.
9. Se determinó que la deflexión máxima debido a carga viva mas impacto calculada por SAP2000 es de 0.2818 pies que es menor a la deflexión permisible determinada en la norma AASTHO 10.6.2. equivalente a $\frac{L}{800} = 0,2952$ pies para puentes en general.
10. Del análisis de número de pernos en las juntas se determinó que son suficientes para los esfuerzos aplicados, pero de la inspección visual se pudo constatar que los pernos de la cuerda inferior se encuentran deteriorados.
11. De la inspección visual y los planos de nivelación se determinó que el Apoyo móvil se encuentra desplazado aproximadamente 15 mm. En sentido longitudinal.
12. Por el asentamiento del estribo donde se encuentra el apoyo móvil la junta de dilatación de este extremo ya no cumple sus funciones ya que este se encuentra completamente unido.
13. El costo del mantenimiento del puente sobre el Río Blanco no debe ser generalizado, ya que la ubicación del puente, la existencia de servicios básicos, la topografía, la accesibilidad para la realización de los trabajos son rubros que influyen en el costo final.

14. Aunque en el Ecuador se encuentran en vigencia las cargas de diseño HS-MOP para puentes, estas no fueron aplicadas para el diseño del puente sobre el Río Blanco, lo cual puede disminuir la vida útil de los puentes debido a la existencia de vehículos más pesados que el HS 20-44, bajo el cual se realizó el diseño.
15. Para las corridas, el programa considera que todas las juntas empernadas se encuentran en buen estado, por lo que existe un pequeño rango de incertidumbre en los resultados.

7.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda hacer un seguimiento al puente sobre el Río Blanco que conjuntamente con este estudio permitan aumentar la vida útil y seguridad en el servicio.
2. No tomar en cuenta los resultados del SAP 2000 respecto a la calzada del puente, puesto que la misma no está simulada para el diseño, sino que fue representada como un conjunto de sus pesos constitutivos para la obtención de los modos de vibrar y el efecto que causa sobre la estructura metálica.
3. Se recomienda realizar un análisis estructural de la base de la pila donde se encuentra el apoyo móvil, ya que se determinó con la nivelación realizada que ha sufrido un asentamiento, por que se presume que existe socavación debido a que esta base se encuentra sumergida en el cauce del río.
4. Se debe realizar al menos un levantamiento topográfico del puente por año para verificar que no avance el asentamiento de la pilastra.
5. Se deben realizar inspecciones preliminares por lo menos una vez al año, el ingeniero encargado dará una calificación y de esta dependerán las inspecciones principal y especial en caso de existir algún daño crítico.

6. Para realizar el mantenimiento del puente sobre el Río Blanco se recomienda ejecutarlos por los meses de verano, que comprenden entre junio y agosto.
7. Los pernos de las cuerdas inferiores se encuentran deterioradas se recomienda reemplazarlos inmediatamente ya que el programa en la corrida los considera en buen estado, se deberá cambiarlos en grupos de cuatro alternados para minimizar los efectos de los esfuerzos.
8. De acuerdo al análisis se recomienda reforzar los elementos que se determinaron como críticos, se ubicarán placas de refuerzos soldadas a los patines de las vigas con el fin de evitar el pandeo y a la vez esto ayudaría a mantener el camber del puente.
9. Para el proceso de sandblasting se recomienda utilizar arena de color uniforme seleccionada mediante el pase de esta a través de zarandas con malla N° 18 (distancia entre hilos 1 mm.) y que quede retenida en una malla 40 (distancia entre hilos 0.4 mm.) y los granos deben tener una adecuada dureza y con esto se debe lograr una superficie “casi blanco” equivalente a la norma SSPC-SP10.
10. La aplicación de la capa base de pintura debe realizarse máximo 6 horas después de la limpieza de superficies y en la misma jornada de trabajo a fin de evitar problemas de falta de adherencia por presencia de impurezas y señales de oxidación.
11. No se realizará el proceso de pintado cuando las condiciones atmosféricas no se lo permitan, como son lluvia, viento, neblina, polvo temperatura y humedad.
12. Para la aplicación de las diferentes capas de pintura, se respetaran los tiempos mínimos y/o máximos de secado determinados en la hoja técnica del fabricante.
13. Colocar en el puente rompe velocidades o señalización vertical y horizontal que indique disminuir la velocidad, para que de esta manera el factor de impacto sea mínimo.

REFERENCIAS

1. BIBLIOGRÁFICAS

- **AASHTO.** “Standard Specifications for Highway Bridges” 17th Edition – 2002
- **ASTM.** “Annual Book of ASTM Standards”. Philadelphia, 1994
- **BALDEÓN, Carlos.** “Seminario de Puentes Metálicos”. Primera ed. Quito. EPN, 1989.
- **BOWLES, Joseph E.** “Diseño de Acero Estructural”. Traducido del inglés por Carlos García. Primera ed. México D.F. LIMUSA, 1984.
- **BRESLER, Boris. et al.** “Diseño de Estructuras de Acero”. Traducido del inglés por Enrique Martínez y José Feregrino. Primera ed. México. D.F. LIMUSA ILEY, 1970.
- **BROCKENBROUGH, MERRITT,** “Manual de diseño de estructuras de acero”. Traducido del inglés por Ramírez Alfonso y Santos Gustavo, Segunda ed. Colombia. MC.GRAW-HILL, 1997
- **GARCÍA, Jaime.** “Fundamentos para el Cálculo y Diseño de Estructuras Metálicas de Acero Laminado”. Primera ed. Madrid. McGRAW HILL, 1998.
- **HEARN, E.** “Resistencia de Materiales, Diseño de Estructuras y Máquinas”. Primera ed. México D.F. INTERAMERICANA, 1984.
- **HIDALGO, Gustavo.** “Elementos de Puentes”. Primera ed. Quito. ESPE, 1987.
- **Mc Cormac** “Diseño de estructuras de acero”. 2da. ed. México D.F. McGRAW HILL, 1988.
- **MERIAM, J.** “Estática”. Traducida del inglés por Julián Fernández Ferrer. 2da. ed. Barcelona. REVERTÉ, 1976.
- **MORÁN, Mario.** “Estructuras y Cargas para Puentes”. Ecuador. Universidad Católica del Ecuador. Seminario Ingeniería de Puentes, 2000.

- **GERE, JAMES**, “Mecánica de materiales”.Quinta ed. México, THOMSON LEARNING, 2002
- **W.T. Marshall**, “Estructuras” Primera ed. Barcelona. REVERTÉ, 1993.
- **SMITH, William**. “Fundamentos de la Ciencia e Ingeniería de Materiales”. Traducida del inglés por Alicia Larena Pellejero. 3ra. ed. Madrid. McGRAW HILL, 1998.

2. TESIS:

- **ANDRADE JOHNNY, TESIS** “Estudio de solicitaciones por viento en el Ecuador”. Tesis Ing. Civ. Quito, Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Facultad de Ingeniería Civil, 1989.

3. PUBLICACIONES PERIÓDICAS:

- ECUADOR, Cámara De La Construcción De Quito. Rubros referenciales 2007
- ECUADOR, Ministerio de Obras Públicas (MOP), Estadísticas
- ECUADOR, Anuarios Biblioteca INAMHI.
- ECUADOR, INEN. “Código Ecuatoriano de la Construcción”. Quito, 2002.

4. DIRECCIONES DE INTERNET:

- <http://materiales.eia.edu.co/laboratorios/liquidados/procedimiento.htm>, líquidos penetrantes
- www.cirsoc.com , Control de Calidad en estructuras metálicas, español.
- www.construaprede.com , Puentes, español