

MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES



INGENIERÍA BÁSICA

- Estudios topográficos.
- Estudios de hidrología e hidráulica.
- Estudios geológicos y geotécnicos.
- Estudios de riesgo sísmico.
- Estudios de impacto ambiental.
- Estudios de tráfico.
- Estudios complementarios.
- Estudios de trazo y diseño vial de los accesos.
- Estudios de alternativas a nivel de anteproyecto.

PROYECTO DE INGENIERÍA

- Elementos del proyecto.
- Presentación del proyecto.
- Cargas y factores de cargas.
- Especificaciones de los materiales.
- Verificación de seguridad.
- Cargas sísmicas para el análisis.



INGENIERÍA Y GESTIÓN

Manual de Diseño de Puentes

**Impresión**

ISAGRAF S.R.L.
Av. República de Panamá 5115 – Surquillo

Ventas

Av. Paseo de la República 5613 – Miraflores
(511) 241-8946
ventas@editorialmacro.com
<http://www.editorialmacro.com>

Contenido

RESOLUCIÓN MINISTERIAL	21
PROLOGO	23
TITULO PRELIMINAR	25
INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES	25
I. DEFINICIONES	25
II . UNIDADES Y SÍMBOLOS	26
TITULO I	27
DE LA INGENIERÍA BÁSICA	27
1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	27
1.1.1 Objetivos y Alcances	27
1.1.2 Instrumentación	27
1.1.3 Documentación	27
1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA	28
1.2.1 Objetivos	28
1.2.2 Alcances	28
1.2.3 Consideraciones para el Diseño	29
1.2.4 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos	29
1.2.5 Información de Apoyo	30
1.2.6 Documentación Requerida	30
1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS	30
1.3.1 Estudios Geológicos	30
1.3.1.1 OBJETIVOS	30
1.3.1.2 ALCANCE	30
1.3.2 Estudios Geotécnicos	31
1.3.2.1. OBJETIVOS	31
1.3.2.2. ALCANCES	31
1.3.2.3 SONDAJES	31
1.3.2.4 ENSAYOS DE CAMPO	31
1.3.2.5 ENSAYOS DE LABORATORIO	32
1.3.3 Interrelación con los Estudios Hidrológicos	32
1.3.4 Documentación	32
1.4 ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO	33
1.4.1 Objetivos	33
1.4.2 Requisitos Mínimos	33
1.4.3 Requerimiento de los Estudios	33
1.4.4 Alcances	33
1.4.5 Métodos de análisis	34
1.4.6 Documentación	34
1.5 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL.....	34
1.5.1 Enfoque.....	34

1.5.2	Objetivos y Alcances	34
1.5.3	Requerimiento de los Estudios	35
1.5.4	Métodos de Análisis	35
1.5.5	Información mínima que requieren los estudios de Impacto Ambiental en Puentes	35
1.5.6	Documentación.....	36
1.6	ESTUDIOS DE TRÁFICO	36
1.6.1	Objetivos	36
1.6.2	Metodología	36
1.6.3	Documentación	36
1.7	ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS	37
1.7.1	Objetivos.....	37
1.7.2	Alcances	37
1.7.3	Documentación	37
1.8	ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS	37
1.8.1	Objetivos.....	37
1.8.2	Alcances	37
	Diseño Geométrico:	37
	Trabajos Topográficos:.....	37
	Diseño de Pavimentos:.....	38
	Diseño de señalización:.....	38
1.8.3	Documentación	38
1.9	ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO	38
1.9.1	Objetivos	38
1.9.2	Alcances	38
1.9.3	Documentación	38
TITULO II		39
DEL PROYECTO DE INGENIERÍA		39
2.1	ELEMENTOS DEL PROYECTO	39
2.1.1	Generalidades	39
2.1.1.1	INFORMACIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA	39
2.1.1.2	ELEMENTOS BÁSICOS DEL PROYECTO.	39
2.1.2	Información de la Ingeniería Básica	39
2.1.3	Elementos Básicos del Proyecto	39
2.1.3.1	DEFINICIÓN	39
2.1.3.2	NORMAS GENERALES	39
2.1.3.3	MATERIALES	39
2.1.3.3.1	Concreto	40
2.1.3.3.2	Acero	40
2.1.3.3.3	Elastómeros	40
2.1.4	Geometría	40
2.1.4.1	GENERALIDADES	40
2.1.4.2	GEOMETRÍA GENERAL Y PROYECTO GEOMÉTRICO	41
2.1.4.2.1	Desarrollo en perfil Longitudinal	41
2.1.4.2.2	Desarrollo en Planta	41
2.1.4.3	GEOMETRÍA DE DETALLES	41
2.1.4.3.1	Generalidades	41
2.1.4.3.2	Secciones Transversales	41

2.1.4.3.3 Gálibos	42
2.1.4.3.4 Dispositivos Básicos de Protección	42
2.1.4.3.4.1 Barreras de concreto	42
2.1.4.3.4.2 Barandas.....	42
2.1.4.3.5 Dispositivos Básicos de Transición y Contención	42
2.1.4.3.5.1 Losas de transición	42
2.1.4.3.5.2 Estribos	43
2.1.4.3.5.3 Cortinas	43
2.1.4.3.5.4 Alas	43
2.1.4.3.6 Juntas de Dilatación	43
2.1.4.3.7 Principios Básicos para el Drenaje	43
2.1.4.3.7.1 Condiciones Geométricas	43
2.1.4.3.7.2 Elementos de Captación	43
2.1.4.3.7.3 Drenaje de las Partes Internas de la Estructura	44
2.1.4.3.7.4 Drenaje en Estribos	44
2.1.4.3.7.5 Goteras	44
2.1.4.3.8 Pavimentación	44
2.1.4.3.9 Aparatos de Apoyo	44
2.1.5 Señalización	44
2.2 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO	44
2.2.1 Memoria Descriptiva y Justificación	44
2.2.2 Memoria de Cálculo	44
2.2.3 Planos	45
2.2.4 Especificaciones Particulares	46
2.2.5 Metrados	46
2.3 CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO	46
2.3.1 Objetivos del Proyecto	46
2.3.2 Filosofía de diseño	46
2.3.2.1 ESTADOS LÍMITE	46
2.3.2.1.1 Estado Límite de Servicio	47
2.3.2.1.2 Estados Límite de Fatiga y Fractura	47
2.3.2.1.3 Estado Límite de Resistencia	47
2.3.2.1.4 Estado Límite de Evento Extremo	47
2.3.2.2 DUCTILIDAD	48
2.3.2.3 REDUNDANCIA	49
2.3.2.4 IMPORTANCIA OPERATIVA	49
2.4 CARGAS Y FACTORES DE CARGAS	50
2.4.1 Clasificación y Definición	50
2.4.1.1 CARGAS PERMANENTES	50
2.4.1.2. CARGAS VARIABLES	50
2.4.1.3 CARGAS EXCEPCIONALES	50
2.4.2 Cargas Permanentes	50
2.4.2.1 PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS	50
2.4.2.2 EMPUJE DE TIERRA	51
2.4.2.3 DEFORMACIONES IMPUESTAS	51
2.4.3 Cargas Variables	51
2.4.3.1 CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	51
2.4.3.2 CARGAS VIVAS DE VEHÍCULOS	52
2.4.3.2.1 Número de vías	52
2.4.3.2.2 Cargas Vivas de Diseño	52
2.4.3.2.2.1 Generalidades	52
2.4.3.2.2.2 Camión de Diseño	52
2.4.3.2.2.3 Tándem de Diseño	52
2.4.3.2.2.4 Sobrecarga Distribuida	52
2.4.3.2.2.5 Área de Contacto de las Ruedas	52

2.4.3.2.2.6 Modificación por Número de Vías Cargadas	53
2.4.3.2.3 Ubicación de las Cargas Vivas	53
2.4.3.2.3.1 Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal	53
2.4.3.2.3.2 Posición de las Cargas en Dirección Transversal	53
2.4.3.2.4 Fatiga	53
2.4.3.3 EFECTOS DINÁMICOS	54
2.4.3.4 FUERZAS CENTRÍFUGAS	54
2.4.3.5 FUERZAS DE FRENADO Y DE ACELERACIÓN	54
2.4.3.6 CARGAS SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINELES	54
2.4.3.6.1 Sobrecargas en veredas	55
2.4.3.6.2 Fuerzas sobre sardineles	55
2.4.3.6.3 Fuerzas sobre barandas	55
2.4.3.7 CARGAS EN PUENTES PEATONALES	56
2.4.3.8 EMPUJE DE AGUA Y SUBPRESIONES	56
2.4.3.8.1 Presión Estática	56
2.4.3.8.2 Subpresiones	56
2.4.3.8.3 Efectos del Agua en Movimiento	56
2.4.3.8.3.1 En Dirección Longitudinal	56
2.4.3.8.3.2 En Dirección Transversal	56
2.4.3.8.4 Empuje Hidrodinámico	57
2.4.3.9 VARIACIONES DE TEMPERATURA	57
2.4.3.9.1 Rangos de Temperatura	57
2.4.3.9.2 Gradiente de Temperatura	57
2.4.3.10 CARGAS DE VIENTO	57
2.4.3.10.1 Generalidades	57
2.4.3.10.3 Presiones horizontales sobre los vehículos	58
2.4.3.10.4 Presiones verticales	58
2.4.3.10.5 Inestabilidad aeroelástica	58
2.4.3.11 EFECTOS DE SISMO	58
2.4.3.11.1 Alcances	58
2.4.3.11.2 Fuerzas Sísmicas	58
2.4.3.11.3 Coeficiente de Aceleración	58
2.4.3.11.4 Categorización de las Estructuras	59
2.4.3.11.5 Zonas de Comportamiento Sísmico	59
2.4.3.11.6 Condiciones Locales	59
2.4.3.11.6.1 Suelo Perfil Tipo I	59
2.4.3.11.6.2 Suelo Perfil Tipo II	60
2.4.3.11.6.3 Suelo Perfil Tipo III	60
2.4.3.11.6.4 Suelo Perfil Tipo IV	60
2.4.3.11.7 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica	60
2.4.3.11.7.1 Generalidades	60
2.4.3.11.7.2 Excepciones	60
2.4.3.11.8 Factores de Modificación de Respuesta	60
2.4.3.11.8.1 Generalidades	60
2.4.3.11.8.2 Aplicaciones	61
2.4.4 Cargas Excepcionales	61
2.4.5 Factores de Carga y Combinaciones	61
2.4.5.1 ALCANCE	61
2.4.5.2 CARGAS Y NOTACION	61
2.4.5.3 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	62
2.5 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	64
2.5.1 Generalidades	64
2.5.2 Acero de Refuerzo	64
2.5.2.1. Generalidades	64
2.5.2.2 Modulo de Elasticidad	64
2.5.2.3 Aplicaciones Especiales	64
2.5.2.4 Acero para Preesforzado	65

2.5.2.4.1 Generalidades	65
2.5.2.4.2. Modulo de Elasticidad	65
2.5.3 Aceros para estructuras metálicas	65
2.5.3.1 Aceros Estructurales	65
2.5.3.2 Pines, Rodillos y Balancines	66
2.5.3.3 Pernos, Tuercas y Arandelas	66
Pernos	66
Tuercas	67
Arandelas	67
2.5.3.4 Conectores de Corte tipo Perno	67
2.5.3.5 Metal para soldadura	67
2.5.3.6 Metal Fundido	67
Metal fundido y hierro dulce	67
Fundiciones Maleables	67
Hierro Fundido	67
2.5.3.7 Acero Inoxidable	68
2.5.4 Concreto	68
2.5.4.1 CLASE DE CONCRETO	68
2.5.4.2 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA	69
2.5.4.3 ACORTAMIENTO DE FRAGUA Y ACORTAMIENTO DIFERIDO	69
Creep (Deformación Plástica)	69
Acortamiento de fragua	70
2.5.4.4 OTRAS CARACTERÍSTICAS	71
Módulo de Elasticidad	71
Módulo de Poisson	71
Módulos de Ruptura	71
Resistencia a la Tracción	71
2.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	71
2.6.1 Generalidades	71
2.6.2 Métodos Aceptables	71
2.6.3 Modelos	72
2.6.3.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MATERIAL	72
2.6.3.1.1 Comportamiento Elástico	72
2.6.3.1.2 Comportamiento Inelástico	72
2.6.3.2 GEOMETRÍA	73
2.6.3.2.1 Teoría de las pequeñas deflexiones	73
2.6.3.2.2 Teoría de las grandes deflexiones	73
2.6.3.2.3 Métodos Aproximados	73
2.6.3.2.3.1 Magnificación de momentos, elementos viga-columna	73
2.6.3.2.3.2 Magnificación de Momentos - Arcos	75
2.6.3.2.3.3 Métodos Refinados	76
2.6.3.3 MODELOS DE CONDICIONES DE BORDE	76
2.6.3.4 MIEMBROS EQUIVALENTES	76
2.6.4 Análisis Estático	76
2.6.4.1. INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA	76
2.6.4.1.1 Relación en Planta	76
2.6.4.1.2 Estructuras Curvadas en el Plano	76
2.6.4.1.2.1 Generalidades	76
2.6.4.1.2.2 Superestructuras de una sola viga torsionalmente rígida	77
2.6.4.1.2.3 Superestructuras de vigas múltiples	77
2.6.4.2 MÉTODOS APROXIMADOS DE ANÁLISIS	77
2.6.4.2.1 Tableros	77
2.6.4.2.1.1 Generalidades	77
2.6.4.2.1.2 Aplicabilidad	77
2.6.4.2.1.3 Ancho Equivalente de Franjas Interiores	77
2.6.4.2.1.4 Ancho Efectivo de Franjas en los bordes de losas	78
2.6.4.2.1.5 Distribución de cargas de rueda	78

2.6.4.2.1.6 Cálculo de los Efectos de Fuerza	79
2.6.4.2.1.7 Acción de marco de la Sección Transversal	79
2.6.4.2.1.8 Distribución de carga viva sobre emparrillados parcial y totalmente llenos	79
2.6.4.2.1.9 Análisis Inelástico.....	80
2.6.4.2.2 Puentes Losa - Viga	80
2.6.4.2.2.1 Aplicación	80
2.6.4.2.2.2 Método del Factor de Distribución para Momentos y Cortes	83
2.6.4.2.2.2a Vigas interiores con tableros de madera	83
2.6.4.2.2.2.b Vigas interiores con tableros de concreto	83
2.6.4.2.2.2.c Vigas interiores con tableros de acero corrugados.	84
2.6.4.2.2.2d Vigas Exteriores	84
2.6.4.2.2.2e Puentes sesgados (esviados).....	85
2.6.4.2.2.2f. Momentos flexionantes y cortantes en vigas de piso transversal.	86
2.6.4.2.2.3 Métodos del Factor de Distribución por corte	86
2.6.4.2.2.3a Vigas Interiores	86
2.6.4.2.2.3b Vigas Exteriores	86
2.6.4.2.2.3c Puentes esviados	87
2.7 VERIFICACION DE SEGURIDAD	89
2.7.1 Resistencia de los Materiales en los Estados Límites	89
2.7.1.1 CONCRETO	89
2.7.1.1.1 Generalidades	89
2.7.1.1.2 Estado Límite de Servicio	89
2.7.1.1.3 Estado Límite de Fatiga	89
2.7.1.1.4 Estado Límite de Resistencia	89
Estabilidad	90
2.7.1.1.5 Estados Límites de Eventos Extremos	90
2.8 CIMENTACIONES	91
2.8.1 Cimentaciones Superficiales	91
2.8.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES	91
2.8.1.1.1 Aplicación	91
2.8.1.1.2 Presiones de contacto	91
2.8.1.1.3 Cimentaciones no rectangulares	91
2.8.1.1.4 Nivel de cimentación	91
2.8.1.1.5 Consideración del nivel freático	91
2.8.1.1.6 Fuerzas de levantamiento	91
2.8.1.1.7 Anclaje	91
2.8.1.1.8 Cercanía a estructuras existentes	91
2.8.1.1.9 Propiedades del suelo y de la roca	91
2.8.1.2 CIMENTACIONES CON PEDESTALES	92
2.8.1.2.1 Dimensionamiento	92
2.8.1.2.2 Esfuerzos.	92
2.8.1.3 CIMENTACIONES CON ZAPATAS	92
2.8.1.3.1 Cargas y Reacciones	92
2.8.1.3.2 Momentos	92
2.8.1.3.2.1 Secciones Críticas	92
2.8.1.3.2.2 Distribución del Refuerzo	92
2.8.1.3.3 Cortantes.....	93
2.8.1.3.3.1 Secciones Críticas	93
2.8.1.3.3.2 Zapatas sobre Pilotes o Pilares Excavados	93
2.8.1.3.4 Anclaje del Refuerzo	93
2.8.1.3.5 Transferencia de Fuerzas en la Base de la Columna	93
2.8.2 Cimentaciones Profundas	93
2.8.2.1 CIMENTACIONES CON PILOTES	93
2.8.2.1.1 Pilotes Hincados	93
2.8.2.1.1.1 Generalidades	93

2.8.2.1.1.1.1	Uso	93
2.8.2.1.1.1.2	Profundidad	94
2.8.2.1.1.1.3	Resistencia	94
2.8.2.1.1.1.4	Cargas debidas al asentamiento del terreno	94
2.8.2.1.1.1.5	Espaciamiento	94
2.8.2.1.1.1.6	Pilotes Inclınados	95
2.8.2.1.1.1.7	Nivel Freático y Sub-presiones	95
2.8.2.1.1.1.8	Protección contra el Deterioro.....	95
2.8.2.1.1.1.9	Fuerzas de Levantamiento	95
2.8.2.1.1.2	Pilotes Prefabricados de Concreto Armado	95
2.8.2.1.1.2.1	Dimensiones del Pilote	95
2.8.2.1.1.2.2	Acero de Refuerzo	95
2.8.2.1.1.3	Pilotes Prefabricados de Concreto Pre-esforzado	95
2.8.2.1.1.3.1	Dimensiones	95
2.8.2.1.1.3.2	Calidad del Concreto	95
2.8.2.1.1.3.3	Refuerzo	95
2.8.2.1.1.4	Pilotes Metálicos	96
2.8.2.1.1.4.1	Pilotes con sección en H	96
2.8.2.1.1.4.1.1	Espesores	96
2.8.2.1.1.4.1.2	Empalmes	96
2.8.2.1.1.4.1.3	Cabezales	96
2.8.2.1.1.4.1.4	Adición de puntas de acero	96
2.8.2.1.1.4.2	Pilotes con sección tubular	96
2.8.2.1.1.4.2.1	Espesores	96
2.8.2.1.1.4.2.2	Empalmes	96
2.8.2.1.1.4.2.3	Hincado	96
2.8.2.1.1.4.2.4	Comportamiento como columna	96
2.8.2.1.2	Pilotes Llenados In-Situ	97
2.8.2.1.2.1	Dimensiones	97
2.8.2.1.2.2	Acero de Refuerzo	97
2.8.2.1.3	Pilotes Inyectados de Pequeño Diámetro	97
2.8.2.1.3.1	Dimensiones	97
2.8.2.1.3.2	Calidad del concreto	97
2.8.2.1.3.3	Pruebas de carga.....	97
2.8.2.1.3.4	Efecto de Pandeo.....	97
2.9	SUPERESTRUCTURAS	97
2.9.1	Superestructuras de Concreto	97
2.9.1.1	GENERALIDADES	97
2.9.1.2	CONSIDERACIONES GENERALES	97
2.9.1.2.A	Filosofía de Diseño (Art. 2.3.2).	97
2.9.1.2.B	Estados Límites (Art. 2.3.2.1)	97
2.9.1.2.C	Objetivos del Proyecto (Art. 2.3.1)	97
2.9.1.3	DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS TIPO LOSA Y VIGAS	97
2.9.1.3.1	Desarrollo de la Sección General	97
2.9.1.3.1.1	Ancho de la Calzada (Art. 2.1.4.3.2)	97
2.9.1.3.1.2	Determinación de luces (Art. 1.2)	97
2.9.1.3.1.3	Seleccionar tipo de puente	98
2.9.1.3.2	Desarrollo de Secciones Típicas	98
2.9.1.3.2.1	Vigas Prefabricadas P/S	98
2.9.1.3.2.1.a	Ala superior	98
2.9.1.3.2.1.b	Ala Inferior	98
2.9.1.3.2.1.c	Almas	98
2.9.1.3.2.1.d	Dispositivos de Izado	98
2.9.1.3.2.1.e	Juntas de Construcción	98
	Juntas de construcción totalmente efectivas	98
2.9.1.3.2.2	Vigas T y Cajón Multicelular vaciados "in situ"	98
2.9.1.3.2.2.a	Ala o Losa Superior	98

2.9.1.3.2.2.b. Ala o Losa Inferior	99
2.9.1.3.2.2.c. Almas	99
2.9.1.3.2.2.d. Peralte	99
2.9.1.3.2.2.e. Refuerzo	99
2.9.1.3.2.2.e.1 Refuerzo de la losa del tablero en vigas T y vigas cajón vaciado "in situ"	99
2.9.1.3.2.2.e.2 Refuerzo de la losa inferior de vigas cajón colocados "in situ"	99
2.9.1.3.2.2.e.2.1 Mínimo	99
Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento	99
2.9.1.3.2.2.e.2.2 Temperatura y Acortamiento de fragua	100
2.9.1.3.2.2.e.2.3 Componentes de espesor menor que 1200 mm.	101
2.9.1.3.2.2.f. Ancho efectivo de las Alas	101
2.9.1.3.2.2.f.1 Generalidades	101
2.9.1.3.2.2.f.2 Vigas cajón de concreto y vigas cajón de una celda vaciadas "in-situ":	102
2.9.1.3.2.2.f.3 Superestructuras multiceldas vaceadas "in-situ"	102
2.9.1.3.2.2.f.4 Tableros Ortotrópicos de Acero	102
2.9.1.3.3 Diseño de Tableros Convencionales de Concreto Armado	105
2.9.1.3.3.1 Losas del Tablero (Art. 2.6.4.2.1)	105
2.9.1.3.3.2 Peralte Mínimo	105
2.9.1.3.3.3 Diseño Empírico	105
2.9.1.3.3.3.1 Aplicación	105
2.9.1.3.3.3.2 Longitud Efectiva	105
2.9.1.3.3.3.3 Condiciones de Diseño	105
2.9.1.3.3.3.4 Requerimientos de Reforzamiento	105
2.9.1.3.3.4. Diseño Tradicional	106
2.9.1.3.3.4.1 Generalidades	106
2.9.1.3.3.4.2 Refuerzo	106
2.9.1.3.3.5 Método de las Franjas (Art. 2.6.4.2.1.3)	106
2.9.1.3.3.6 Aplicación de la Sobrecarga	106
2.9.1.3.3.6.1 Cargas de Diseño para tablero, sistemas de tablero y losa superior de alcantarillas de sección cajón.	106
2.9.1.3.3.6.2 Ancho Equivalente de Franjas en los bordes de losas	106
2.9.1.3.3.6.3 Distribución de Cargas de Rueda	106
2.9.1.3.3.7 Armadura de Distribución	106
2.9.1.3.3.8 Diseño de Voladizos en sentido transversal	106
2.9.1.3.4 Selección de Factores de Resistencia	106
2.9.1.3.4.1 Estados Límites de Resistencia (convencional)	106
2.9.1.3.5 Selección de Modificadores de Carga	107
2.9.1.3.5.1 Ductilidad (Art. 2.3.2.2)	107
2.9.1.3.5.2 Redundancia (Art. 2.3.2.3)	107
2.9.1.3.5.3 Importancia Operacional (Art. 2.3.3.4)	107
2.9.1.3.6 Selección de Combinaciones de Carga Aplicables y Factores de Carga	107
2.9.1.3.7 Cálculo de Efectos de Cargas Vivas de Vehículos	107
2.9.1.3.7.1 Selección de Cargas Vivas (Art. 2.4.3.2) y Número de Vías (Art. 2.4.3.2.1)	107
2.9.1.3.7.2 Presencia Múltiple (Art. 2.4.3.2.1)	107
2.9.1.3.7.3 Efectos Dinámicos (Art. 2.4.3.3)	107
2.9.1.3.7.4 Factores de Distribución para Momentos (Art. 2.6.4.2.2.2)	107
2.9.1.3.7.5 Factores de Distribución para Corte (Art. 2.6.4.2.2.3)	107
2.9.1.3.8 Cálculo de los Efectos de Otras Cargas (Art. 2.4.5.3)	108
2.9.1.3.9 Investigación de Estados Límites de Servicio	108
2.9.1.3.9.1. Evaluación de Pérdidas en Elementos Pretensados	108
2.9.1.3.9.2 Limitaciones de Esfuerzos para Tendones de Pretensar	108
2.9.1.3.9.3 Limitaciones de Esfuerzos para el Concreto	108
2.9.1.3.9.3.1 Antes de las Pérdidas	108
2.9.1.3.9.3.1.1 Esfuerzos a Compresión	108

2.9.1.3.9.3.1.2 Esfuerzos de tensión excepto en Puentes construidos segmentalmente	108
2.9.1.3.9.3.1.3 Esfuerzos de tensión en Puentes construidos secuencialmente ...	108
2.9.1.3.9.3.1.3.a Esfuerzos longitudinales a través de las uniones en la zona de tensión previamente comprimida.	108
2.9.1.3.9.3.1.3.b Esfuerzos transversales a través de las uniones	109
2.9.1.3.9.3.1.3.c Esfuerzos en otras áreas sin refuerzo no pretensado con adherencia.	109
2.9.1.3.9.3.2 Después de las pérdidas.....	109
2.9.1.3.9.3.2.1 Esfuerzos a Compresión	109
2.9.1.3.9.3.2.2 Esfuerzos de Tensión	109
2.9.1.3.9.4 Investigación de Durabilidad	110
2.9.1.3.9.5 Control de Agrietamiento	110
2.9.1.3.9.6 Investigación de Fatiga, si es aplicable	110
2.9.1.3.9.7 Cálculo de Deflexión y Contraflecha	110
2.9.1.3.9.7.1 Criterios para Deflexión	110
2.9.1.3.10 Investigación de Estados Límites de Resistencia	111
2.9.1.3.10.1 Flexión	111
2.9.1.3.10.1.a Esfuerzos en el Acero de Pretensar - tendones con adherencia ...	111
Distribución rectangular de esfuerzos	112
2.9.1.3.10.1.b Esfuerzos en el acero de pretensar - tendones sin adherencia	112
2.9.1.3.10.1.c Resistencia a flexión factorada.	113
2.9.1.3.10.1.c.1 Secciones con Ala	113
2.9.1.3.10.1.c.2 Secciones Rectangulares	113
2.9.1.3.10.1.c.3 Otras secciones	113
2.9.1.3.10.1.d Límites para el Refuerzo.....	114
2.9.1.3.10.1.d.1 Refuerzo Máximo	114
2.9.1.3.10.1.d.2 Refuerzo mínimo	114
2.9.1.3.10.2 Corte (sin Momentos Torsionales)	115
2.9.1.3.10.2.a Requisitos Generales	115
2.9.1.3.10.2.b Modelo de Diseño por secciones	115
2.9.1.3.10.2.b.1 Resistencia Nominal al Corte	115
2.9.1.3.10.2.b.2 Determinación de β y θ	116
2.9.1.3.10.2.b.2.1 Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas ...	116
2.9.1.3.10.2.b.2.2 Procedimiento general	116
2.9.1.3.10.2.b.3 Refuerzo Longitudinal	117
2.9.1.3.10.2.b.4 Refuerzo Transversal	120
2.9.1.3.10.2.b.4.1 Mínimo refuerzo transversal	120
2.9.1.3.10.2.b.4.2 Tipos de refuerzo transversal	120
2.9.1.3.10.2.b.4.3 Espaciamiento máximo de Refuerzo Transversal	121
2.9.1.3.10.2.b.5 Corte Horizontal	121
2.9.1.3.11 Revisión de detalles.	122
2.9.1.3.11.1 Requisitos de Recubrimiento.	122
2.9.1.3.11.2 Longitud de desarrollo y empalmes - Acero de refuerzo	123
2.9.1.3.11.2.a Refuerzo de momento positivo	123
2.9.1.3.11.2.b Refuerzo de momento negativo.	123
2.9.1.3.11.2.c Uniones que resisten momentos.	123
2.9.1.3.11.2.1 Longitud de desarrollo	123
2.9.1.3.11.2.1.1 Barras y alambres deformados en tensión	123
2.9.1.3.11.2.1.1.a Longitud de desarrollo en tensión	123
2.9.1.3.11.2.1.1.b Factores de modificación que incrementa " l_d "	124
2.9.1.3.11.2.1.1.c Factores de modificación que reducen " l_d "	124
2.9.1.3.11.2.1.2 Barra deformadas en compresión	124
2.9.1.3.11.2.1.2.1 Longitud de desarrollo en compresión	124
2.9.1.3.11.2.1.2.2 Factores de modificación	125
2.9.1.3.11.2.1.2.3 Paquete de barras	125
2.9.1.3.11.2.1.2.3 Ganchos estándar en tensión	125
2.9.1.3.11.2.1.2.3.a Longitud de desarrollo en ganchos básicos	125

2.9.1.3.11.2.1.2.3.b Factores de Modificación	125
2.9.1.3.11.2.1.2.3.c Requisitos de ganchos	126
2.9.1.3.11.3 Longitud de Desarrollo - Acero de pretensar	126
2.9.1.3.11.3.1 Unión de strands	126
2.9.1.3.11.3.2 Strands parcialmente unidos	126
2.9.1.3.11.4 Empalmes	127
2.9.1.3.11.4.1. Detalles	127
2.9.1.3.11.4.2 Requerimientos Generales.....	127
2.9.1.3.11.4.2.1 Empalmes en dobleces	127
2.9.1.3.11.4.2.2 Conexiones Mecánicas	127
2.9.1.3.11.4.2.3 Empalmes soldados	127
2.9.1.3.11.4.3 Empalmes de Refuerzo en tensión	127
2.9.1.3.11.4.3.1 Empalmes doblados en tensión	127
2.9.1.3.11.4.4 Empalmes en miembros unidos a tensión	128
2.9.1.3.11.4.5. Empalmes de Barras en Compresión	128
2.9.1.3.11.4.5.1 Empalmes doblados en Compresión	128
2.9.1.3.11.5 Zonas de Anclaje	128
2.9.1.3.11.5.1 Postensionado	128
2.9.1.3.11.5.2 Pretensionado	128
2.9.1.3.11.5.2.1 Resistencia factorada	128
2.9.1.3.11.5.2.2 Refuerzo de confinamiento	129
2.9.1.3.11.6 Ductos	129
2.9.1.3.11.6.1. Generalidades.	129
2.9.1.3.11.6.2 Tamaño de ductos.	129
2.9.1.3.11.7 Limitaciones del perfil de los cables de pretensar.	129
2.9.1.3.11.7.1 Confinamiento del cable	129
2.9.1.3.11.7.2 Cables curvos	129
2.9.1.3.11.7.3 Límites de espaciamento	130
2.9.1.3.11.8 Límites del espaciamento del refuerzo	130
2.9.1.3.11.8.1 Espaciamento mínimo de barras de refuerzo.	130
2.9.1.3.11.8.1.1 Concreto colocado en el sitio.	130
2.9.1.3.11.8.1.2 Concreto prefabricado.....	130
2.9.1.3.11.8.1.3 Capas múltiples	130
2.9.1.3.11.9 Refuerzo transversal.	130
2.9.1.3.11.9.1 Tipos de refuerzo transversal	130
2.9.1.3.11.9.2 Máximo espaciamento del refuerzo transversal	131
2.9.1.3.11.9.3 Requerimientos de diseño y detalle.	131
2.9.1.4 DISEÑO DE PUENTES TIPO LOSA	131
2.9.1.4.1 Comprobación del peralte mínimo recomendado.	131
2.9.1.4.2 Determinación del ancho de franja para la carga viva.....	132
2.9.1.4.3 Aplicabilidad de la carga viva a los tableros y sistemas de tablero	132
2.9.1.4.4 Diseño de vigas de borde.	133
2.9.1.4.5 Superestructuras de losas sólidas hechas "in-situ".	133
Masa de concreto:	134
2.9.1.4.6 Losas huecas.	134
2.9.1.4.6.1 Comprobación si se trata de losas huecas o construcción celular	134
2.9.1.4.6.2 Comprobación de dimensiones mínimas y máximas (Art. 2.9.1.4.6.1)	135
2.9.1.4.6.3 Diseño de diafragmas	135
2.9.2. Superestructuras Metálicas	135
2.9.2.1 GENERALIDADES	135
2.9.2.2 CONSIDERACIONES GENERALES	135
2.9.2.2.1 Filosofía de Diseño (Art.2.3.2)	135
2.9.2.2.2 Estados Límites (Art.2.3.2.1)	135
2.9.2.2.3 Características de Diseño y Ubicación	135
2.9.2.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	135
2.9.2.3.1 Desarrollo General de la Sección	135
2.9.2.3.1.1 Ancho de Calzada (Art.2.1.4.3)	135
2.9.2.3.1.2 Arreglo de Luces (Art. 1.2.1)	135

2.9.2.3.1.3 Seleccionar el tipo de Puente - se asume que puede ser sección I o Vigas cajón	135
2.9.2.3.2 Desarrollo de la sección típica y Bases del Diseño	135
2.9.2.3.2.1 Vigas I	135
2.9.2.3.2.1.a General	135
2.9.2.3.2.b Elementos a flexión serán diseñados por:	135
2.9.2.3.3 Análisis Elástico o Inelástico	136
2.9.2.3.3.1 Redistribución de Momentos a continuación de un análisis elástico. ..	136
2.9.2.3.4 Secciones	136
2.9.2.3.4.1 Secciones Compuestas	136
2.9.2.3.5 No compuestas	136
2.9.2.3.5.1 Secciones No compuestas	136
2.9.2.3.5.1.1 GENERALIDADES	136
2.9.2.3.6 Homogéneas o Híbridas	136
2.9.2.3.6.1 Factores de Reducción de esfuerzos en las alas	136
2.9.2.3.6.2 Factor Híbrido, Rh	136
2.9.2.3.6.2.1 General	136
2.9.2.3.6.2.2 Flexión Positiva	136
2.9.2.3.6.2.3 Flexión Negativa	137
2.9.2.4. VIGAS CAJÓN	137
2.9.2.4.1 Generalidades	137
2.9.2.4.1.a Estado último de esfuerzo para secciones cajón	138
2.9.2.4.1.1 Cajones Multicelulares	139
2.9.2.4.1.1a Generalidades	139
2.9.2.4.1.2 Cajones Unicelulares	139
2.9.2.4.1.2a Generalidades	139
2.9.2.4.2. Requerimiento de Detalle	139
2.9.2.4.2.1 Rigidizadores del Alma	139
Ancho proyectado	139
Momento de Inercia	139
2.9.2.4.2.2 Rigidizadores de Alas en Compresión	140
2.9.2.4.2.2.1 Rigidizadores Longitudinales	140
2.9.2.4.2.3 Conexiones Ala - alma	141
2.9.2.4.2.3.1 Conexiones de soldadura filete	141
Tensión y compresión	141
Corte	141
2.9.2.4.3 Constructibilidad	141
2.9.2.4.3.1 Generalidades	141
2.9.2.5 DISEÑO DE TABLEROS CONVENCIONALES DE CONCRETO ARMADO	141
2.9.2.5.1 Refuerzo por flexión negativa de la losa	142
2.9.2.6 SELECCION DE FACTORES DE RESISTENCIA	142
2.9.2.6.1 Factores de Resistencia	142
2.9.2.7 SELECCION DE MODIFICADORES DE CARGA	142
2.9.2.7.1 Ductibilidad (Art. 2.3.2.2)	142
2.9.2.7.2 Redundancia (Art. 2.3.2.3)	142
2.9.2.7.3 Importancia Operacional (Art. 2.3.2.4)	142
2.9.2.8 SELECCION DE COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA	142
2.9.2.8.1 Estado de Resistencia Última	142
2.9.2.8.1.1 Generalidades	143
Esbeltez del alma:	143
Esbeltez de la brida de compresión	143
Resistencia de la brida de compresión	143
2.9.2.8.2 Estado Límite de servicio	144
2.9.2.8.2.1 Generalidades	144
2.9.2.8.3 Estado Límite de fatiga y fractura	144
2.9.2.8.3.1 Requisitos de Fatiga para almas	144

2.9.2.8.3.1.a Generalidades	144
2.9.2.8.3.1.b Cargas de Fatiga	144
2.9.2.8.3.1.c Flexión	144
2.9.2.8.3.1.d Corte	145
2.9.2.9 DISEÑO DE SECCIONES REQUERIDAS - ILUSTRADO PARA EL ANÁLISIS DE VIGAS I.	145
2.9.2.9.1 Chequear D_c/t_w por fatiga inducida por la flexión del alma o corte	145
2.9.2.9.2 Para secciones Compuestas	145
2.9.2.9.2.1. Considerar la secuencia de cargas y de llenado	145
Esfuerzos del acero	145
Flexión positiva	146
Flexión negativa	146
Ancho efectivo de la losa	146
2.9.2.9.2.2. Determinación del ancho efectivo del ala en compresión	146
2.9.2.9.2.3. Determinación si la sección es compacta	146
2.9.2.9.2.3.A Resistencia a la flexión para secciones compactas	146
2.9.2.9.2.3. A.1 Esbeltez del alma	146
2.9.2.9.2.3.A.1.1 Esbeltez del alma	146
Esbeltez del alma	147
Esbeltez de alas en compresión	147
2.9.2.9.2.3.A.2 Arriostamiento de las alas	148
2.9.2.9.2.3.A.2.1 Arriostamiento del ala en compresión	148
2.9.2.9.2.3.A.3 Cálculo de la Resistencia a la Flexión	148
2.9.2.9.2.3.A.3.1 Flexión Positiva	148
2.9.2.9.2.3.A.3.1.1 Resistencia a la flexión nominal	148
2.10 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS	149
2.10.1 Movimiento de Tierras	149
2.10.1.1 GENERALIDADES	149
2.10.1.2 EXCAVACIONES	149
2.10.1.2.1 Descripción	149
2.10.1.2.2 Ejecución	149
2.10.1.2.3 Sobreexcavaciones	150
2.10.1.2.4 Excavaciones en Roca	150
2.10.1.2.5 Control del Nivel Freático	151
2.10.1.3 RELLENOS	151
2.10.1.3.1 Descripción	151
2.10.1.3.2 Material de Relleno	151
2.10.1.3.3 Ejecución	151
2.10.1.3.4 Rellenos adyacentes a Estructuras	152
2.10.1.3.5. Enrocados de Protección	152
2.10.1.4 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	153
2.10.1.4.1 Descripción	153
2.10.1.4.2 Ejecución	153
2.10.1.5 Material de préstamo para relleno	153
2.10.1.5.1 Descripción	153
2.10.1.5.2 Ejecución	153
2.10.2 Falso-Puente	153
2.10.2.1 GENERALIDADES	153
2.10.2.2 MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	153
2.10.2.3 CONSTRUCCIÓN	154
2.10.2.4 RETIRO DEL FALSO - PUENTE	154
2.10.3 Encofrados	154
2.10.3.1 GENERALIDADES	154
2.10.3.2 MATERIALES	155
2.10.3.3 CONSTRUCCIÓN	155
2.10.3.4 ENCOFRADO DE SUPERFICIES NO VISIBLES	156
2.10.3.5 ENCOFRADO DE SUPERFICIES VISIBLES	156

2.10.3.6 ENCOFRADOS PREFABRICADOS EN EL INTRADÓS	156
2.10.3.7 TOLERANCIAS	156
2.10.3.8 DESENCOFRADO	157
2.10.3.8.1 Tiempos de Desencofrado	157
2.10.3.8.2 Excepciones	157
2.10.4 Obras de Concreto	157
2.10.4.1 GENERALIDADES	157
2.10.4.2 MATERIALES	158
2.10.4.2.1 Cemento	158
2.10.4.2.2 Agua	158
2.10.4.2.3 Agregados	159
2.10.4.2.3.1 Generalidades	159
2.10.4.2.3.2 Agregado Fino	159
2.10.4.2.3.3 Agregado Grueso	160
2.10.4.2.3.4 Agregado Ciclópeo	161
2.10.4.2.4 Aditivos	161
2.10.4.3 MEZCLADO	162
2.10.4.4 TRANSPORTE	162
2.10.4.5 COLOCACIÓN	162
2.10.4.5.1 Generalidades	162
2.10.4.5.2 Cimentaciones	164
2.10.4.5.3 Superestructuras	164
2.10.4.5.4 Arcos	164
2.10.4.6 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	164
2.10.4.7 CURADO Y PROTECCIÓN	165
2.10.4.8 CONTROL DE CALIDAD	165
2.10.4.8.1 Agregados	165
2.10.4.8.2 Concreto	166
2.10.5 Armadura de Refuerzo	167
2.10.5.1 GENERALIDADES	167
2.10.5.2 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO	167
2.10.5.3 LISTA DE MATERIALES	167
2.10.5.4 CONSTRUCCIÓN	167
2.10.5.5 TOLERANCIAS	168
2.10.6 Estructuras Metálicas	169
2.10.6.1 GENERALIDADES	169
2.10.6.2 MATERIALES	169
2.10.6.3 FABRICACIÓN	170
2.10.6.3.1 Planos y dibujos	170
2.10.6.3.2 Ejecución	170
2.10.6.3.3 Soldadura	172
2.10.6.3.3.2 Ingeniería de Soldadura	172
2.10.6.4 TRANSPORTE	173
2.10.6.5 ENSAMBLAJE	173
2.10.6.6 INSTALACIÓN	174
2.10.7 Pre-esforzado	175
2.10.7.1 GENERALIDADES	175
2.10.7.2 ACERO DE PRE-ESFUERZO	175
2.10.7.3 DUCTOS Y TUBOS AUXILIARES	176
2.10.7.4 COLOCACIÓN DEL ACERO DE PRE-ESFUERZO	176
2.10.7.5 EJECUCIÓN DEL TESADO	176
2.10.7.6 INYECCIÓN DE MORTERO	177
2.10.8 Acabados	177
2.10.8.1 SUPERFICIES DE CONCRETO	177
2.10.8.2 SUPERFICIES METÁLICAS	178
2.11. CARGAS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS	178
2.11.1 Generalidades	178

Apéndice C	197
Estimación de Empujes Sobre Muros de Contención	197
ALCANCE	197
1. INTRODUCCIÓN	197
2. FORMULACION DEL EMPUJE DE TIERRAS	197
3. EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO	198
4. EMPUJE ACTIVO DE TIERRA	198
5. EMPUJE PASIVO DE TIERRA	199
6. EMPUJES EN MUROS ANCLADOS	200
7. EMPUJES DE TIERRA ESTABILIZADA	200
8. EMPUJE SÍSMICO DE TIERRA	202
8.1 Muros sin Desplazamiento Restringido	202
8.1.1. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE MONONOBE-OKABE	202
8.1.2 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO	203
8.2 Muros con Desplazamiento Restringido	204
9. EMPUJES DEBIDOS A SOBRECARGA SUPERFICIAL Y TRAFICO	204
10. EMPUJES HIDROSTATICOS	205



INGENIERÍA Y GESTIÓN

Manual de Diseño de Puentes

RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 589-2003-MTC/02

Lima, 31 de julio de 2003

COSIDERANDO:

Que, la Ley N°27779, Ley de Organización y Funciones de los Ministerios, señala que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones integra interna y externamente al país, para lograr un racional ordenamiento territorial vinculando las áreas de recursos, producción, mercados y centros poblados a través de la regulación, promoción, ejecución y supervisión de la infraestructura de transportes y comunicaciones;

Que, asimismo, mediante Ley N°27791, se aprobó la Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones y mediante Decreto Supremo N°041-2002-MTC se aprobó su estructura orgánica;

Que, de conformidad con el Artículo 60° del Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, modificado por el Decreto Supremo N° 017-2003-MTC, la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, es un órgano de línea del Viceministerio de Transportes que está a cargo de dictar normas sobre el uso y desarrollo de la infraestructura de carreteras, puentes y ferrocarriles, así como de fiscalizar su cumplimiento en las redes viales del país, y administrar el equipo mecánico a su cargo y garantizar su estado de operatividad.

Que, en el marco de sus atribuciones y competencias, la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles ha elaborado el Manual de Diseño de Puentes, documentos que fue publicado en la página web del Ministerio de Transportes y Comunicaciones con fecha 11 de enero de 2003, con el objeto de recabar opiniones y comentarios del público en general;

Que, como resultado de la citada publicación, se han recibido valiosos aportes y comentarios, los cuales han sido evaluados e incorporados por el ministerio de Transportes y Comunicaciones al Manual de Diseño de Puentes;

Que, el objetivo del Manual de Diseño de Puentes es definir las normas que rijan el diseño de las estructuras que conforman los puentes para beneficio de los usuarios de la infraestructura vial, debiendo ser aplicado a nivel nacional, y contiene las normas técnicas fundamentales, pausas y lineamientos básicos necesarios para el planeamiento, análisis y diseño de puentes;

Que, de acuerdo a los términos del Memorandum N°1513-2003-MTC/14, la Dirección de Normatividad Vial ha emitido su conformidad al Manual de Diseño de Puentes;

De conformidad con la Ley N°27791, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, su Reglamento aprobado por Decreto Supremo N° 041-2002-MTC y su modificatoria;

SE RESUELVE:

Artículo Único: Aprobar el Manual de Diseño de Puentes elaborado por la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el cual en anexo forma parte integrante de la presente Resolución.

Regístrese, comuníquese y publíquese.

EDUARDO IRIARTE JIMÉNEZ
Ministro de Transporte y Comunicaciones

PROLOGO

La primera Especificación Estándar para el diseño y construcción de puentes fue publicada en 1931 por AASHO, la entidad predecesora del AASHTO. El sub-comité de Puentes y Estructuras del AASHTO está conformado por los Ingenieros Jefe de Puentes de cada Departamento de Caminos de EE.UU., entidades que han tenido a su cargo la responsabilidad del diseño, construcción y mantenimiento de la mayoría de puentes de EE.UU. desde esa época. Se consideró natural por lo tanto que el AASHTO a través de este subcomité sea el responsable de publicar y actualizar permanentemente las Especificaciones de Puentes.

Desde un inicio, las Especificaciones de Puentes del AASHTO se convirtieron “de alguna forma” en una Norma Nacional adoptada no sólo por los Departamentos Estatales de Caminos sino también por toda autoridad propietaria de puentes tanto en EE.UU. como en otros países. Se han publicado ediciones consecutivamente cada cuatro (4) años, aproximadamente, y la Edición 15va. se publicó en 1992.

El conocimiento relacionado al Diseño de Puentes ha crecido enormemente desde 1931, tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de Investigación sobre las propiedades de los materiales, en el desarrollo de nuevos y mejores materiales, en métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el uso de técnicas computacionales cada vez más avanzadas, en el estudio de eventos externos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación, etc. A fin de mantener el paso con todos estos avances, el AASHTO autorizó al Sub-comité de Puentes y Estructuras, a publicar cada año Documentos Internos (Interims) sobre Puentes, no solamente sobre las Especificaciones Estándares existentes, sino también para modificar paulatinamente y aumentar la veintena de documentos sobre Puentes y Estructuras que están bajo su guía y auspicio.

En 1986 el Sub-Comité hizo un pedido al Comité permanente en Investigaciones del AASHTO para que lleve a cabo una evaluación de las Especificaciones de Diseño de Puentes, revise Especificaciones y Códigos Extranjeros de Puentes, considere filosofías de diseño alternativas a las de las Especificaciones Estándar, y que efectúe recomendaciones basadas en estas investigaciones. Este trabajo formó parte del Programa Nacional Cooperativo de Investigación en Carreteras (NCHRP) dirigido por el Comité Permanente de Investigación del AASHTO y administrado para el AASHTO por el Consejo de Investigación de Transporte (TRB). El trabajo fue completado en 1987, y como era de esperarse con una especificación continuamente ajustada a lo largo de los años, se encontró que las Especificaciones Estándar contenían vacíos discernibles, inconsistencias y aun algunos conflictos. Además de esto, las especificaciones no reflejaban ni incorporaban la filosofía de diseño más reciente, el Diseño por Carga y Resistencia Factorada (LRFD), una filosofía que ha venido imponiéndose en otras áreas de Ingeniería Estructural y en otras partes del mundo tal como Canadá y Europa.

Desde su inicio hasta los primeros años de la década del 70, la única filosofía de diseño incorporada en las Especificaciones Estándar eran conocidas como el Diseño por Esfuerzos Permisibles (DEP o Working Stress Design, WSD). El DEP establece esfuerzos permisibles como un porcentaje de la capacidad de carga de un material, y requiere que los esfuerzos calculados no sobrepasen estos esfuerzos permisibles. A comienzos de los años 70, el DEP comenzó a ser mejorado a fin de tomar en cuenta la naturaleza variable de ciertos tipos de cargas tales como cargas vehiculares y fuerza de viento, a través de factores ajustables de diseño, una filosofía de diseño conocida como Diseño por Factores de Carga (DFC o Load Factor Design, LFD). Ambas filosofías de DEP y DFC están reflejadas en la edición actual de las Especificaciones Estándar.

Una extensión filosófica adicional resulta de considerar la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales de manera similar a la variabilidad de las cargas. Aunque consideradas de una manera limitada en el DFC, la filosofía de diseño del LRFD toma en cuenta de una manera explícita la variabilidad en el comportamiento estructural de los elementos. La metodología

LRFD se basa en el uso extensivo de métodos estadísticos, pero pone los resultados de una manera que es fácilmente utilizable por diseñadores y analistas de puentes.

La recomendación principal de la evaluación completada en 1987, entonces, fue el desarrollo de un Estándar LRFD totalmente nuevo. Un proyecto multianual excepcionalmente completo del NCHRP para alcanzar este objetivo fue aprobado por el Comité Permanente en Investigación del AASHTO. Una vez comenzado el denominado Proyecto 12-33 del NCHRP tomó cinco años para completarse, y que resultó en el presente documento: Especificaciones LRFD AASHTO para el Diseño de Puentes. Bajo la revisión frecuente del Subcomité de Puentes y Estructuras del AASHTO y sus Veinte Comités, las especificaciones fueron desarrolladas por un equipo de más de 50 miembros, incluyendo algunos de los mejores talentos en Ingeniería de Puentes en EE.UU. y el mundo.

El esfuerzo incluye la incorporación del conocimiento del estado del arte y la cooperación y contribución de grupos de la industria. Ha pasado por cinco versiones sucesivas, revisiones exhaustivas, y ha sido ensayado sistemáticamente en diseños de prueba en la División de Diseño de Puentes de Catorce Departamentos miembros del AASHTO, al igual que informalmente en muchos otros. Representa un gran paso en mejorar el diseño de puentes y establecer métodos de análisis mejor elaborados, que conducen al diseño de puentes con una serviciabilidad superior, mayores facilidades de mantenimiento a largo plazo, y niveles de seguridad más uniforme.

Como resultado de la publicación "Propuesta de Reglamento de Puentes" en la página web del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se recibieron valiosos comentarios de los especialistas del medio, los cuales han sido evaluados y aceptados, por lo que se ha modificado la designación de "Reglamento" a "Manual de Diseño de Puentes".

La Dirección General de Caminos y Ferrocarriles ha visto por conveniente conformar una Comisión Permanente con la participación de profesionales del sector público y privado, con el fin de actualizar e introducir avances tecnológicos en el texto del Manual. Hasta el perfeccionamiento del documento, se aceptará para el diseño de puentes, las normas dadas por la AASHTO en su edición de vigencia.

TITULO PRELIMINAR

INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES

Este Manual de Diseño de Puentes brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros y de puentes peatonales. Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del usuario utilizar límites más estrictos o complementar estas especificaciones en lo que resulte pertinente.

El Título I del Manual se refiere a los aspectos de ingeniería básica, que incluyen los estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos, geotécnicos, de riesgo sísmico, impacto ambiental, tráfico, alternativas de diseño vial, alternativas de anteproyecto y factibilidad; sin los cuales no sería posible desarrollar el proyecto. Estos aspectos tienen singular importancia, más aún por las condiciones muy variadas y a menudo difícilmente impuestas por la geografía y los desastres naturales.

El Manual es, en la mayor parte de los aspectos de diseño a los que se refiere el Título II, una adaptación de las Especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), que han sido tradicionalmente las más utilizadas por los profesionales peruanos dedicados al diseño y a la construcción de puentes. Para facilitar el trabajo del proyectista, se ha incluido también un anexo que resume las versiones más recientes de métodos simplificados de análisis y diseño propuestos por la AASHTO.

En aspectos tales como las sobrecargas de camiones se mantienen las ideas básicas de las especificaciones AASHTO. La sobrecarga especificada en este Manual corresponde a la denominada AASHTO HL-93.

El formato adoptado para este Manual es el de “Cargas y Resistencias Factoradas” (LRFD), lo que permite la consideración adecuada de la variabilidad tanto en las cargas como en las propiedades de los elementos resistentes. Los puentes se diseñan para satisfacer una serie de condiciones límite de seguridad y de servicio, todas ellas de igual importancia, teniendo en cuenta también aspectos constructivos, de posibilidad de inspección, de estética y de economía. El formato LRFD es más racional que el tradicional diseño en condiciones de servicio, lo que explica la tendencia mundial hacia la adopción de códigos en ese formato.

I. DEFINICIONES

- **Anteproyecto**
Conjunto de estudios iniciales que hacen posible la evaluación de una solución propuesta, antes de su desarrollo definitivo.
- **Proyecto**
Comprende todos los estudios y documentos necesarios que hacen posible la construcción del puente. Los estudios son definitivos y realizados con información más completa y detallada que a nivel de Anteproyecto. Generalmente el proyecto se prepara con fines de Licitación de la “Obra”.
- **Estudios Básicos de Ingeniería**
Conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente. Los Estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra son:
 - ◆ Estudios Topográficos
 - ◆ Estudios Hidrológicos e Hidráulicos
 - ◆ Estudios Geológicos y Geotécnicos

- ◆ Estudios de Riesgo Sísmico
 - ◆ Estudios de Impacto Ambiental
 - ◆ Estudios de Tráfico
 - ◆ Estudios Complementarios
 - ◆ Estudios de Trazos de la Vía
- **Obras de Arte Especiales**
Conjuntos estructurales tales como puentes, viaductos, pasarelas, túneles, muros de gran tamaño y otras obras de magnitud, tal que, por sus proporciones y características, requieren proyectos específicos desarrollados por ingenieros calificados, construidos bajo la responsabilidad de profesionales de experiencia y con la supervisión constante y adecuada en todas las fases de la construcción.
 - **Puente**
Obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje.
 - **Viaducto**
Puente a desnivel sobre una vía de tráfico.
 - **Pontón**
Puente de longitud menor que 10 metros.
 - **Especificaciones Generales**
Son aquellas instrucciones que definen las características de los materiales y los equipos a emplear, determinan los procedimientos constructivos, los métodos de control de calidad y los criterios para la aceptación o el rechazo de los materiales o de la construcción, fijan la modalidad de elaboración de las valorizaciones y el cronograma de pagos. Son válidas para las obras o para un grupo de obras del organismo contratante.
 - **Especificaciones Particulares**
Instrucciones que modifican las especificaciones generales, debido a las condiciones especiales de un proyecto determinado; deben ser justificadas por el autor del proyecto y aprobadas por el organismo contratante. Son válidas solamente para el proyecto específico.
 - **Especificaciones Complementarias**
Instrucciones referidas a obras particulares; establecen procedimientos y especificaciones sobre métodos de ensayo no previstos en las normas nacionales vigentes ni en las instrucciones generales.

II . UNIDADES Y SÍMBOLOS

El sistema oficial de pesos y medidas en el Perú es el Sistema Internacional de Unidades (SI). Sin embargo, debe reconocerse que es práctica común en el medio la de utilizar unidades “técnicas” tales como toneladas para expresar fuerzas o kgf/cm^2 para los esfuerzos. Por lo tanto, para facilitar el trabajo de los ingenieros se ha optado por presentar las diversas cantidades en dos distintos sistemas de unidades: el sistema internacional y (entre paréntesis) en el sistema técnico.

La notación se ajusta en lo posible a las normas ISO. También en este aspecto ha sido necesario adaptarse a las costumbres establecidas, empleando símbolos que no son estrictamente los de esas normas pero que son de uso general. Los símbolos utilizados se detallan al inicio de cada capítulo.

TITULO I

DE LA INGENIERÍA BÁSICA

1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

1.1.1 Objetivos y Alcances

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

1.1.2 Instrumentación

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

1.1.3 Documentación

La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.

Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

Si se dispusiera de estudios topográficos previos, de zonas adyacentes o que involucren el área del proyecto, éstos deberán ser revisados a fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.

Los planos serán presentados en láminas de formatos A0 ó A1 de las Normas Técnicas Perua-

nas, excepto cuando las dimensiones de la estructura hagan indispensable el uso de un formato distinto.

Los registros digitales serán entregados en diskettes en un formato compatible con los programas especializados utilizados por el Ministerio.

1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

1.2.1 Objetivos

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Area de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

1.2.2 Alcances

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente; en el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales, por ejemplo: Ministerio de Agricultura, SENAMHI, o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos en base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).
- Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los

- distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log - Normal, etc.) para seleccionar el mejor. Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
 - Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.
 - Caracterización morfológica del cauce; es especialmente importante la determinación de la estabilidad, estática o dinámica, o inestabilidad del cauce, y asimismo, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.
 - Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación; estas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.
 - Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.
 - Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce; se sugiere la utilización de los programas de cómputo HEC-2, HEC-RAS o similares.
 - Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
 - Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.
 - Evaluación de las estimaciones de socavación total.
 - Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.

1.2.3 Consideraciones para el Diseño

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua deben ser diseñados de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante este curso de agua sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Para esto deben establecerse las características hidrodinámicas del sistema fluvial con el objeto de determinar la estabilidad de la obra respecto al comportamiento del cauce. Es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones.

Dado que, generalmente, el daño ocasional producido a la vía y accesos aledaños al puente ante una avenida extraordinaria puede ser rápidamente reparado para restaurar el servicio de tráfico y, de otro lado, un puente que colapsa o sufre daños estructurales mayores ante la erosión puede amenazar la seguridad de los transeúntes así como crear impactos sociales y pérdidas económicas significativas por un largo periodo de tiempo, debe considerarse mayor riesgo en la determinación del área de flujo a ser confinada por el puente que en la estimación de las profundidades de socavación.

El estudio debe indicar los periodos de sequía, de avenidas, y de transición, para recomendar las provisiones a tomarse en cuenta antes, durante y después de la construcción de las estructuras ubicadas en el cauce.

1.2.4 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las con-

diciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta. El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación, esto es, si es superficial o profunda, va apoyada sobre roca o suelo, etc. y deberá estar por debajo de las profundidades de socavación estimadas.

1.2.5 Información de Apoyo

Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica debe apoyarse en la siguiente información adicional:

- Perfil estratigráfico del suelo.
- Tamaño, gradación del material del lecho.
- Secciones transversales del cauce.
- ista en planta del curso de agua.
- Características de la cuenca.
- Datos de erosión en otros puentes.
- Historial de avenidas.
- Ubicación del puente respecto a otras estructuras.
- Carácter del curso de agua (perenne, intermitente, etc.).
- Geomorfología del lugar (con llanuras de inundación; cruza deltas o abanicos aluviales, meándrico, recto, trezado, etc.).
- Historial erosivo del curso de agua.
- Historial de desarrollo del curso de agua y de la cuenca. Adquirir mapas, fotografías aéreas; entrevistar residentes locales; revisar proyectos de recursos hídricos planificados a futuro.
- Evaluación cualitativa del lugar con un estimado del potencial de movimiento del curso de agua y su efecto sobre el puente.

1.2.6 Documentación Requerida

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Características del río en la zona del proyecto.
- Régimen de caudales.
- Características hidráulicas.
- Caudal de diseño y periodo de retorno.
- Definición de la luz del puente y de los niveles del fondo de la superestructura.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Características de las obras de defensa y de encauzamiento.
- Conclusiones y Recomendaciones.

1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS

1.3.1 Estudios Geológicos

1.3.1.1 OBJETIVOS

Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

1.3.1.2 ALCANCE

El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto.

Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.

- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.

1.3.2 Estudios Geotécnicos

1.3.2.1. OBJETIVOS

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

1.3.2.2. ALCANCES

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuados, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

1.3.2.3 SONDAJES

La cantidad y profundidad de sondajes deberá tomar en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto. En el caso de puentes de hasta 100 metros, se preverá como mínimo un sondaje de exploración por cada componente, sea éste estribo, zapata, pilar, bloque de anclaje, grupo de pilotes, etc. Dependiendo de las características del proyecto y del tipo de terreno este mínimo podrá reducirse a un solo sondaje complementado por ensayos de refracción sísmica. En caso de puentes de gran longitud, deberá tomarse en cuenta la variabilidad de las condiciones del terreno a lo largo del eje del puente.

La profundidad de las exploraciones y sondajes estará definida considerando un predimensionamiento de la cimentación y las condiciones locales del subsuelo. Si las condiciones locales del subsuelo lo requieren, se requerirá extender la profundidad de los sondajes, por debajo del nivel de cimentación, de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas ó 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, se requerirá extender la profundidad de los sondajes de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

1.3.2.4 ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con sondajes que estarán realizadas en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayo realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en Suelos:

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT).
- Ensayo de Cono Estático (CPT).
- Ensayo de Veleta de Campo.
- Ensayo de Presurometría.

- Ensayo de Placa Estático.
- Ensayo de Permeabilidad.
- Ensayo de Refracción Sísmica.

b) Ensayos en Rocas:

- Ensayo de Compresión Uniaxial en Roca débil.
- Determinación de la Resistencia al Corte Directo, en discontinuidades de roca.
- Ensayo de Carga en Placa Flexible.
- Ensayo de Carga en Placa Rígida.
- Ensayo con el Método de Fracturamiento Hidráulico.

1.3.2.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en Suelos:

- Contenido de humedad.
- Gravedad específica.
- Distribución granulométrica.
- Determinación del límite líquido y límite plástico.
- Ensayo de corte directo.
- Ensayo de compresión no-confinada.
- Ensayo triaxial no consolidado - no drenado.
- Ensayo triaxial consolidado - no drenado.
- Ensayo de consolidación.
- Ensayo de permeabilidad.
- Ensayo Proctor Modificado y CBR.

b) Ensayos en Rocas:

- Determinación del módulo elástico.
- Ensayo de compresión triaxial.
- Ensayo de compresión no confinada.
- Ensayo de resistencia a la rotura,

1.3.3 Interrelación con los Estudios Hidrológicos

En caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

1.3.4 Documentación

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Exploración geotécnica. Indicación de sondajes y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondajes deben ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelo y/o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca, indicación del nivel freático y resultados de los ensayos de campo.
- Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.
- Indicación del nivel freático.
- De los resultados de ensayos de campo y de laboratorio. Como mínimo se deben establecer los siguientes parámetros, de acuerdo al tipo de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencial de licuación. En

- caso de rocas, se deberán establecer: dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.
- Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.
- Normas de referencia usados en los ensayos.
Canteras para materiales de construcción y características de los materiales de las canteras.
- Zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones pasados.
Conclusiones y recomendaciones.

1.4 ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO

1.4.1 Objetivos

Los estudios de riesgo sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

1.4.2 Requisitos Mínimos

En ningún caso serán las fuerzas sísmicas menores que aquellas especificadas en la sección 2.4.3.11 del Título II del presente Manual.

1.4.3 Requerimiento de los Estudios

El alcance de los estudios de riesgo sísmico dependerá de:

- La zona sísmica donde se ubica el puente.
- El tipo de puente y su longitud.
- Las características del suelo.

Para los casos siguientes podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas especificadas en el Título II de este Manual, sin que se requieran estudios especiales de riesgo sísmico para el sitio:

- Puentes ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de la estructura.
- Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.
- Otros puentes que no correspondan a los casos explícitamente listados en lo que sigue.

Se requerirán estudios de riesgo sísmico para los puentes que se ubiquen en las zonas 1, 2, 3 ó 4, en los siguientes casos:

- Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales, siempre que - en cualquiera de los casos mencionados - se tenga una luz de más de 90m. y/o el suelo corresponda al perfil tipo S4.
- Otros puentes, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces, con una longitud total de la estructura mayor o igual a 150 m.

1.4.4 Alcances

Cuando se requiera un estudio de riesgo sísmico para el sitio, éste deberá comprender como mínimo lo siguiente:

- Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado, con particular referencia a los daños reportados y a las posibles magnitudes y epicentros de los eventos.
- Antecedentes geológicos, tectónica y sismotectónica y mapa geológico de la zona de influencia.
- Estudios de suelos, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato. Cuando sea procedente, deberá determinarse la profundidad de la capa freática.
- Prospección geofísica, determinándose velocidades de ondas compresionales y de corte a distintas profundidades.

- Determinación de las máximas aceleración, velocidad y desplazamiento en el basamento rocoso correspondientes al “sismo de diseño” y al “máximo sismo creíble”. Para propósitos de este Reglamento se define como sismo de diseño al evento con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno promedio de aproximadamente 475 años. Se considera como máximo sismo creíble a aquel con un período medio de retorno de 2500 años.
- Determinación de espectros de respuesta (correspondientes al “sismo de diseño”) para cada componente, a nivel del basamento rocoso y a nivel de la cimentación.

1.4.5 Métodos de análisis

La información de sismos pasados deberá comprender una región en un radio no menor que 500 km desde el sitio en estudio.

El procesamiento de la información se hará utilizando programas de cómputo de reconocida validez y debidamente documentados. Deberán igualmente justificarse las expresiones utilizadas para correlacionar los diversos parámetros.

Los espectros de respuesta serán definidos a partir de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento máximos, considerando relaciones típicas observadas en condiciones análogas.

Cuando la estratigrafía sea aproximadamente uniforme, los estudios de amplificación sísmica podrán realizarse con un modelo monodimensional. El modelo deberá ser capaz de transmitir componentes de hasta 25 Hertz sin filtrar significativamente la señal.

1.4.6 Documentación

El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Base de datos de eventos sísmicos utilizada para el estudio
- Resultados de los estudios de geología, tectónica y sismotectónica de suelos y de la prospección geofísica.
- Hipótesis y modelos numéricos empleados, justificando los valores utilizados. Esta información deberá ser presentada con un detalle tal que permita a cualquier otro especialista reproducir los resultados del estudio.
- Espectros de respuesta a nivel del basamento rocoso y a nivel de cimentación.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.5 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

1.5.1 Enfoque

La Construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

1.5.2 Objetivos y Alcances

Los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.

- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

1.5.3 Requerimiento de los Estudios

La evaluación de Impacto Ambiental será establecida por la autoridad competente y es necesaria sobre todo en aquellos proyectos con mayor potencial para impactar negativamente en el ambiente como son las nuevas estructuras.

Los estudios deben desarrollarse basándose en el Marco Legal de la Constitución Política del Perú promulgado el año de 1993, en la Resolución Ministerial N° 171-94-TCC/15.03 del 25 de Abril de 1994 que aprueba los “Términos de Referencia para Estudios de Impacto Ambiental en la Construcción Vial y en el “Manual Ambiental para el Diseño y Construcción de Vías” propuesto por la Dirección General del Medio Ambiente.

1.5.4 Métodos de Análisis

La metodología a seguir en un estudio de Impacto Ambiental será la siguiente:

1. Identificación de Impactos

Consiste en identificar los probables impactos a ser investigados, para lo cual es necesario conocer primero de la manera más amplia el escenario sobre el cual incide el proyecto; cuya ubicación, ejecución y operación afectará el entorno ecológico. Así mismo, es imprescindible el conocimiento del proyecto a desarrollar, que involucra no sólo el contexto técnico sino también las repercusiones sociales y experiencias del desarrollo de este tipo de proyectos en otros escenarios.

2. Previsión de Impactos

El objetivo en este nivel está orientado hacia la descripción cuantitativa o cualitativa, o una combinación de ambas, de las principales consecuencias ambientales que se han detectado en el análisis previo.

3. Interpretación de Impactos

Implica analizar cuán importante es la alteración medio ambiental en relación a la conservación original del área.

4. Información a las comunidades y a las autoridades sobre los impactos ambientales

En esta etapa hay que sintetizar los impactos para presentarlos al público que será afectado por los impactos ambientales detectados; y a las autoridades políticas con poder de decisión. La presentación deberá ser lo suficientemente objetiva para mostrar las ventajas y desventajas que conlleva la ejecución del proyecto.

5. Plan de Monitoreo o Control Ambiental

Fundamentalmente en esta etapa se debe tener en cuenta las propuestas de las medidas de mitigación y de compensación, en función de los problemas detectados en los pasos previos considerados en el Estudio; asimismo, la supervisión ambiental sustentada en normas legales y técnicas para el cumplimiento estricto de las recomendaciones.

1.5.5 Información mínima que requieren los estudios de Impacto Ambiental en Puentes

La información mínima para un estudio de Impacto Ambiental en Puentes será:

1. Fauna silvestre.
2. Flora adyacente.
3. Presencia de agua en el cauce.
4. Relieve topográfico.

5. Deforestación en los taludes del cauce.
6. Probabilidad de erosión lateral de los taludes.
7. Material sedimentado en el Lecho del cauce.
8. Presencia de recursos hidrobiológicos.
9. Valor estético del paisaje.
10. Densidad de población.
11. Red de transportes adyacentes.
12. Otras estructuras adyacentes

1.5.6 Documentación

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo lo siguiente:

- Descripción de los componentes ambientales del área de influencia del Proyecto
- Análisis de la información sobre el estado de los puentes adyacentes a la zona del proyecto.
- Aplicaciones Metodológicas e identificación de Impactos Ambientales Potenciales.
- Identificación de Medidas Preventivas y Correctivas
- Conclusiones y Recomendaciones

1.6 ESTUDIOS DE TRÁFICO

1.6.1 Objetivos

Cuando la magnitud envergadura de la obra así lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

1.6.2 Metodología

La metodología a seguir será la siguiente:

- **Conteo de Tráfico**
Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia (indicando en un gráfico). Se colocará personal clasificado, provisto de formatos de campo, donde anotarán la información acumulada por cada rango horario.
- **Clasificación y Tabulación de la Información**
Se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- **Análisis y consistencia de la información**
Esto se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- **Tráfico actual**
Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

1.6.3 Documentación

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo lo siguiente:

- Resultados de clasificación por tipo de vehículo para cada estación y por sentido.
- Resultados de vehículos totales para cada estación y por sentido.
- Índice Medio Diario (I.M.D) por estación y sentido.
- Plano ubicando las estaciones de conteo e indicando cada sentido.
- Conclusiones y Recomendaciones

1.7 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS

1.7.1 Objetivos

Realizar coordinaciones con Entidades Públicas, Entidades del Sector Privado y con terceros a fin de cumplir con todo lo estipulado en los términos de referencia.

1.7.2 Alcances

Los estudios se refieren a aquellos trabajos que son complementarios a los estudios básicos, como son las Instalaciones Eléctricas, Instalaciones Sanitarias, Señalización, Coordinaciones con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

En lo que se refiere a Instalaciones Eléctricas, la factibilidad del servicio, así como su punto de aplicación, y en lo que se refiere a Instalaciones Sanitarias, la verificación y posibles influencias de las redes existentes de Agua y/o Desagüe serán coordinadas con los organismos encargados de los servicios de Electricidad y Saneamiento respectivamente.

La señalización deberá estar de acuerdo con las necesidades del puente y accesos y en concordancia con el Manual de Señalización vigente. Cualquier imprevisto o problema deberá ser coordinado con la Municipalidad respectiva y/o con terceros que pudieran estar relacionados.

1.7.3 Documentación

Se deberá documentar mediante un informe detallado de todas las coordinaciones efectuadas. Este informe deberá incluir por lo menos:

- Documentos que iniciaron las coordinaciones y sus respectivos documentos de respuesta.
- El informe deberá indicar los puntos más importantes de las coordinaciones, indicando fechas, nombres y direcciones o teléfono de los responsables de dichas coordinaciones.
- Planos y/o esquemas que se requieran
- Conclusiones y recomendaciones.

1.8 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

1.8.1 Objetivos

Definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

1.8.2 Alcances

Los estudios comprenden:

Diseño Geométrico:

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

Trabajos Topográficos:

- Levantamiento topográfico con curvas a nivel cada 1m y con secciones transversales cada 10 ó 20 m
- Estacado del eje con distancias de 20 m para tramos en tangente y cada 10 m para tramos en curva.
- Referenciación de los vértices (PI) de la poligonal definitiva y los puntos de principio (PC) o fin (PT) de las curvas, respecto a marcas en el terreno o monumentación de concreto

debidamente protegidos que permitan su fácil ubicación.

- Cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal definitiva teniendo como referencia los hitos geodésicos más cercanos.

Diseño de Pavimentos:

Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.

Diseño de señalización:

Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo.

1.8.3 Documentación

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo lo siguiente:

- Planos de curvas a nivel de una franja de ancho mínimo de 100 m. mostrando el alineamiento horizontal adoptado de los accesos.
- Perfil longitudinal de los accesos.
- Secciones transversales típicas en corte y relleno.
- Cálculos justificatorios, dimensiones y especificaciones técnicas de pavimentos, base, sub-base y superficie de rodadura.

1.9 ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO

1.9.1 Objetivos

Preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación Técnico - Económica elegir la o las soluciones más convenientes.

1.9.2 Alcances

En esta parte se definirá las características básicas o esenciales del puente de cada alternativa de anteproyecto a nivel de un pre-dimensionamiento y que permita su evaluación técnica y económica antes de su desarrollo definitivo. El anteproyecto deberá definir como mínimo lo siguiente:

- Longitud total y tipo de estructura
- Dimensiones de las secciones transversales típicas.
- Altura de la rasante y gálibo
- Tipo de estribos y cimentación, anotando las dimensiones básicas
- Longitud de accesos
- Procedimientos constructivos
- Metodologías principales de cálculo
- Metrados, costos estimados y presupuesto
- Plano topográfico de ubicación del puente con indicación de los puntos de referencia y niveles
- Criterios de Hidrología, Hidráulica y Geotecnia que justifique la solución adoptada.

1.9.3 Documentación

El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- Descripción y Análisis de cada alternativa
- Planos de planta, elevación cortes principales y plano de ubicación para cada alternativa.
- Conclusiones y recomendaciones.

TITULO II

DEL PROYECTO DE INGENIERÍA

2.1 ELEMENTOS DEL PROYECTO

2.1.1 Generalidades

Para los fines de este Manual de Diseño se establecen los elementos que componen el proyecto. Se requieren estudios multidisciplinarios cuyos datos son clasificados en dos grupos:

2.1.1.1 INFORMACIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA

Son aquellos estudios que se requieren para la concepción de las alternativas de diseño del proyecto.

2.1.1.2 ELEMENTOS BÁSICOS DEL PROYECTO.

Son aquellos elementos cuyo uso determina las dimensiones y las características de detalle del proyecto. En esta clasificación se consideran:

- Normas Generales.
- Materiales.

Antes del inicio del proyecto es indispensable que el proyectista haya inspeccionado la zona del proyecto y tenga pleno conocimiento de las condiciones regionales del mismo.

2.1.2 Información de la Ingeniería Básica

La información a considerar en el proyecto de un puente son los siguientes:

- Estudios Topográficos
- Estudios de Hidrología e Hidráulica
- Estudios Geológicos y Geotécnicos
- Estudios de Riesgo Sísmico
- Estudios de Impacto Ambiental
- Estudios de Tráfico
- Estudios Complementarios
- Estudios de Trazo de la vía
- Estudios de Alternativa de Anteproyecto

2.1.3 Elementos Básicos del Proyecto

2.1.3.1 DEFINICIÓN

Se consideran como elementos básicos del proyecto los reglamentos y normas generales vigentes al momento de la convocatoria a los estudios, especificaciones, manuales, detalles estándar y principios básicos que debe ser seguido en la elaboración de los proyectos de puentes.

2.1.3.2 NORMAS GENERALES

La preparación de los proyectos deberá seguir las condiciones generales establecidas en el presente Manual de Diseño. El desarrollo de todos los elementos del proyecto deberá ser efectuado de acuerdo con las normas nacionales vigentes y, en los casos que se indique, de acuerdo con normas extranjeras relacionadas con la especialidad.

2.1.3.3 MATERIALES

Los materiales deberán satisfacer las especificaciones de las normas indicadas en este Manual de Diseño, tal como se especifica aquí y en el Art. 2.5.

El uso de un material para el cual no exista normalización alguna, deberá ser autorizado por la entidad competente durante la fase del anteproyecto.

2.1.3.3.1 Concreto

El concreto empleado en la construcción de puentes debe ser dosificado y controlado, conforme a lo establecido en el Art. 2.5 y, de esta norma de referencia. En el proyecto se deberá especificar la resistencia, característica necesaria para atender todas las solicitudes durante el tiempo de vida útil previsto. Además deberán ser indicados el diámetro máximo del agregado, relación agua-cemento y otras características que garanticen una durabilidad y apariencia adecuadas para el concreto.

Los materiales componentes del concreto; cemento, agregados, agua y, eventualmente, aditivos, deberán cumplir con las especificaciones de las Normas Técnicas Peruanas (NTP) correspondientes. Este manual puede referirse a la Norma Técnica de Edificación NTE-060 de Concreto Armado, capítulo 3 - Materiales.

Deberán ser establecidas las propiedades del concreto tales como la resistencia especificada, compresión, fluencia, contracción y coeficiente de dilatación térmica. Las resistencias que se especifiquen se consideran mínimas de tal forma que sean siempre respetadas durante las etapas de diseño y construcción de las obras. La adopción de los valores indicados debe ser hecha luego de haber verificado la posibilidad de obtención de las resistencias especificadas en el lugar de la obra.

2.1.3.3.2 Acero

Las armaduras de los elementos de concreto armado o preesforzado pueden estar constituidas por alambres, barras, cables y torones de acero. En el caso de puentes metálicos se especificarán los aceros estructurales para cada uno de los elementos, así como para los elementos de conexión (placas, pernos, soldadura). Deberán ser establecidas las siguientes propiedades: resistencia a la fluencia, resistencia máxima a la rotura, dureza a la incisión, ductilidad, soldabilidad y calidad del acero terminado.

Para el caso de armaduras de concreto armado, se puede hacer referencia a la norma NTE E-060, capítulo 3 - Materiales; el valor característico del acero es la resistencia de fluencia del material empleado.

El acero para las armaduras de preesforzado debe cumplir con las especificaciones ASTM correspondientes; el valor característico es la resistencia a la fluencia en caso de barras y cables, el valor mínimo de la tracción a 1% de deformación en el caso de torones o el valor nominal que corresponde al cociente de la carga mínima a 1% de deformación entre el área nominal de la sección transversal.

El acero de las placas de apoyo para el confinamiento de los elastómeros, deberá ser especificado en función a los valores de los esfuerzos correspondientes a la fluencia y la rotura, así como el tipo de acero empleado.

2.1.3.3.3 Elastómeros

Los elastómeros empleados en el proyecto serán especificados de acuerdo a la dureza, o el módulo de deformación transversal, y los valores máximos del esfuerzo de compresión, la rotación y la distorsión previstos para los dispositivos de apoyo. Los elastómeros para apoyos de puentes pueden ser de caucho natural o en base de cloropreno. No se emplearán elastómeros compuestos con caucho vulcanizado. El material especificado deberá tener adecuada durabilidad y capacidad para soportar las variaciones de temperatura.

2.1.4 Geometría

2.1.4.1 GENERALIDADES

La integración con la vía de comunicación y el medio ambiente es el objetivo principal del proyecto geométrico del puente. En esta sección se establecen algunos aspectos relacionados con la geometría general y de detalle del puente.

Durante la elaboración del proyecto geométrico es indispensable la participación de un ingeniero estructural.

Se consideran dos aspectos dentro de la geometría del proyecto de un puente:

a) Geometría General y Proyecto Geométrico.

Trata de la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una autopista y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales.

b) Geometría de Detalles

Se refiere a la presentación de dimensiones determinadas de las secciones transversales, gálibos y dispositivos estándares.

2.1.4.2 GEOMETRÍA GENERAL Y PROYECTO GEOMÉTRICO

2.1.4.2.1 Desarrollo en perfil Longitudinal

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil.

2.1.4.2.2. Desarrollo en Planta

El desarrollo en planta del puente será en lo posible aquél que cruce el obstáculo, río o camino transversal aproximadamente a 90°.

En puentes angostos y esviados, con ángulos menores que 60°, podrán ser planteadas soluciones con estructuras ortogonales convencionales, utilizando apoyos intermedios en los ejes de los puentes, tales como columnas esbeltas y pequeños estribos rectangulares.

En caso de puentes esviados relativamente grandes, la dirección transversal de los elementos de la subestructura debe ser paralela a la dirección del río o del valle. En este caso, los pilares deberían ser proyectados paralelamente a la dirección de la corriente; además, los estribos deberán ser en lo posible paralelos a las márgenes de los ríos. En taludes con pendientes elevadas, los estribos y los pilares o muros deben seguir la esviación natural.

Si se proyectan columnas aisladas y esbeltas como elementos de apoyo, las soluciones convencionales sin considerar la esviación son válidas para cursos de ríos y taludes con pendientes elevadas, en la posibilidad que los estribos puedan ser colocados en la cima de los taludes.

Serán consideradas las variaciones que puedan suceder en el futuro, en el alineamiento y/o ancho del puente, carretera o accidente transpuesto, tales como cambios en el curso del río o posible ampliación del puente.

2.1.4.3 GEOMETRÍA DE DETALLES

2.1.4.3.1 Generalidades

En esta sección se presentan los detalles y los elementos a ser considerados para su empleo y funcionamiento.

2.1.4.3.2 Secciones Transversales

El ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso del puente y será determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada, los siguientes elementos:

- vías de tráfico
- vía de seguridad
- veredas
- ciclovía
- elementos de protección: barreras y barandas
- elementos de drenaje

Además, por consideraciones de drenaje del tablero, las secciones transversales deberán ser en lo posible de un solo tipo y establecer:

- Pendientes transversales no nulas
- Pendiente transversal mínima de 2% (2 cm / m), para las superficies de rodadura

En el caso de puentes situados parcialmente en transiciones, se justifican la variación en las pendientes, las cuales deberán ser estudiadas y justificadas.

La altura general de la superestructura será definida teniendo como criterio principal el control de las deflexiones del tablero. El criterio empleado en la selección de la altura será verificado por el proyectista, considerando el material y el tipo de superestructura.

2.1.4.3.3 Gálidos

Los gálidos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálido vertical no será menor que 5.00 m.

El gálido vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m, en zonas rurales. En zonas altamente desarrolladas esta magnitud puede ser reducida, previa justificación técnica.

Los gálidos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre - calculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálidos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálido horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones más un metro.

2.1.4.3.4 Dispositivos Básicos de Protección

2.1.4.3.4.1 Barreras de concreto

Las barreras deben ser diseñadas con altura, capacidad resistente y perfil interno adecuados.

En puentes con dos vías de tráfico, puede disponerse de una barrera de mediana magnitud como elemento separador entre las dos vías. En obras urbanas, se admiten barreras especiales, más ligeras y estéticas, pero con la resistencia verificada.

Las barreras serán ubicadas como mínimo a 0.60 metros del borde de una vía y como máximo a 1.20 metros.

2.1.4.3.4.2 Barandas

Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal más concreto satisfacen generalmente estos requisitos.

La altura de las barandas para puentes peatonales será no menor que 1.10 metros; considerando ciclovías, será no menor que 1.40 metros.

2.1.4.3.5 Dispositivos Básicos de Transición y Contención

De acuerdo a la consideración de los tipos de apoyos que tendrá el puente, se deberán disponer los elementos que constituyan la transición con la vía o carretera, los cuales son principalmente:

- Losas de transición
- Estribos
- Cortinas
- Alas

2.1.4.3.5.1 Losas de transición

Las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.20 m y una longitud límite justificado dentro de la geometría del puente y los accesos. Estarán ligadas a la estructura o al estribo mediante articulaciones de concreto, sin conectores, y apoyadas en el terraplén de acceso. Las características del terraplén en las inmediaciones de las losas de transición deberán ser indicadas en el proyecto.

2.1.4.3.5.2 Estribos

Los estribos serán dimensionados considerando la función de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal, además de servir como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso.

Los estribos ligeros serán usados en puentes de dimensiones comunes, existiendo tres situaciones posibles en que pueden ser empleados:

- En puentes a ser construidos antes del coronamiento de los terraplenes.
- En puentes a ser construidos antes del coronamiento de los rellenos en los cortes.
- Cuando los terraplenes de acceso son construidos antes del puente.

Los estribos de gran magnitud serán usados en puentes de luces relativamente grandes, que transmiten grandes fuerzas horizontales o con terraplenes altos, ejecutados posteriormente a la construcción del puente.

2.1.4.3.5.3 Cortinas

Las cortinas son elementos transversales extremos dotados, en la cara externa, de uno o dos dientes a lo largo de toda su extensión. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior, opcional, contribuye a la contención del terraplén y las armaduras de las cortinas.

2.1.4.3.5.4 Alas

Las alas son estructuras laminares solidarias con las cortinas y con una geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso. Las alas deben tener un espesor no menor que 0.25 m y confinar preferentemente toda la losa de transición.

2.1.4.3.6 Juntas de Dilatación

Las juntas de dilatación deben ser limitadas a lo estrictamente necesario, por estar constituidas por dispositivos con una vida útil limitada.

Las juntas de dilatación intermedias y aquellas situadas en los estribos deben ser escogidas en función del desplazamiento previsto después de su colocación.

El diseño deberá garantizar la impermeabilidad del tablero, incluyendo los extremos laterales del puente.

2.1.4.3.7 Principios Básicos para el Drenaje

2.1.4.3.7.1 Condiciones Geométricas

El proyecto geométrico deberá considerar, en lo posible:

- Una sola pendiente en el caso de puentes cortos.
- La situación de la mayor pendiente longitudinal posible, recomendándose valores mayores que 0.5 por ciento.

En el caso de situaciones favorables (rampa con pendiente mayor que 2 % y longitud menor que 50 m), el drenaje será previsto por una captación ubicada en el extremo más bajo de la obra y secciones transversales con una inclinación mayor ó igual a 2 %.

En el caso de situaciones desfavorables (rampa sin pendiente longitudinal, trecho más bajo de curvas verticales cóncavas) el drenaje puede ser proporcionado mediante una canaleta lateral, con inclinación no nula.

2.1.4.3.7.2 Elementos de Captación

Son elementos para la toma de las aguas pluviales que caen al puente. Los elementos deberán ser colocados preferentemente cerca a los bordes exteriores de la vía de tráfico. Se considerarán soluciones adecuadas en caso de posibilidad de descargas directas elevadas. En el diseño se considerarán medidas de protección contra la corrosión y las manchas ferruginosas, si se utilizan tubos ó dispositivos de fijación metálico.

2.1.4.3.7.3 Drenaje de las Partes Internas de la Estructura

Cuando exista la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se preverán medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

2.1.4.3.7.4 Drenaje en Estribos

Para estribos en zona de cortes o cuando el terraplén tiene proporciones irrelevantes, se considera al terreno natural como apoyo de los elementos de drenaje similares a los usados a lo largo de la vía. En caso de drenaje con buzones de captación, se evitará la erosión del terraplén enviando la captación sobre el terraplén fuera de los límites del puente.

2.1.4.3.7.5 Goteras

Son elementos de drenaje esenciales para mantener el buen aspecto de los puentes e incrementar su durabilidad. No se recomiendan entrantes o salientes pequeñas por no ser efectivas.

2.1.4.3.8 Pavimentación

La pavimentación de la superficie superior del puente y accesos deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se considerarán en la elección del tipo de pavimento aspectos tales como la facilidad de obtención de los materiales, disponibilidad de equipos adecuados y la continuidad con el pavimento de la carretera. El espesor del pavimento será definido en función al tráfico esperado en la vía. En general, la ubicación de las juntas del pavimento estará alineada con la ubicación de las juntas de dilatación de la superestructura.

La especificación de juntas en el pavimento adicionadas a las juntas de dilatación de la estructura deberá ser prevista en el proyecto. El diseño del pavimento será realizado de acuerdo a las disposiciones correspondientes de la Norma Peruana de Carreteras.

2.1.4.3.9 Aparatos de Apoyo

Los aparatos de apoyo proporcionan la conexión para controlar la interacción de las cargas y los movimientos entre la superestructura y la subestructura del puente. En el diseño de los dispositivos de apoyo se tendrá en cuenta que la carga admisible y la capacidad de movimiento del apoyo sean compatibles con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados en la superestructura. El proyecto deberá ser detallado de tal forma que pueda ser posible el reemplazo de los aparatos de apoyo; en lo posible, para las operaciones de reemplazo, el proyectista deberá optar por equipos que no empleen estructuras auxiliares ni que produzcan concentraciones grandes de esfuerzos en los bordes de los elementos de la superestructura afectados en estos trabajos.

2.1.5 Señalización

En el proyecto geométrico deberán ser establecidas las medidas de señalización a ser tomadas durante las etapas de construcción y de servicio del puente, teniendo como referencia al Manual de Señalización de Caminos oficial. Los elementos y detalles que componen la señalización del puente serán presentados en planos, estableciendo las dimensiones y secciones de refuerzo de los carteles y sus elementos de soporte, el material de construcción, pintado y las especificaciones especiales de construcción.

2.2 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

2.2.1 Memoria Descriptiva y Justificación

La memoria descriptiva es un documento que contiene la descripción de la obra y de los procesos constructivos propuestos, así como la justificación técnica, económica y arquitectónica de la estructuración adoptada entre las alternativas de diseño.

2.2.2 Memoria de Cálculo

Todos los cálculos necesarios para la determinación de las solicitaciones, desplazamientos y verificación de los estados límite en cada uno de los componentes del puente debe ser presen-

tado bajo una secuencia ordenada y con un desarrollo tal que fácilmente puedan ser entendidos, interpretados y verificados. En lo posible, deben ser iniciados con un esquema del sistema estructural adoptado, indicando dimensiones, condiciones de apoyo y cargas consideradas. Las hipótesis de cálculo de los métodos de verificación utilizados deben ser indicados con claridad, los símbolos utilizados deben ser bien definidos, las fórmulas aplicadas deben figurar antes de la introducción de los valores numéricos y las referencias bibliográficas deben ser precisas y completas. Los resultados, con notaciones, unidades y símbolos, deben ser acompañados con diagramas de solicitaciones y desplazamientos.

En la memoria de cálculo se debe proporcionar:

- Descripción de la estructura
- Hipótesis de cálculo
- Norma de Referencia
- Dimensionamiento
- Cálculo de las solicitaciones
- Croquis de detalles
- Bibliografía

Si los cálculos de la estructura son efectuados con asistencia de una computadora, estos deben ser presentados indicando los siguientes detalles:

- El programa de cómputo utilizado, indicando nombre, origen, método de cálculo, hipótesis básicas, fórmulas, simplificaciones, referencias bibliográficas, indicando los procedimientos de ingreso de datos e interpretación de los resultados.
- Los datos de entrada, modelo estructural, descripción detallada de la estructura acompañada de esquema con dimensiones, propiedades de las secciones, condiciones de apoyo, características de los materiales, cargas y sus combinaciones.

Los resultados del cálculo por computador, parte integrante de la memoria de cálculo, deben ser ordenados, completos y contener toda la información necesaria para su clara interpretación. Además de esto, deben permitir una verificación global, independiente y de ser posible, contener resultados parciales del análisis realizado.

2.2.3 Planos

Los planos de un proyecto de puentes deben contener todos los elementos necesarios para la revisión y ejecución de la obra, los mismos que deberán ser concordantes con la memoria de cálculo. En los planos se deberá detallar:

- Ubicación del Puente
- Vista general del puente
- Esquema de sondajes del suelo
- Encofrados de los elementos
- Armaduras de los elementos componentes
- Esquema de los procesos constructivos especiales
- Esquema de colocación del concreto
- Sistemas de drenaje
- Detalles de señalización
- Especificaciones especiales
- Tablas de metrados

La presentación de los planos se hará de acuerdo a la normalización dispuesta por la entidad oficial. El esquema de colocado de concreto debe ser consistente con el falso puente y debe ser obligatoria su presentación. Para su identificación, se incluirá un membrete que contendrá información sobre las entidades licitantes, nombre del puente, ubicación, luz total, contenido, sobrecarga, responsables del proyecto, diseño, gráficos, revisión y aprobación, escalas utilizadas y fecha. Incluirá una tabla para la consideración de modificaciones hechas al diseño, la cual contendrá información sobre la modificación realizada, los responsables de tal medida y la fecha de aprobación.

La información sobre los tipos de planos y el contenido de los mismos se adjunta en el anexo correspondiente.

2.2.4 Especificaciones Particulares

Las especificaciones técnicas y las instrucciones generales particulares y complementarias serán proporcionadas en el proyecto ejecutivo e indicado en los planos, conforme a lo definido en la sección I del Título Preliminar.

2.2.5 Metrados

En los planos deberán indicarse la relación de metrados en forma ordenada, donde se haga especial precisión en la relación de armaduras. Se indicarán los datos que permiten la identificación de cada elemento metrado, sus dimensiones y detalles de construcción en campo, en lo posible, así como la cantidad de material necesario, en las unidades correspondientes.

Los metrados dependen del nivel de detalle que requiere el proyecto, por los que deberá realizarse con responsabilidad y precisión.

2.3 CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO

2.3.1 Objetivos del Proyecto

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

2.3.2 Filosofía de diseño

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límite que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

La ecuación (1) deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

En muchos casos las Resistencias de Componentes y Conexiones son determinados teniendo en cuenta el comportamiento inelástico, aunque los efectos de las fuerzas son calculados usando análisis elástico.

Esta inconsistencia es común en la mayoría de las especificaciones vigentes de puentes debido a la falta de conocimiento del análisis inelástico en estructuras.

2.3.2.1 ESTADOS LÍMITE

Las componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación (1) para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

Para el estado límite de servicio y el estado límite de evento extremo, los factores de resistencia serán tomados como ecuación (1). Todos los estados límite serán considerados de igual importancia.

$$n \sum \gamma_i \phi_i \leq \phi R_i \quad (1)$$

para el cual:

$$n = N_D N_R N_I > 0.95$$

donde :

γ_i = factor de carga (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los efectos de fuerza).

ϕ = factor de resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a la resistencia nominal de acuerdo al material y/o elemento como se especifica en Art. 2.9

n	= factor que relaciona a la ductilidad, redundancia e importancia operativa
n_D	= factor que se refiere a la ductilidad como se especifica en el Art. 2.3.2.2
n_R	= factor que se refiere a la redundancia como se especifica en el Art. 2.3.2.3
n_I	= factor que se refiere a la importancia operacional como se especifica en el Art. 2.3.2.4
Q_i	= efectos de fuerza
R_n	= resistencia nominal
R_r	= resistencia factorizada: ϕR_n

La ecuación (1) es la base del método LRFD.

El factor de resistencia $\phi = 1.0$ asignados a todos los estados límite menos al estado límite de resistencia es una medida provisional ya que se están llevando a cabo trabajos de investigación acerca de este tema.

La ductilidad, la redundancia y la importancia operacional son aspectos significantes que afectan el margen de seguridad de los puentes. Los dos primeros aspectos relacionan directamente a la resistencia física, el último aspecto se refiere a las consecuencias que ocurren cuando un puente está fuera de servicio. Como se ve, estos aspectos referentes a las cargas son arbitrarios. Sin embargo, esto constituye un primer esfuerzo de codificación. Una aproximación subjetiva, debido a la ausencia de información más precisa es que cada efecto, excepto para fatiga y fractura, es estimado como un $\pm 5\%$ geoméricamente acumulado. Con el tiempo una cuantificación mejorada de estos aspectos y su interacción y la sinergia del sistema podrían ser alcanzados. Posiblemente esto conducirá a un arreglo de la ecuación (1), en el cual esos efectos podrían aparecer sobre uno de los lados o en ambos lados de la ecuación. Actualmente, el "Proyecto 12-36" del NCHRP (AASHTO) está dirigiendo el tema de redundancia.

2.3.2.1.1 Estado Límite de Servicio

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

El estado límite de servicio da experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas.

2.3.2.1.2 Estados Límite de Fatiga y Fractura

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

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes.

2.3.2.1.3 Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga.

2.3.2.1.4 Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es chocado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente ocurridos bajo condiciones muy especiales.

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

2.3.2.2 DUCTILIDAD

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

Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es no menor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de las componentes adyacentes puede suponerse que los requerimientos de ductilidad son satisfechos.

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

Valores de n_D para el Estado Límite de Resistencia:

$$n_D = 1.05 \text{ para componentes y conexiones no dúctiles}$$

$$n_D = 0.95 \text{ para componentes y conexiones dúctiles}$$

Valores de n_D para los demás Estados Límite:

$$n_D = 1.0$$

Las respuestas más allá del estado elástico de las componentes o conexiones estructurales pueden ser caracterizadas por un comportamiento frágil o dúctil.

El comportamiento frágil no es deseable debido a que esto implica la repentina pérdida de capacidad de carga inmediatamente después de que el límite elástico es excedido. El comportamiento dúctil es caracterizado por la presencia de significativas deformaciones inelásticas antes de que ocurra cualquier pérdida significativa de capacidad de carga.

El comportamiento dúctil advierte la ocurrencia de la falla estructural debido a que se producen deformaciones inelásticas. Bajo la acción de carga sísmica que se repite, grandes ciclos invertidos de deformación inelástica disipan energía teniendo un efecto beneficioso en la supervivencia estructural.

Si por medio del uso de confinamiento o si se toman otras medidas, una componente o conexión estructural hecha de materiales frágiles es capaz de soportar deformaciones inelásticas sin significativa pérdida de capacidad de carga, esta componente puede ser considerada como dúctil. Esas formas de proveer ductilidad serán verificadas por ensayos.

Para alcanzar adecuado comportamiento inelástico el sistema debería tener un número suficiente de miembros dúctiles y también:

- Conexiones y uniones dúctiles que puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o
- Uniones y conexiones que tengan suficiente resistencia como para asegurar que ocurra respuesta inelástica en los lugares designados para proveer ductilidad. (energy absorbing response).

Características estáticamente dúctiles deben ser evitadas, más no las respuestas dinámicamente dúctiles. Ejemplos de este comportamiento son las fallas por corte y fallas de adherencia que se producen en miembros de concreto armado, así como la pérdida de acción compuesta en componentes a flexión.

Experiencias pasadas indican que las componentes típicas diseñadas en acuerdo con estas provisiones generalmente presentan adecuada ductilidad. Especial atención requiere el detallado en las uniones y conexiones, así como la previsión de las rutas de carga (capacidad última).

El propietario puede especificar un mínimo factor de ductilidad como garantía de que la falla dúctil será obtenida.

Este factor puede ser obtenido como:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

donde :

Δu : deformación última

Δy : deformación en el límite elástico

La capacidad de ductilidad de componentes o conexiones estructurales puede ser también obtenida de ensayos a escala natural o a grandes escalas, así como con modelos analíticos que consideran materiales cuyas características del material han sido previamente establecidas.

La capacidad de ductilidad para un sistema estructural puede ser determinada integrando las deformaciones locales del sistema estructural completo.

Se darán especiales requerimientos para los disipadores de energía debido a su rigurosa demanda.

2.3.2.3 REDUNDANCIA

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

Aquellos elementos y componentes cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos y componentes cuya falla no se espera que produzca colapso del puente no serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R = 1.05$ para miembros no redundantes

$n_R = 0.95$ para miembros redundantes

Para los demás estados límite:

$n_R = 1.00$

Para cada combinación de carga y estado límite, la clasificación de redundancia de los miembros, es decir si son redundantes o no redundantes, estará basado en la contribución de los miembros a la seguridad del puente.

Varios valores de redundancia han sido propuestos por Frangopol (1991).

2.3.2.4 IMPORTANCIA OPERATIVA

Este artículo será aplicado solamente a los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo. El propietario puede declarar si un puente, una conexión o una componente estructural tiene importancia operativa. Si un puente es considerado de importancia operativa, n_i será tomado como no menor de 1.05. En otros casos n_i puede ser tomado como no menor de 0.95.

La clasificación referente a importancia operativa deberá tomar en cuenta los requerimientos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Las cuales dan algunas guías de la importancia de las categorías seleccionadas debido a que están relacionadas al diseño por sismo.

Esta información puede ser generalizada para otras situaciones. Como un especial caso de importancia de la clasificación, tres niveles de importancia es especificado en 2.4.3.11.4, con respecto al diseño sísmico para el propósito de este artículo. Puentes que están clasificados como "críticos" o "esenciales" en el artículo 2.4.3.11.4 deberán ser considerados como de "importancia operativa".

2.4 CARGAS Y FACTORES DE CARGAS

2.4.1 Clasificación y Definición

Para los propósitos de este Manual de Diseño, las cargas se clasifican en:

- Permanentes
- Variables
- Excepcionales

2.4.1.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

2.4.1.2. CARGAS VARIABLES

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

2.4.1.3 CARGAS EXCEPCIONALES

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

2.4.2 Cargas Permanentes

2.4.2.1 PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

MATERIAL	γ (kN/m ³)	(kgf/m ³)
Agua dulce	9,8	(1000)
Agua salada	10,0	(1020)
Acero	76,9	(7850)
Aluminio	27,4	(2800)
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	(1600)
Arena, tierra o grava compactas	18,9	(1900)
Asfalto, Macadam	22,0	(2200)
Concreto ligero	17,4	(1740)
Concreto normal	23,5	(2400)
Concreto Armado	25,0	(2500)

MATERIAL	γ (kN/m ³)	(kgf/m ³)
Hierro forjado	70,6	(7200)
Balasto	22,0	(2250)
Madera	10,0	(1020)
Mampostería de piedra	26,6	(2700)
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	3 kN/m	300kgf/m

2.4.2.2 EMPUJE DE TIERRA

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 5 kN/m³ (510 kgf/m³)

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0,60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.

2.4.2.3 DEFORMACIONES IMPUESTAS

Las deformaciones y esfuerzos originados por contracción de fragua o por flujo plástico en elementos de concreto o de madera, los esfuerzos residuales originados por el proceso de laminado o por la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos de fabricación o de construcción, los desplazamientos de apoyo de diverso origen y otras fuentes de deformación serán considerados como cargas permanentes.

El proyectista deberá estimar la magnitud de tales acciones y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura.

2.4.3 Cargas Variables

2.4.3.1 CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

El proyectista considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

2.4.3.2 CARGAS VIVAS DE VEHÍCULOS

2.4.3.2.1 Número de vías

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de $w/3,60$ donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

2.4.3.2.2 Cargas Vivas de Diseño

2.4.3.2.2.1 Generalidades

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de:

- Camión de diseño, según 2.4.3.2.2.2, ó tándem, según 2.4.3.2.2.3, tomándose aquello que produzca en cada caso los efectos más desfavorables.
- Sobrecarga distribuida

Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en 2.4.3.2.4.

Para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

2.4.3.2.2.2 Camión de Diseño

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura. 1), la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

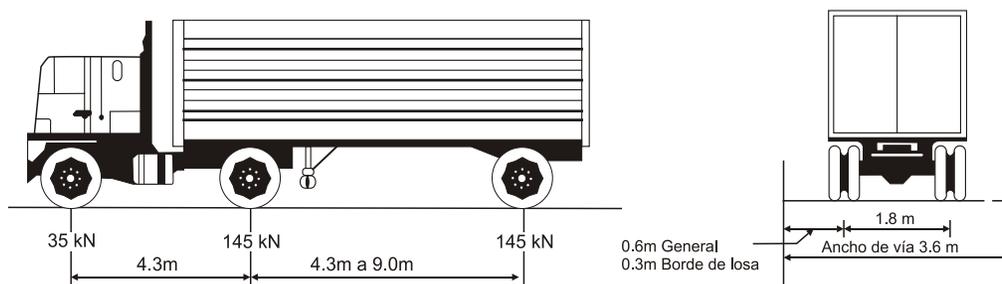


Figura 1. Características del Camión de Diseño

2.4.3.2.2.3 Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

2.4.3.2.2.4 Sobrecarga Distribuida

Se considerará una sobrecarga de 9,3 kN/m (970 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3,00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

2.4.3.2.2.5 Área de Contacto de las Ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0,50

m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$l = 0,0228 \gamma P$$

donde:

- l = dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m)
- γ = factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada
- P = carga correspondiente a una rueda, es decir 72,5 kN (7,4 t) para el camión de diseño ó 55 kN (5,6 t) para el tándem, sin las modificaciones indicadas en 2.4.3.2.2.6, pero incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

2.4.3.2.2.6 Modificación por Número de Vías Cargadas

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente:

Número de Vías Cargadas	Factor
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 o más	0,65

2.4.3.2.3 Ubicación de las Cargas Vivas

2.4.3.2.3.1 Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 145 kN (14,78 t) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Sólo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considerará 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) de cada camión será 4,30 m y la distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15 m.

2.4.3.2.3.2 Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

2.4.3.2.4 Fatiga

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en 2.4.3.2.2.2 pero con una distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) e incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

El camión se ubicará, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos.

La frecuencia de la carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

2.4.3.3 EFECTOS DINÁMICOS

Excepto de estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en la tabla 2.4.3.3-1 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero(para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos • Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33

Este incremento no se incluirá en el cómputo de las fuerzas centrífugas o en el cómputo de las fuerzas de frenado, ni se aplicará a la sobrecarga uniformemente distribuida indicada en 2.4.3.2.2.4.

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Veredas y puentes peatonales
- Muros de contención, excepto estribos.
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Para puentes de madera y componentes de madera en puentes mixtos los incrementos de carga viva por efectos dinámicos serán 50% de los especificados en la tabla 2.4.3.3-1.

2.4.3.4 FUERZAS CENTRÍFUGAS

En los puentes de planta curva se considerarán fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tándem de diseño multiplicados por:

$$C = 0,0105 \frac{V^2}{R}$$

donde:

V = velocidad de diseño en km/h

R = radio de la curva en metros

Las fuerzas centrífugas se supondrán aplicadas a 1,80 m por encima de la superficie de rodadura.

En el cómputo de las fuerzas centrífugas deberán incluirse el factor modificadorio de 2.4.3.2.2.6, pero no se incluirán los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

2.4.3.5 FUERZAS DE FRENADO Y DE ACELERACIÓN

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme especificada en 2.4.3.2.2.4. Deberán incluirse los factores modificadorios indicados en 2.4.3.2.2.6, pero no los efectos dinámicos de 2.4.3.3.

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

2.4.3.6 CARGAS SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINELES

2.4.3.6.1 Sobrecargas en veredas

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3,5 kN/m² (360 kgf/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0,60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga.

2.4.3.6.2 Fuerzas sobre sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 kN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0,25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

2.4.3.6.3 Fuerzas sobre barandas

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en la tabla 2.4.3.6.3. y figuras (1)

Tabla 2.4.3.6.3-1 Fuerzas de Diseño para barandas			
Designación de Fuerzas y	Por niveles de importancia de Puentes		
Designaciones	PL-1	PL-2	PL-3
F _t Transversal (N) (t)	120000 12.3	240000 24.5	516000 52.6
F _l Longitudinal (N) (t)	40000 4.10	80000 8.2	173000 17.6
F _v Vertical Abajo (N) (t)	20000 2.05	80000 8.2	222000 22.64
L _t y L _l (m)	1.22	1.07	2.44
L _v (m)	5.50	5.50	12.2
H _e (min) (m)	0.51	0.81	1.02
mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

- * **PL-1 Primer nivel de importancia:** Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.
- * **PL-2 Segundo nivel de importancia:** Usado para estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.
- * **PL-3 Tercer nivel de importancia :** Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

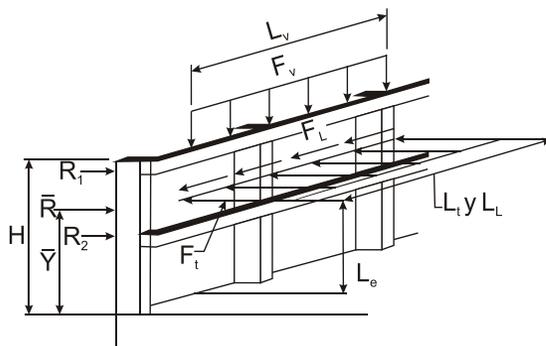


Figura 1 Fuerzas de Diseño Vertical y horizontal uniformemente distribuidos

2.4.3.7 CARGAS EN PUENTES PEATONALES

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 5 kN/m² (510kgf/m²).

El proyectista deberá evaluar el posible uso del puente peatonal por vehículos de emergencia o mantenimiento. Las cargas correspondientes a tales vehículos no requerirán incrementarse por efectos dinámicos.

2.4.3.8 EMPUJE DE AGUA Y SUBPRESIONES

2.4.3.8.1 Presión Estática

Todos los pilares y otras partes del puente que estén sujetas al empuje de agua deberán ser diseñados para resistir los esfuerzos más desfavorables en las condiciones de aguas máximas y aguas mínimas.

2.4.3.8.2 Subpresiones

Las subpresiones serán estimadas mediante una red de flujo u otro procedimiento equivalente. A falta de un estudio detallado, la subpresión en cada punto será calculada como el producto del peso específico del agua por la diferencia de niveles entre la superficie del agua y el punto considerado.

2.4.3.8.3 Efectos del Agua en Movimiento

2.4.3.8.3.1 En Dirección Longitudinal

La presión debida al movimiento del agua en dirección longitudinal, es decir aquella que corresponde a la dirección de flujo, será calculada mediante:

$$p = 0,5 C_D V^2$$

donde:

p = presión media de la corriente de agua en kN/m²

C_D = coeficiente de arrastre longitudinal indicado en la tabla 2.4.3.8.3.1

V = velocidad máxima del agua en m/s

Tipo de Estructura	C _D
Pilar con extremo semicircular	0,7
Pilar con extremo plano	1,4
Pilar con extremo en ángulo agudo	0,8
Troncos u otros escombros	1,4

La resultante de la fuerza debida al movimiento del agua se calculará como el producto de la presión media por el área proyectada en dirección normal a la corriente y se considerará aplicada a una altura, medida desde el fondo de río, igual a 60% del tirante de agua.

Cuando el curso de agua pueda arrastrar una cantidad significativa de escombros, deberán evaluarse las fuerzas de arrastre sobre el material que pudiera acumularse sobre el pilar.

2.4.3.8.3.2 En Dirección Transversal

Cuando la dirección de flujo forme un ángulo, θ , con la dirección del pilar se supondrá que sobre la cara lateral del mismo actúa una presión uniforme dada por:

$$p = 0,5 C_T V^2$$

donde:

P = presión lateral en kN/m²

C_T = coeficiente de arrastre transversal indicado en la tabla 2.4.3.8.3.2

V = velocidad máxima del agua en m/s

Ángulo entre la dirección del flujo y la dirección longitudinal del pilar	C_T
0°	0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
30° ó más	1,0

La resultante de la fuerza transversal se calculará como el producto de la presión lateral por el área expuesta.

2.4.3.8.4 Empuje Hidrodinámico

Las presiones adicionales originadas por la masa de agua al ocurrir un sismo podrán ser estimadas con las fórmulas aproximadas de Westergard o por cualquier otro procedimiento equivalente.

2.4.3.9 VARIACIONES DE TEMPERATURA

2.4.3.9.1 Rangos de Temperatura

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en la tabla 2.4.3.9.1:

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

La temperatura de referencia será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

2.4.3.9.2 Gradiente de Temperatura

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados en 2.4.3.9.1.

Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponderán a los valores positivos dados en la tabla 2.4.3.9.2 ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla por -0,5.

Región	Sin Asfalto		5cm de Asfalto		10cm de Asfalto	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

2.4.3.10 CARGAS DE VIENTO

2.4.3.10.1 Generalidades

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10 m o menos, medida desde el nivel de agua o desde

la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante. Las velocidades a alturas mayores serán determinadas mediante:

$$V_z = C V_{10} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \geq V_{10}$$

donde:

V_z = velocidad del viento (km/h) a la altura z

V_{10} = velocidad de referencia, correspondiente a $z = 10$ m.

z = altura por encima del nivel del terreno o del agua (m)

C, z_0 = constantes dadas en la tabla 2.4.3.10.1

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

2.4.3.10.3 Presiones horizontales sobre los vehículos

Las presiones de viento sobre los vehículos se considerarán como una fuerza de 1,5 kN/m (150 kgf/m) aplicada en dirección transversal, en las partes del puente donde resulte desfavorable y a 1,8 m de altura sobre el tablero.

2.4.3.10.4 Presiones verticales

Excepto cuando se determinen las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente, se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 0,96 kN/m² (100 kgf/m²) multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta fuerza se considerará aplicada a un cuarto de la dimensión total del tablero, hacia barlovento.

2.4.3.10.5 Inestabilidad aeroelástica

Los efectos de fuerzas aeroelásticas deberán ser investigados para todas las estructuras con una relación peralte / luz o ancho del tablero / luz menor que 1/30.

2.4.3.11 EFECTOS DE SISMO

2.4.3.11.1 Alcances

Las disposiciones de esta sección son aplicables a puentes con una luz total no mayor que 150 m y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150 m será necesario un estudio de riesgo sísmico del sitio. En ningún caso se usarán fuerzas sísmicas menores que las indicadas en los acápite siguientes.

No se requerirá considerar acciones de sismo sobre alcantarillas y otras estructuras totalmente enterradas.

2.4.3.11.2 Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis que tenga en cuenta las características de rigidez y de ductilidad, las masas y la disipación de energía de la estructura.

Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

2.4.3.11.3 Coeficiente de Aceleración

El coeficiente de aceleración "A" para ser usado en la aplicación de estas disposiciones deberá

ser determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, (Apéndice A), equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Estudios especiales para determinar los coeficientes de aceleración en sitios específicos deberán ser elaborados por profesionales calificados si existe una de las siguientes condiciones:

- El lugar se encuentra localizado cerca a una falla activa.
- Sismos de larga duración son esperados en la región.
- La importancia del puente es tal que un largo periodo de exposición, así como periodo de retorno, debería ser considerado.

2.4.3.11.4 Categorización de las Estructuras

Para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, los puentes se clasificarán en tres categorías de importancia:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales, u
- Otros puentes

Los puentes esenciales son aquellos que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. Sin embargo algunos puentes deberán permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo, que supere al sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia, y de seguridad o defensa. Estos deberán ser considerados como puentes críticos.

2.4.3.11.5 Zonas de Comportamiento Sísmico

Cada puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la tabla 2.4.3.11.5.

Coefficiente de Aceleración	Zona Sísmica
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

2.4.3.11.6 Condiciones Locales

Para considerar la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, se usarán los parámetros de la tabla 2.4.3.11.6 según el perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos:

Coefficiente del sitio	Tipo de Perfil de Suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

En sitios donde las propiedades del suelo no son conocidas en detalle suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo o donde la clasificación propuesta no corresponde a alguno de los cuatro tipos, el coeficiente de sitio para Suelos Tipo II deberá ser usado.

2.4.3.11.6.1 Suelo Perfil Tipo I

Roca de cualquier característica descripción, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural (tales materiales pueden ser descritos por velocidades de ondas de corte mayores a 760 m/s. Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

2.4.3.11.6.2 Suelo Perfil Tipo II

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

2.4.3.11.6.3 Suelo Perfil Tipo III

Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

2.4.3.11.6.4 Suelo Perfil Tipo IV

Es un perfil con arcillas blandas o limos cuya profundidad es mayor a los 12 m.

2.4.3.11.7 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica**2.4.3.11.7.1 Generalidades**

Al menos sea especificado de otra manera en el artículo 2.4.3.11.7.2, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2AS/T_n^{2/3} \leq 2.5A$$

Donde:

T_n = periodo de vibración del “n-ésimo” modo (s)

A = coeficiente de aceleración especificada en el artículo 2.4.3.11.3

S = coeficiente de sitio especificado en el artículo 2.4.3.11.6

2.4.3.11.7.2 Excepciones

Para puentes sobre perfiles de suelo tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, C_{sn} debe ser menor o igual a $2.0A$.

Para suelos tipo III y IV, y para otros modos distintos al modo fundamental el cual tenga periodos menores a 0.3s, C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A (0.8 + 4.0T_n)$$

Sí el periodo de vibración para cualquier modo excede 4.0 s, el valor de C_{sn} para ese modo deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 3 A S T_n^{0.75}$$

2.4.3.11.8 Factores de Modificación de Respuesta**2.4.3.11.8.1 Generalidades**

Para aplicar los factores de modificación de respuesta que se especifican en este ítem, los detalles estructurales deberán satisfacer las disposiciones referentes al diseño de estructuras de concreto armado en zonas sísmicas.

Con excepción a lo indicado en este ítem, las fuerzas de diseño sísmico para sub-estructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, listadas en la tabla 2.4.3.11.8.2, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en las tablas 2.4.3.11.8.1 y 2.4.3.11.8.2, respectivamente.

Si un método de análisis tiempo – historia inelástico es usado, el factor de modificación de respuesta, R , será tomado como 1.0 para toda la sub - estructura y conexiones.

Sub-Estructura	Importancia		
	Critica	Esencial	Otros
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Conexiones	Para todas las categorías de importancia
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de la superestructura	0.8
Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura	1.0
Columnas o pilares a la cimentación	1.0

2.4.3.11.8.2 Aplicaciones

- Las cargas sísmicas serán asumidas que actúan en cualquier dirección lateral.
- El apropiado factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la sub-estructura.
- Un pilar tipo placa de concreto puede ser analizado como una columna simple en la dirección más débil si las disposiciones para columnas, como se especifica en el capítulo de diseño de estructuras de concreto, son satisfechas.

2.4.4 Cargas Excepcionales

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

2.4.5 Factores de Carga y Combinaciones

2.4.5.1 ALCANCE

Se especifican los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño de puentes nuevos. Las previsiones de carga pueden ser aplicadas también con fines de evaluación estructural de los puentes existentes.

Cuando se consideran niveles diversos de condiciones de carga, la selección de la condición de diseño será responsabilidad del propietario de la obra.

Para los efectos de las fuerzas que pueden desarrollarse durante la construcción, se especifica un factor de carga mínimo.

2.4.5.2 CARGAS Y NOTACION

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas Permanentes
 - DD = Fuerza de arrastre hacia abajo
 - DC = Carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales
 - DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares
 - EH = Presión de tierra horizontal

ES = Carga superficial en el terreno

EV = Presión vertical del relleno

- Cargas Transitorias:
 - BR = fuerza de frenado vehicular
 - CE = fuerza centrífuga vehicular
 - CR = “creep” del concreto
 - CT = fuerza de choque vehicular
 - CV = fuerza de choque de barcos
 - EQ = sismo
 - FR = fricción
 - IC = carga de hielo
 - IM = carga de impacto
 - LL = carga viva vehicular
 - LS = carga viva superficial
 - PL = carga viva de peatones
 - SE = asentamiento
 - SH = contracción
 - TG = gradiente de temperatura
 - TU = temperatura uniforme
 - WA = carga de agua y presión del flujo
 - WL = efecto de viento sobre la carga viva
 - WS = efecto de viento sobre la estructura

2.4.5.3 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i \quad (1)$$

donde :

n = modificador de carga especificado en el artículo 2.3.2.1

q_i = carga especificada en esta sección

γ_i = factores de carga especificados en las tablas 1 y 2.

Los componentes y las conexiones de un puente satisficieran la ecuación (1) para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

- RESISTENCIA I.- Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA II.- Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA III. - Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- RESISTENCIA IV.- Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- RESISTENCIA V.- Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I.- Combinación de carga incluyendo sismo.
- EVENTO EXTREMO II.- Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- SERVICIO I.- Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas empotradas, placas de revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.

- SERVICIO II .- Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de la estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.
- SERVICIO III.- Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- FATIGA .- Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla 2.4.5.3-1. Los factores de carga para cargas permanentes serán tomados de la Tabla 2.4.5.3-2. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos positivos y negativos.

En las combinaciones de cargas donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora.

Cuando la carga permanente incrementa la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de tal carga permanente.

Para el cálculo de las deformaciones será usado el mayor factor de carga para TU (caso de temperatura uniforme), CR (“creep” del concreto) y SH (contracción); para otros cálculos serán usados los valores mínimos.

Para la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin estructuras de cimentación, serán usados los factores máximos.

El factor de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , será determinado para cada proyecto específico.

El factor de carga para carga viva en la combinación de carga del Evento Extremo I(sismo), será determinado para el proyecto específico.

Tabla 2.4.5.3.-1 Combinaciones de carga y Factores de carga

Combinaciones de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de losa indicados en estas columnas en cada combinación			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20						
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00			
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.0	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
SERVICIO II	1.0	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20						
SERVICIO III	1.0	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
FATIGA - Solamente LL, IM y CE		0.75											

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra		
* Activa	1.50	0.90
* En reposo	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra		
* Estabilidad global	1.35	N/A
* Estructuras de Retención	1.35	1.00
* Estructuras Rígidas Empotradas	1.30	0.90
* Pórticos Rígidos	1.35	0.90
* Estructuras Flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
* Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

2.5 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

2.5.1 Generalidades

El diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección.

Cuando se requiera utilizar otros grados o tipos de materiales se deberá establecer previamente al diseño sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Los requisitos mínimos aceptables incluyendo los procedimientos de ensayos deberán especificarse en los documentos contractuales.

2.5.2 Acero de Refuerzo

2.5.2.1. Generalidades

Las barras de refuerzo, alambre corrugado, alambre estirado en frío, mallas soldadas de alambre liso y mallas soldadas de alambre corrugado deberán satisfacer los estándares de materiales especificados en el Artículo 2.9.

Las barras de refuerzo deberán ser corrugadas, excepto que barras o alambre liso puede ser usado para espirales, estribos y mallas de alambre.

La resistencia nominal a la fluencia deberá ser el mínimo especificado para el grado de acero seleccionado, excepto que la resistencia a la fluencia en exceso de 520 MPa (5300 kgf/cm²) no deberá ser usada para fines de diseño. La resistencia a la fluencia o grado de las barras o alambres deberán ser indicados en los planos y documentos contractuales. Barras con resistencias a la fluencia menores a 400 MPa (4080 kgf/cm²) se podrán usar solamente con la aprobación del propietario.

Cuando es indispensable la ductilidad o cuando se requiere soldarse, se podrá recurrir al ASTM A706, Barras corrugadas de Acero de baja aleación para refuerzo del concreto.

2.5.2.2 Modulo de Elasticidad

Se asumirá el modulo de elasticidad, E_s , de barras y alambres lisos, el valor de 200 000 MPa (2 040 000 kgf/cm²)

2.5.2.3 Aplicaciones Especiales

El refuerzo a ser soldado será indicado en los planos y documentos contractuales, y se especificará el procedimiento de soldadura.

Lugares donde ser usará refuerzo con recubrimientos epóxicos deberán ser identificados en los documentos contractuales.

2.5.2.4 Acero para Preesforzado

2.5.2.4.1 Generalidades

Torones relevados de esfuerzos sin recubrimiento o toron de siete alambres de baja relajación, o barras de alta resistencia lisas o corrugadas sin recubrimiento, deberán cumplir los siguientes estándares de materiales.

- AASHTO M203 (ASTM A416) - Torones de siete alambres relevados de esfuerzo sin recubrimiento para concreto preesforzado.
- AASHTO M275 (ASTM A722) - Barras de Acero de Alta Resistencia sin recubrimiento para concreto preesforzado.

La resistencia a la tracción y de fluencia para estos aceros puede tomarse como se especifican en la Tabla 2.5.2.4.1-1.

Material	Grado o Tipo	Diámetro en mm	Resistencia a la Tracción f_{pu} en MPa (kgf/cm ²)	Resistencia a la fluencia f_{py} (MPa)
Toron (Strand)	(Grado 250) 1725 MPa (Grado 270) 1860 MPa	6,35 a 15,24 9,53 a 15,24	1725 (17 500) 1860 (18 900)	85% de f_{pu} excepto 90% de f_{pu} para torones de baja relajación
Barra	Tipo 1, Liso Tipo 2, Corrugado	19 a 35 15 a 36	1035 (10 500) 1035 (10 500)	85% de f_{pu} 80% de f_{pu}

Deben incluirse detalles completos del preesforzado en los planos o documentos contractuales, donde la dimensión y grado o tipo de acero deberá ser mostrado. Esto evitará imprecisiones en los metrados.

2.5.2.4.2. Modulo de Elasticidad

Si no está disponible datos mas precisos, el modulo de elasticidad para aceros de preesforzar, basados en el área nominal de la sección transversal, puede tomarse como:

para torones; $E_p=197\ 000\ \text{MPa}$ (2 000 000 kgf/cm²)

para barras; $E_p=207\ 000\ \text{MPa}$ (2 000 000 kgf/cm²)

2.5.3 Aceros para estructuras metálicas

2.5.3.1 Aceros Estructurales

Los aceros estructurales deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 1, y el diseño deberá estar basado en las propiedades mínimas indicadas.

El modulo de elasticidad y el coeficiente térmico de expansión de todos los grados de acero estructural serán asumidos como 200 000 MPa (2 040 000 kgf/cm²) y $11,7 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C, respectivamente.

Acero Estructural	Acero de alta resistencia de baja aleación		Aceros de Baja aleación Revenidos y Templados		Aceros aleados de alta resistencia a la fluencia Revenidos y Templados	
	M270 Grado 250	M270 Grado 345	M270 Grado 345W	M270 Grado 485W	M270 Grado 690/690W	M270 Grado 690/690W
Designación AASHTO	M270 Grado 250	M270 Grado 345	M270 Grado 345W	M270 Grado 485W	M270 Grado 690/690W	M270 Grado 690/690W
Designación Equivalente ASTM	A709M Grado 250	A709M Grado 345	A709M Grado 345W	A709M Grado 485W	A709M Grados 690/690W	A709M Grados 690/690W
Espesor de planchas, mm	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 Incl.	Hasta 65 incl.	Sobre 65 hasta 100 incl
Formas (secciones)	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplicable	No aplicable	No aplicable
Resistencia a la tracción mínima, F_u , MPa (kgf/cm ²)	400 (4000)	450 (4600)	485 (4950)	620 (6300)	760 (7750)	690 (7040)
Esfuerzo de Fluencia mínimo o resistencia a la fluencia mínima F_y , MPa(kg/cm ²).	250 (2500)	345 (3500)	345 (3500)	485 (4950)	690 (7040)	620 (6300)

Aceros AASHTO M270, Grado 250, (ASTM A709M, Grado 250) pueden ser usados en espesores mayores a 100 mm para usos no estructurales o componentes de elementos de apoyo

Aceros aleados revenidos y templados de elementos estructurales y tubería mecánica sin costuras con una resistencia a la tracción máxima no mayor de 965 MPa (9840 kg/cm²) para secciones estructurales o 1000 MPa (10 200 kgf/cm²) para tubería mecánica sin costuras pueden ser usados, siempre que:

- Los materiales satisfagan todos los otros requisitos mecánicos y químicos de ya sea ASTM A709M, Grado 690 ó 690W, y
- El diseño esté basado en las propiedades mínimas especificadas para aceros ASTM A709M, Grados 690 ó 690W.

Tubería estructural será tubería soldada conformada en frío o tubería sin costuras de acuerdo a ASTM A500, Grado B, o tubería soldada conformada en caliente o tubería sin costuras de acuerdo a ASTM A501.

Limitaciones en los espesores relativos a formas y grupos laminadas deberá cumplir con ASTM A6M (AASHTO M160).

2.5.3.2 Pines, Rodillos y Balancines

Acero para pines, rodillos y balancines de expansión, deberá cumplir los requisitos de la Tabla 2.5.3.1-1, 2.5.3.2 -1 ó del artículo 2.5.3.7.

Designación AASHTO con Limitaciones de Tamaño	M160 100 mm en diámetro o menos	M102 hasta 500 mm en diámetro	M102 hasta 500 mm en diámetro	M102 hasta 250 mm en diámetro	M102 hasta 500 mm en diámetro
Designación ASTM Grado o Clase	A108 Grado 1016 a 1030 incluido	A668 Clase C	A668 Clase D	A668 Clase F	A668 Clase G
Esfuerzo de Fluencia Mínimo F_y , MPa (kgf/cm ²)	250 (2500)	230 (2340)	260 (2650)	345 (3500)	345 (3500)

2.5.3.3 Pernos, Tuercas y Arandelas

Pernos

Los pernos deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones:

- Las especificaciones estándares para pernos y conectores de acero al carbón resistencia a la tracción de 400 MPa (4080 kgf/cm²), ASTM A307.
- Las especificación estándar para pernos de alta tensión para uniones Estructurales de Acero con una resistencia mínima a la tracción requerida de 830 MPa (8450 kgf/cm²) para diámetros de 16 a 27mm y 725 MPa (7400 kgf /cm²) para diámetros de 30 mm a 36 mm, AASHTO M164(ASTM A325M),.
- Las especificaciones estándar para Pernos de Alta Tensión, para Uniones Estructurales de Acero, AASHTO M253 (ASTM A490M).

Los pernos de Tipo 1 deberán ser usados con aceros diferentes a los de acero desgastados por la interperie. Los pernos del Tipo 3 que cumplen con ASTM A325M o ASTM A490M deberán usarse con aceros desgastados por la interperie; pernos AASHTO M164 (ASTM A325M), Tipo 1, puede ser, con la aprobación del Ingeniero, galvanizado en caliente de acuerdo a AASHTO M232 (ASTM A153), Clase C, o mecánicamente galvanizados de acuerdo con AASHTO M298 (ASTM B695), clase 345(50). Los pernos galvanizados deberán ser ensayados después de la galvanización, como es requerido por AASHTO M164 (ASTM A325M). Los pernos AASHTO M253 (ASTM A490M) no serán galvanizados.

Arandelas, tuercas y pernos de cualquier ensamblaje deberán ser galvanizados por el mismo proceso. Las tuercas deberán ser lubricadas con un lubricante conteniendo un tinte visible.

Tuercas

Exceptuando lo indicado abajo, las tuercas para pernos AASHTO M164 (ASTM A325M) deberán cumplir o con la Especificación Estándar para Tuercas de Carbón y Acero Aleado, AASHTO M291 (ASTM A563M), Grados 12, 10S3, 8S, 8S3, 10 y 10S o la Especificación Estándar para Tuercas de Acero al Carbón y Aleado para Pernos usados en servicios de Alta Temperatura y Alta presión, AASHTO M292 (ASTM A194), Grados 2 y 2H.

Las tuercas para pernos AASHTO M253 (ASTM A490M) deberán cumplir con los requisitos de AASHTO M291 (ASTM A563M), Grados 12 y 10S3 ó AASHTO M292 (ASTM A194), Grados 2H.

Las tuercas a ser galvanizadas serán tratadas térmicamente, Grado 2H, 12 ó 10S3. Las provisiones del Artículo sobre Pernos serán aplicables.

Las tuercas planas tendrán una dureza mínima de 89 HRB.

Las tuercas a ser usadas con pernos AASHTO M164 (ASTM A325M), Tipo 3 serán de Grado C3 ó DH3. Tuercas a ser usadas con pernos AASHTO M253 (ASTM A490M), Tipo 3, serán de Grado DH3.

Arandelas

Las arandelas cumplirán con la Especificación Estándar para Arandelas de acero endurecido, AASHTO M293 (ASTM F436M).

Las cláusulas del artículo correspondiente a pernos se aplicarán a las arandelas galvanizadas.

2.5.3.4 Conectores de Corte tipo Perno

Los pernos para conectores de corte serán hechos de barras conformadas en frío, grados 1015, 1018 ó 1020, de acuerdo con AASHTO M169 (ASTM A108) - Especificación Estándar para Barras de Acero al Carbón, terminadas en frío, calidad estándar, y con un esfuerzo de fluencia y esfuerzo de rotura mínimo de 345MPa y 400 MPa respectivamente. La parte a soldar de los "Studs" está hecha de un acero de bajo contenido de carbón apropiado para soldadura y cumplirá con ASTM A109M - Especificación Estándar para flejes de acero al carbón laminados en frío.

2.5.3.5 Metal para soldadura

El metal para soldadura cumplirá los requisitos del Código de Soldadura D1.5 ANSI / AASHTO / AWS.

2.5.3.6 Metal Fundido

Metal fundido y hierro dulce

El Acero fundido cumplirá uno de las siguientes especificaciones:

- AASHTO M192 (ASTM A486M) - Especificación Estándar para Fundiciones de Acero para Puentes Carreteros, clase 485, a menos que se especifique diferente.
- AASHTO M103 (ASTM A27M). Fundiciones de Acero, al carbón para Aplicaciones Generales, a menos que se especifique diferente.
- AASHTO M163 (ASTM A743M). Fundiciones Resistentes a la Corrosión Hierro Cromo, Hierro - Cromo - Niquel y Aleaciones a base de Niquel para Uso General, grado CA15, a menos que se especifique diferente.

Las fundiciones de hierro dúctil cumplirán las especificaciones ASTM A536, Grado 414-276-18, a menos que se especifique diferente.

Fundiciones Maleables

Cumplirán con ASTM A47M, Grado 24118 - Especificaciones Estándar para Fundiciones Maleables de Hierro. El esfuerzo de fluencia mínimo no será menor que 241MPa.

Hierro Fundido

Cumplirán con AASHTO M105 (ASTM A48), Clase 30 - Especificaciones Estándar para Fundi-

ciones Aleados.

2.5.3.7 Acero Inoxidable

Cumplirá una de las siguientes especificaciones:

- ASTM A176 - Planchas y laminas de Acero Inoxidable y de cromo resistentes al calor.
- ASTM A240 - Planchas y laminas de Acero Inoxidable Cromo - Niquel y Cromo Resistente al calor para Recipientes a Presión.
- ASTM A276 - Barras y Formas de Acero Inoxidable y Resistente al calor.
- ASTM A666 - Acero Inoxidable Austenítico de planchas, laminas y Barras para Aplicaciones Estructurales.

2.5.4 Concreto

2.5.4.1 CLASE DE CONCRETO

Sólo se usarán concretos de densidad normal. Concreto estructurales de baja densidad requerirán de una aprobación especial.

En los planos y documentos contractuales se especificará para cada componente la resistencia a la compresión f'_c o la clase del concreto.

Concreto con resistencias por encima a los 70 MPa (500 kgf/cm²) podrán usarse solo cuando se realicen ensayos que establezcan las relaciones entre las resistencias del concreto y sus otras propiedades. No se usarán concretos con resistencias menores a 16 MPa (160 kgf/cm²). a los 28 días para aplicaciones estructurales.

Para losas y elementos de concreto preesforzado no se usarán concretos con resistencia a la compresión menor a 28 MPa (280 kgf/cm²).

La evaluación de la resistencia del concreto usado en los trabajos deberá ser hecha en probetas cilíndricas fabricadas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la sección y de las Especificaciones de la División II del AASHTO.

Se asume que la resistencia especificada es alcanzada a los 28 días después del vaciado. Se pueden asumir otros periodos de alcance de resistencia para componentes que recibirán cargas en periodos apreciablemente diferentes que los 28 días.

Los concretos considerados en las presentes especificaciones han sido clasificados de acuerdo a las siguientes clases de acuerdo a sus casos:

- Clase A, generalmente usado en todos los elementos estructurales, excepto cuando otra clase es más apropiada, y específicamente para concreto expuesto al agua de mar.
- Clase B, usado en zapatas, pedestales pilares circulares masivos, y muros de gravedad.
- Clase C, usado en secciones delgadas, tal como barandas reforzadas de menos de 100 mm de espesor, para el relleno de pisos de emparrillados metálicos, etc.
- Clase P, se usa cuando se requiere resistencias en exceso de 28 MPa (280 kgf/cm²) para concreto preesforzado, se deberá limitar la dimensión nominal del agregado a 20 mm, y
- Clase S, se usa para concreto depositado bajo agua y en cajones para sellar el ingreso del agua.
- Clase AE, concretos con aire entrampado, deberán ser especificados cuando el concreto esta sujeto a periodos alternantes de hielo y deshielo, expuesto al descongelamiento de sales, agua salada u otros ambientes potencialmente dañinos.

Para concretos Clases A, A(AE) y P usado en o sobre agua marina, la relación agua/cemento deberá especificarse no excederse de 0.45.

En la tabla 2.5.4.1-C1 se muestran los requisitos por clase de concreto.

Tabla 2.5.4.1-C1 Características de las mezclas de concreto por clase.

Clase de Concreto	Contenido mínimo de Cemento kgf/m ³	Relación Agua / Cemento máximo kgf por kgf	Contenido de Aire (Rango) %	Agregado Grueso por AASHTO M43M Dimensión de abertura cuadrada (mm)	Resistencia a la compresión a los 28 días MPa(kgf/cm ²)
A	362	0.49	-	25 a 4.75	28 (280)
A(AE)	362	0.45	6.0 ± 1.5	25 a 4.75	28 (280)
B	307	0.58	-	50 a 25	17(175)
B(AE)	307	0.55	5.0 ± 1.5	25 a 4.75	17(175)
C	390	0.49	-	12.5 a 4.75	28(280)
C(AE)	390	0.45	7.0 ± 1.5	12.5 a 4.75	28(280)
P	334	0.49	Especificado aparte	25 a 4.75 ó 19 a 4.75	Especificado Aparte
S	390	0.58	-	25 a 4.75	-

2.5.4.2 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA

El coeficiente de expansión térmica deberá ser determinada por ensayos de laboratorio en la mezcla específica a ser usada.

En la ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica puede tomarse como $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ para concreto de densidad normal, y $9.0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ para concreto ligero.

2.5.4.3 ACORTAMIENTO DE FRAGUA Y ACORTAMIENTO DIFERIDO

Valores del acortamiento de fragua y del "Creep" especificados en esta sección y en los artículos del capítulo de Superestructuras de Concreto serán usados para determinar sus efectos en la pérdida de la fuerza de preesforzado en puentes excepto aquellos construidos en dovelas. Estos valores conjuntamente con los del momento de inercia, pueden ser usados para determinar los efectos del acortamiento de fragua y "creep" en las deflexiones.

En la ausencia de datos más exactos, el coeficiente de acortamiento de fragua puede ser asumido en 0.0002 después de los 28 días y 0.0005 después de un año de secado.

Cuando no se cuenta con datos específicos de la mezcla, estimados del acortamiento de fragua y del "creep" pueden hacerse a partir de los artículos siguientes, y también de:

- El modelo del Comité Europeo del Concreto (CEB) - y de la Federación Internacional de Pre-esforzado (FIP), ó
- El Código ACI 209

Para puentes construidos en dovelas un estimado más preciso deberán ser realizado, incluyendo los efectos de:

- Materiales específicos
- Dimensiones estructurales
- Condiciones del lugar, y
- Métodos Constructivos

Creep (Deformación Plástica)

El coeficiente de creep puede estimarse como:

$$\varphi(t, t_i) = 3.5k_c k_f \left(1.58 - \frac{H}{120} \right) t_i - 0.118 \frac{(t - t_i)^{0.6}}{10 + (t - t_i)^{0.6}}$$

para lo cual $k_f = \frac{62}{42 + f_c}$

donde :

H = humedad relativa (%)

k_c = factor por el efecto de la relación volumen - superficie del componente

k_f = factor por el efecto de la resistencia del concreto

- t = madurez del concreto (días)
 t_i = edad del concreto cuando se aplica inicialmente la carga (días)
 f'_c = resistencia del concreto a los 28 días en MPa.

En la determinación de la madurez del concreto en la carga inicial, un día de curado acelerado por vapor o calor radiante puede ser tomado como equivalente a siete (7) días de curado normal.

El área superficial a ser usada en la determinación de la relación volumen/área debería incluirse solo el área de la superficie que esté expuesta al secado al aire. Para lugares pobremente ventilados solamente deberá considerarse el 50% del perímetro interior para calcular el área superficial.

Acortamiento de fragua

Para concreto con curado húmedo, desprovistos de agregados propensos al acortamiento de fragua, la deformación unitaria debido al acortamiento de fragua, E_{sh} , en el tiempo t , puede formarse como:

$$E_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35.0 + t} \right) 0.51 \cdot 10^{-3} \quad (1)$$

donde:

- t = tiempo de fraguado (días)
 k_s = factor de tamaño especificado en Fig. 2
 k_h = factor de humedad especificado en Tabla 1

Si el concreto con curado húmedo esta expuesto a secado antes que hayan transcurrido cinco días de curado, el acortamiento de fragua determinado por la ecuación (1) debe ser incrementado en 20%.

Para concreto curado al vapor, desprovisto de agregados propensos al acortamiento de fragua.

$$E_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{55.0 + t} \right) 0.56 \cdot 10^{-3} \quad (2)$$

Tabla 1.0 Factores de humedad relativa (k_h)

Promedio de humedad relativa	k_h
40	1.43
50	1.29
60	1.14
70	1.00
80	0.86
90	0.43
100	0.00

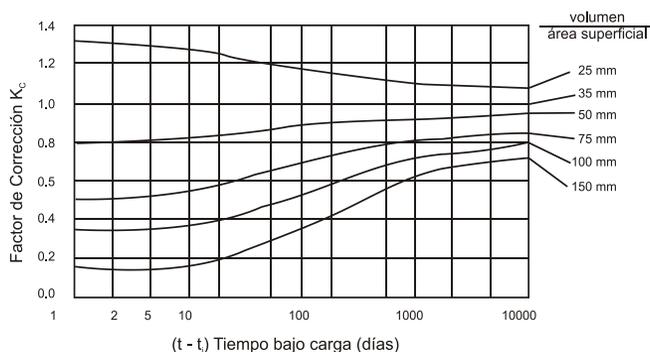


Figura 1.0 Factor por el efecto de la relación volumen-superficie del componente

2.5.4.4 OTRAS CARACTERÍSTICAS

Módulo de Elasticidad

En la ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad E_c para concreto con densidades entre 1440 y 2500 kgf/m^3 , puede tomarse como:

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

γ_c = densidad del concreto (kgf/m^3)

f'_c = resistencia especificada del concreto (MPa)

Módulo de Poisson

A menos que sea determinado por ensayos físicos el módulo de Poisson puede asumirse igual a 0.2. Para componentes que se espera estén sujetos a agrietamiento, el efecto del módulo de Poisson puede ser despreciado.

Módulos de Ruptura

A menos que sea determinado por pruebas físicas, el módulo de ruptura, f_r en MPa, puede ser tomado como para concreto de densidad normal $0.63\sqrt{f'_c}$.

Resistencia a la Tracción

La resistencia a la tracción directa puede determinarse ya sea usando ASTM C900-87, "Método Estándar de Prueba para la Resistencia a la Tracción Directa del concreto endurecido", o el método de resistencia a la tracción por separación de acuerdo con ASTM C496-90, "Método Estándar para la Resistencia a la Tracción por separación de probetas cilíndricas de concreto".

2.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.6.1 Generalidades

Esta sección describe métodos de análisis para el diseño y evaluación de Puentes. El método seleccionado de análisis puede variar desde uno aproximado hasta otro sofisticado dependiendo del tamaño, complejidad e importancia de la estructura.

En general, las estructuras de puentes se analizarán elásticamente. Sin embargo, se puede considerar el análisis inelástico o los efectos de redistribución de fuerzas en algunas superestructuras de vigas continuas.

2.6.2 Métodos Aceptables

Se podrá usar cualquier método de análisis que satisfaga los requerimientos de equilibrio y compatibilidad y utilicen las relaciones esfuerzo - deformación de los materiales, pudiendo incluir pero no estar limitados a:

- Método clásico de desplazamientos y fuerzas
- Método de diferencias finitas
- Métodos de elementos finitos
- Métodos de placas plegadas
- Métodos de franjas finitas
- Método de analogía de emparillado
- Otros métodos armónicos o en serie
- Método de línea de fluencia

El diseñador será responsable de la implementación de cualquier programa de cómputo que utilice para el análisis estructural, así como de la interpretación y uso de resultados. Toda información deberá ser verificada con los resultados de soluciones aceptadas universalmente, otros programas de cómputo y/o ensayos físicos

Cuando se haga uso de softwares, el nombre, la versión y la fecha de publicación del software deberá indicarse en el documento del contrato.

2.6.3 Modelos

Los modelos matemáticos deberán considerar las cargas, la geometría y el comportamiento estructural del material y además donde sea apropiada las características de la respuesta de la cimentación.

La elección del modelo deberá ser consistente con los estados límite definidos previamente, los efectos de fuerza cuantificada y la exactitud requerida.

Por ejemplo, los estados límite de servicio y fatiga deberán ser analizados con modelos elásticos. La misma aplicación debe darse para los estados límite de resistencia, excepto en el caso de ciertas vigas continuas donde se requiera de análisis inelásticos, redistribución inelástica de momentos negativos e investigación de estabilidad. Los estados límite de evento extremo pueden requerir investigación de colapso basados enteramente en modelos inelásticos. Puentes muy flexibles como por ejemplo los colgantes y los atirantados deberían ser analizados usando métodos elásticos no lineales, tales como la teoría de grandes deflexiones.

La necesidad de modelos sofisticados para las cimentaciones es una función de la susceptibilidad de la estructura a movimientos de la cimentación. En algunos casos, el modelo de cimentación puede ser simple, como es el caso de considerar apoyos firmes. En otros, un estimado de asentamiento puede ser considerado. Pero, donde la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, tal como un arco fijado en los extremos o en el cómputo de frecuencias naturales, modelos rigurosos de la cimentación deberán ser hechos para justificar las condiciones reales.

A menos que otra cosa se especifique, las barreras compuestas y continuas serán analizadas en los estados límite de servicio y fatiga. La rigidez de barandas estructuralmente discontinuas, curvas y barreras no serán consideradas en el análisis estructural.

Para propósitos de esta sección, una apropiada representación del suelo que soporta al puente será incluido en el modelo matemático de la cimentación. En el caso de diseño sísmico, los movimientos del suelo y licuación deberán también ser considerados.

2.6.3.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MATERIAL

Para el propósito de los análisis, se considerará que los materiales se comportan linealmente hasta un límite elástico y que después de esto el comportamiento es inelástico. Acciones en el estado límite de evento extremo podrían ajustarse al rango elástico e inelástico.

2.6.3.1.1 Comportamiento Elástico

Las características y propiedades elásticas estarán dadas de acuerdo a cada tipo de material, cambios en estos valores debido a la madurez del concreto y a efectos ambientales deberán ser incluidos en el modelo.

Las propiedades de rigidez estarán basadas en secciones agrietadas y/o no agrietadas consistentes con el comportamiento anticipado.

2.6.3.1.2 Comportamiento Inelástico

En un análisis inelástico un mecanismo de falla deseado y la localización de rótulas deberán ser determinados para estimar el efecto de la fuerza extrema.

Se determinará en el análisis que las fallas por corte, pandeo y adherencia, unión de las componentes estructurales no preceden a la formación de un mecanismo inelástico en flexión.

Se deberán tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Una casual sobrerresistencia en una componente en la cual se espera una formación de rótulas deberá ser considerado ya que esto puede dar lugar a una formación adversa de rótulas plásticas en una localización no deseada, formándose de esta forma un mecanismo diferente. El deterioro de la integridad geométrica de una estructura debido a grandes deformaciones también deberá ser tomado en cuenta.

- El modelo inelástico deberá estar basado en resultados de ensayos físicos o en la representación del comportamiento carga-deformación el cual también es confirmado por ensayos.
- Las secciones de las componentes serán dúctiles si pueden sufrir deformaciones inelásticas y esto puede mejorarse o conseguirse a través del uso de confinamiento u otros medios.
- Cuando se espera tener un comportamiento inelástico debido a la colocación de confinamiento, los especímenes de ensayo incluirán tal confinamiento.
- Cuando se espere que los efectos de fuerza extrema sean repetidos los ensayos reflejarán su naturaleza cíclica.

2.6.3.2 GEOMETRÍA

2.6.3.2.1 Teoría de las pequeñas deflexiones

Si la deformación de la estructura no produce un cambio significativo en los efectos de fuerza debido a un incremento en la excentricidad de fuerzas tensionales y compresivas, tales efectos de fuerza serán considerados secundarios y podrán ser ignorados.

La teoría de las pequeñas deflexiones es usualmente adecuado para el análisis de puentes tipo viga, puentes que principalmente resisten cargas a través de un par de fuerzas (tensión y compresión) y que permanecen esencialmente en posiciones relativas fijas unas a otras mientras el puente se deflecta, tales como las armaduras y arcos empotrados que son generalmente insensibles a deformaciones.

Las estructuras y columnas cuyos momentos flexionantes son incrementados o disminuidos por la deflexión tienden a ser sensibles a las consideraciones de deflexión, como tales estructuras se tienen los puentes colgantes, puentes atirantados muy flexibles, algunos arcos que no son los arcos empotrados y los marcos.

En muchos casos el grado de sensibilidad puede ser estimado y evaluado por un método aproximado de un solo paso, tal como el método del factor de magnificación de momentos. En otros casos un análisis completo de segundo orden puede ser necesario.

2.6.3.2.2 Teoría de las grandes deflexiones

Si la deformación de la estructura produce un cambio significativo en los efectos de fuerza, los esfuerzos debido a las deformaciones deberán ser consideradas en las ecuaciones de equilibrio.

El efecto de la deformación y la no verticalidad de las componentes serán incluidas en el análisis de estabilidad y en el análisis de grandes deflexiones.

Para componentes esbeltos de concreto sometidos a compresión, las variaciones de tiempo y esfuerzo que dependen de las características del material, los cuales causan cambios significantes en la geometría estructural deberán ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados.

Los efectos de interacción de fuerzas axiales compresivas y de tensión en componentes que son adyacentes deberían ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados.

Solamente se usarán las cargas factoradas y no la superposición de efectos de fuerza, ya que el análisis de grandes deflexiones es inherentemente no lineal, donde las cargas no son proporcionales a los desplazamientos y la superposición no puede ser usada. En el análisis no lineal el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con los de la estructura.

2.6.3.2.3 Métodos Aproximados

Los efectos de deflexión sobre las fuerzas en elementos viga-columna y arcos pueden ser aproximados por el método de ajuste de un sólo paso conocido como magnificación de momentos.

2.6.3.2.3.1 Magnificación de momentos, elementos viga-columna

Los esfuerzos o momentos factorados pueden ser incrementados para reflejar los efectos de deformaciones como sigue:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s}$$

para el cual:
$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0$$

$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_e}}$$

donde :

P_u = Carga axial factorada (N)

P_e = Carga de Pandeo de Euler (N)

ϕ = Factor de resistencia para compresión axial

M_{2b} = Momento sobre miembro en compresión debido a cargas de gravedad factoradas, donde las desviaciones del miembro no son apreciables; calculado por medio de análisis convencionales elásticos de primer orden, siempre positivo (N.mm)

f_{2b} = Esfuerzo correspondiente a M_{2b} (MPa).

M_{2s} = Momento sobre miembro en compresión debido a cargas de gravedad o fuerzas laterales factoradas, donde las desviaciones del miembro son más grandes que $l_u/1500$; calculado por análisis elásticos de primer orden, siempre positivo (N.mm)

f_{2s} = Esfuerzo correspondiente a M_{2s} (MPa)

La carga de Pandeo de Euler (P_e) será tomada como:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$$

donde :

l_u = Longitud no arriostrada de un miembro en compresión (mm)

K = Factor de longitud efectiva como se especifica en este artículo.

E = Módulo de Elasticidad (MPa)

I = Momento de inercia alrededor del eje bajo consideración (mm⁴)

Para miembros arriostrados, δ_s será tomado como 1.0 a menos que los análisis indiquen un valor más bajo. Para miembros no arriostrados contra desviaciones, δ_b será determinado como para un miembro arriostrado y δ_s para un miembro no arriostrado.

Para miembros arriostrados y sin cargas transversales entre los apoyos, C_m puede ser tomado como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$

donde :

M_{1b} = Momento más pequeño en el extremo

M_{2b} = Momento más grande en el extremo

La relación M_{1b}/M_{2b} es considerada positiva si la componente esta flectada en curvatura simple y es negativa si está flectada en curvatura doble. Para los demás casos, C_m será tomado como 1.0.

Donde los miembros en compresión estén sujetos a flexión alrededor de ambos ejes principales, el momento alrededor del eje principal será magnificado y determinado de las correspondientes condiciones de restricciones alrededor de su eje.

Donde un grupo de miembros esté integralmente conectado a la misma superestructura y colectivamente tienen la misma desviación, el valor de δ_s será calculado para el grupo de miembros con ΣP_u y ΣP_e de todas las columnas que integren el grupo.

El factor de longitud efectiva k es usado para modificar la longitud de la columna que no siempre es la longitud de Pandeo. Para poder tener en cuenta la longitud real de pandeo se deberá considerar la libertad existente al giro y desplazamiento en los extremos es decir; si la condición de extremos está libre, apoyado, empotrado, etc.

Para esto es necesario introducir el factor que le permite obtener la longitud efectiva kL y que viene ha ser la distancia entre dos puntos de inflexión de la curva de pandeo. En muchos textos existen tablas que dan los valores teóricos de k para seis condiciones idealizadas; igualmente se muestran valores prácticos para el caso en que las condiciones existentes se asemejen a las idealizadas.

En todo lo anterior la columna esta considerada como un elemento solitario con determinadas condiciones en los extremos, las cuales permiten obtener una configuración teórica de la forma de pandeo. Pero, en realidad la columna es parte integrante de todo un conjunto estructural y por lo tanto su comportamiento dependerá del todo. Esto significa, que si se tiene por ejemplo un pórtico que puede sufrir desplazamiento lateral y otro sin desplazamiento lateral (arriostrado), en el primer caso, la estabilidad del conjunto contra el desplazamiento lateral en el momento del pandeo depende enteramente de la rigidez flexionante de las columnas y vigas y de sus nudos, la longitud efectiva de las vigas serán mayores que las longitudes reales ($k \geq 1.0$), mientras que en el segundo caso debido al arriostramiento que evita el desplazamiento lateral de las columnas, la longitud efectiva será menor o igual a la longitud real ($k \leq 1.0$). Por otro lado, si se considera en ambos pórticos una viga muy rígida con respecto a las columnas, no se sabe con certeza si el extremo superior de la columna se puede considerar empotrado o articulado. De algunos métodos para la determinación de k uno de ellos se conoce como cartas de alineamiento, de la que si puede obtener k para cualquier tipo de restricción de extremos.

En el caso de elementos en compresión de armaduras, armaduras triangulares y marcos, donde la estabilidad lateral esta dada por elementos diagonales de arriostres u otros medios, el factor de longitud efectiva puede ser tomado como:

Para conexiones empernados o soldadas en ambos extremos	$k=0.750$
Para conexiones fijadas en ambos extremos	$k=0.875$

2.6.3.2.3.2 Magnificación de Momentos - Arcos

Los Momentos por carga viva e impacto obtenidos de un análisis de pequeñas deflexiones serán incrementados por el factor de magnificación de momentos, δ_b , como se especifica en el artículo 2.6.3.2.3.1 con las siguientes definiciones:

l_u	= es la mitad de la longitud del arco (mm)
k	= factor de longitud efectiva especificado en tabla 2.6.3.2.3.2-1
C_m	= 1.0

f/L	Arco Triarticulado	Arco bi articulado	Arco empotrado
0.1 - 0.2	1.16	1.04	0.70
0.2 - 0.3	1.13	1.10	0.70
0.3 - 0.4	1.16	1.16	0.72

donde:

f : flecha del arco

L : Longitud del arco

2.6.3.2.3.3 Métodos Refinados

Los métodos refinados de análisis serán basados sobre el concepto de fuerzas que satisfacen el equilibrio en una posición deformada.

2.6.3.3 MODELOS DE CONDICIONES DE BORDE

Las condiciones de borde representarán las reales características de los apoyos y de la continuidad.

Las condiciones de cimentación serán modeladas de tal forma que representen las propiedades del suelo sobre el cual se encuentra el puente, la interacción suelo - pilar y las propiedades elásticas de los pilares.

2.6.3.4 MIEMBROS EQUIVALENTES

Componentes no prismáticos pueden ser modelados discretizando las componentes en un número de elementos con propiedades de rigidez representativas a la estructura real.

Las componentes o grupos de componentes de puentes con o sin sección transversal variable pueden ser modelados como una sola componente equivalente, donde este represente todas las propiedades de rigidez de las componentes o grupo de componentes. Las propiedades de rigidez equivalente pueden ser obtenidas por soluciones formales, integración numérica, análisis sub-modal y analogías en serie y paralela.

2.6.4 Análisis Estático

2.6.4.1. INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA

2.6.4.1.1 Relación en Planta

Si la longitud en la dirección principal de una superestructura con sección transversal cerrada torsionalmente rígida es 2.5 veces más que su ancho, la superestructura puede ser idealizada como una viga unidimensional.

Las siguientes definiciones son usadas para aplicar este criterio:

- Ancho: es el ancho de un tablero monolítico, o la distancia promedio entre las caras exteriores de un entramado.
- Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados: la distancia entre las juntas del tablero.
- Longitud para puentes continuos y/o puentes esviados: es la longitud del lado más largo.

2.6.4.1.2 Estructuras Curvadas en el Plano

2.6.4.1.2.1 Generalidades

Tramos de superestructuras curvas horizontalmente con secciones cerradas torsionalmente rígida cuyo ángulo central subtendido en el tramo a cubrir o porción de esta es menor que 12° puede ser analizado como si el tramo fuera derecho. Los efectos de curvatura pueden ser despreciados en secciones abiertas cuyo radio es tal que el ángulo central subtendido por cada tramo es menor que el dado en la Tabla 2.

Tabla 2.6.4.1.2.1-2: Ángulo central Límite para desprestigiar curvatura al determinar los momentos de flexión primarios

Número de Vigas	Ángulo para un tramo	Ángulo para dos o más tramos
2	2°	3°
3 ó 4	3°	4°
5 ó más	4°	5°

2.6.4.1.2.2 Superestructuras de una sola viga torsionalmente rígida

Una superestructura horizontalmente curva de una sola viga torsionalmente rígida que reúne los requerimientos del artículo 2.6.4.1.1, puede ser analizado para efectos de fuerza global como una viga unidimensional curvada.

La ubicación del eje neutro será tomada en el centro de gravedad de la sección y la excentricidad de las cargas muertas será establecida por consideración volumétrica.

2.6.4.1.2.3 Superestructuras de vigas múltiples

Superestructuras horizontalmente curvas excepto las de una sola viga torsionalmente rígida, pueden ser analizados como emparrillados o como continuos en el cual los tramos de las vigas longitudinales se suponen rectas entre sus nudos. La excentricidad real del tramo entre los nudos no excederán a 2.5% de la longitud del tramo.

2.6.4.2 MÉTODOS APROXIMADOS DE ANÁLISIS

2.6.4.2.1 Tableros

2.6.4.2.1.1 Generalidades

Un método aproximado de análisis para tableros, en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los apoyos es considerado aceptable. Para aquellos tableros que no sean emparrillados parcialmente llenos o totalmente llenos, las provisiones del Artículo 2.6.4.2.1.8 serán aplicadas. Donde el método de franjas es usado, el momento positivo mayor de cualquier panel de tablero entre vigas será el que se considere en todas las regiones de momento positivo. Similarmenete el momento negativo mayor será tomado en todas las regiones de momento negativo.

2.6.4.2.1.2 Aplicabilidad

El uso de ayudas de diseño para tableros que contienen elementos prefabricados puede ser permitido en lugar de realizar algún análisis, siempre que esto sea documentado y soportado por suficiente evidencia técnica. El ingeniero será responsable de la exactitud e implementación de cualquier ayuda de diseño que use.

2.6.4.2.1.3 Ancho Equivalente de Franjas Interiores

El ancho de franja equivalente de un tablero puede ser tomado como se especifica en la tabla 1. Donde la dirección principal del tablero es paralela al tráfico, las franjas que soportan una carga por eje no será más grande que 1 m para emparrillados abiertos y para los demás tableros no será mas de 3.6 m donde múltiples carriles cargados están siendo investigados. Las franjas equivalentes para tableros cuya dirección principal es perpendicular al tráfico no están sujetas a límites de ancho. La siguiente notación es aplicada en la tabla 1:

- S = Espaciamiento de componentes de apoyo (mm)
- h = Espesor del tablero (mm)
- L = Luz del Tablero (mm)
- P = Carga por eje (N)
- S_b = Espaciamiento de las barras de emparrillado (mm)
- M+ = Momento positivo
- M- = Momento negativo
- X = Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (mm)

Tipo de Tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (mm)
Concreto: <ul style="list-style-type: none"> Colocado en el lugar Colocado en el lugar con permanencia del encofrado Prefabricado, preesforzado. 	Cantilever Paralelo o Perpendicular Paralelo o Perpendicular Paralelo o Perpendicular	$1140 + 0.833 X$ +M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$ +M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$ +M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> Emparrillado abierto Emparrillado lleno o parcialmente lleno Emparrillado compuesto, no lleno 	Barras principales Barras principales Barras principales	$0.007P + 4.0 Sb$ Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8) (AASHTO 9.8.2.4)
Madera : <ul style="list-style-type: none"> Prefabricado colado No interconectado Interconectado <ul style="list-style-type: none"> Laminados por presión Laminados por clavos o pernos Tableros continuos o paneles interconectado. Paneles no Interconectados. <ul style="list-style-type: none"> Tablones o Entarimado 	Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular	$2.0 h + 760$ $2.0 h + 1020$ $2280 + 0.07L$ $4.0 h + 760$ $0.066S + 2740$ $0.84 S + 610$ $2.0 h + 760$ $4.0 h + 1020$ $2.0 h + 760$ $2.0 h + 1020$ Ancho de tablones

2.6.4.2.1.4 Ancho Efectivo de Franjas en los bordes de losas

a) General

Para el diseño se considerará una viga de borde cuyo ancho será tomado como un ancho de franja reducido más la componente de línea donde esto exista. Se supondrá que las vigas de borde soportarán una línea de ruedas y donde sea apropiada una porción tributaria de la carga repartida.

b) En Bordes Longitudinales

Cuando la dirección principal del tablero es paralela al tráfico, el ancho efectivo de una franja con o sin una viga de borde, puede ser tomado como la suma de: la distancia entre el borde del tablero y la cara interior de la barrera más 0.3 m y más la mitad del ancho de franja pero que no exceda el ancho de franja total o 1.8 m

c) En Bordes transversales

El ancho efectivo de una franja con o sin una viga de borde puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde transversal del tablero y la línea central de los apoyos más la mitad del ancho de franja como se especifica en el artículo 2.6.4.2.1.3 pero que no exceda el ancho total de la franja.

2.6.4.2.1.5 Distribución de cargas de rueda

Si el espaciamiento entre las componentes de apoyo en la dirección secundaria excede 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal, todas las cargas de rueda serán aplicadas a la franja principal.

Si el espaciamiento de las componentes de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1.5 veces el espaciamiento en la dirección primaria, el tablero será modelado como un sistema de franjas intersectados.

El ancho de franja equivalente en ambas direcciones puede ser tomado como se especifica en la tabla 2.6.4.2.1.3-1. Cada carga de rueda será distribuida entre dos franjas intersectadas. La distribución será determinado en función a la rigidez, es decir como la relación entre la rigidez de la franja y la suma de rigideces de las franjas intersectadas. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la franja, k_s , puede ser estimada como:

$$k_s = \frac{EI_s}{S^3}$$

donde :

I_s = momento de inercia de la franja equivalente (mm⁴)

S = espaciamiento entre apoyos (mm)

2.6.4.2.1.6 Cálculo de los Efectos de Fuerza

Las franjas serán tratadas como vigas continuas o como simplemente apoyadas. La longitud a salvar será tomada como la distancia centro a centro entre las componentes de apoyo. Para el propósito de determinar los efectos de fuerza en la franja, los apoyos serán supuestos a ser infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda pueden ser modeladas como cargas concentradas o como pedazos de cargas cuya longitud será la longitud del área de contacto de la llanta como está especificada más la profundidad del tablero.

Las franjas deberán ser analizadas por la teoría clásica de vigas.

Las secciones de diseño para momento negativo y fuerzas de corte pueden ser tomados como sigue:

- En la cara del apoyo para construcciones monolíticas y vigas cajón de concreto.
- Un cuarto del ancho del ala medido desde la línea central del apoyo para vigas de acero y madera.
- Un tercio del ancho del ala, pero que no exceda 3.8 m desde la línea central de apoyo para vigas de concreto en forma de T y para vigas prefabricadas en forma de I.

Para propósito de este artículo cada núcleo de una viga cajón de concreto o acero puede ser tratado como una componente de apoyo.

2.6.4.2.1.7 Acción de marco de la Sección Transversal

Donde los tableros son una parte integral de secciones transversales celulares o cajón, si la flexión y/o rigideces torsionales de las componentes de apoyo de la sección transversal, por ejemplo el núcleo y la parte superior del ala, son probablemente los causantes de los efectos de fuerza en el tablero, esas componentes serán incluidos en el análisis del tablero.

Si la longitud de un tramo del marco es modelada como el ancho de una franja equivalente, provisiones de los (Art. 2.6.4.2.1.3, 2.6.4.2.1.5, 2.6.4.2.1.6) pueden ser usados.

Nota: En las superestructuras losa-viga normal, la acción de marco de la sección transversal puede ser seguramente despreciada. Si la losa es apoyada en vigas cajón o está integrada dentro de una sección celular, los efectos de la acción de marco podrían ser considerables. Tal acción usualmente disminuye los momentos positivos, pero incrementa los momentos negativos resultando en rajaduras del tablero. Para estructuras más grandes un análisis tridimensional puede ser apropiado. Para estructuras más pequeñas, el análisis podría ser restringido a un tramo del puente cuya longitud es el ancho de una franja equivalente. Las fuerzas pueden ser calculadas combinando la respuesta longitudinal obtenida aproximadamente por el método clásico de la teoría de vigas y la respuesta a flexión transversal modelado como un marco.

2.6.4.2.1.8 Distribución de carga viva sobre emparrillados parcial y totalmente llenos

Los Momentos (en N.mm/mm) debido a carga viva en emparrillados parcial y totalmente llenos pueden ser determinado como:

- Para acero principal transversal al tráfico:

$$M = ClpD^{0.25} [42.3 \ln(0.039S) - 74] \quad (1)$$

- Para acero principal en la dirección del tráfico:

$$M = Cp \left[8060D^{0.29} \ln(0.039S) - 10200D^{0.46} \right] \frac{1}{200} \quad (2)$$

donde :

- S = luz a salvar (mm), 500 mm < S < 10000 mm en la ecuación (1) y 500 mm < S < 5000 mm en la ecuación (2).
 C = factor de continuidad, 1.0 para simplemente apoyados y 0.8 para tramos Continuos.
 l = longitud de llanta (mm), en la dirección del tráfico.
 p = presión de llanta tomada como 0.86 MPa
 D = D_x/D_y
 D_x = rigidez flexional en la dirección de las barras principales (N.mm² / mm)
 D_y = rigidez flexional perpendicular a las barras principales (N.mm² / mm)

Cuando no se disponga de ensayos, la relación de rigideces D puede ser tomado como:

- Para emparrillados totalmente llenos con al menos 38 mm de sobrellenado monolítico 2.0
- Para los demás emparrillados totalmente llenos. 2.5
- Para emparrillados parcialmente llenos con al menos 38 mm de sobrellenado monolítico 8.0
- Para los demás emparrillados parcialmente llenos. 10.0

2.6.4.2.1.9 Análisis Inelástico

El análisis por elementos finitos inelástico o el análisis por línea de fluencia (yield line) podrán ser permitidos por el propietario.

2.6.4.2.2 Puentes Losa - Viga

2.6.4.2.2.1 Aplicación

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos por carga viva, con fines prácticos, puede ser aproximado. El procedimiento clásico consiste en realizar un análisis longitudinal y un análisis transversal. El análisis transversal distribuye los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de Distribución.

Aquí se especifican factores de distribución por carga viva para momentos y cortes de acuerdo al tipo de superestructura.

Las siguientes condiciones así como las que se especifiquen en las tablas de dichos factores son requisitos:

- Ancho de tablero constante
- Número de vigas es mayor o igual a 4 a menos que otra cosa se especifique.
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.
- La calzada del volado no excederá a 0.91 m.
- Si la curvatura en planta es menor que el límite especificado en (Art. 2.6.4.1.2) y
- Si la sección transversal es consistente con una de las secciones transversales mostradas en tabla 2.6.4.2.2.1-1

Para espaciamientos entre vigas que exceden el rango de aplicación como se especifica en las tablas 2.6.4.2.2.2a-1 al 2.6.4.2.2.2f-1 el factor de distribución por carga viva será la reacción en apoyo tomando momentos alrededor de otro y asumiendo que los apoyos giran (regla de la palanca), cuando los carriles están cargados, a menos que se especifique otra cosa.

Se especifica que los factores debido a múltiples carriles cargados no serán usados con estos métodos denominados aproximados excepto con los métodos del brazo de palanca o momentos estáticos, ya que estos factores están recluidos en los Factores de distribución.

Los puentes que no reúnan los requerimientos de este artículo serán analizados por métodos

refinados.

Nota: Las disposiciones de los (Art. 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3) los cuales no aparecen en ediciones anteriores (AASHTO), tienen sus inicios con Zokaie (1991).

Los factores de distribución de carga viva especificada en los (Art. 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3) pueden ser usados para cualquier tipo de viga excepto para vigas cajón múltiple de acero con tablero de concreto.

Adicionales requerimientos para vigas de cajón múltiple de acero con tablero de concreto serán como se especifica en el (Art. 2.6.4.2.2.2b.)

Donde los puentes reúnan las condiciones especificadas aquí, las cargas permanentes sobre tableros pueden ser distribuidos uniformemente entre las vigas.

La notación siguiente se aplicará a las tablas 2.6.4.2.2.2a-1 al 2.6.4.2.2.2f-1

A	= área de vigas (mm ²)
b	= ancho de vigas (mm)
C	= parámetro de rigidez
d	= peralte efectivo de viga (mm)
d _e	= distancia entre el centro viga exterior y el borde interior de curva o barrera de tráfico (mm)
D	= ancho de distribución por carril (mm)
e	= factor de corrección
g	= factor de distribución
I _p	= momento polar de Inercia (mm ⁴)
J	= constante torsional de Saint Venant's (mm ⁴)
K	= constante para diferentes tipos de construcción
K _g	= parámetros de rigidez longitudinal (mm ⁴)
L	= longitud de viga (mm)
N _b	= número de vigas
N _c	= Número de celdas en una viga cajón de concreto
N _L	= número de carriles de diseño como se especifica en el artículo que corresponde a cargas
S	= espaciamiento de vigas (mm)
t _g	= profundidad del emparrillado de acero o plataformas de acero corrugado (mm).
t _o	= profundidad de la cubierta estructural (mm)
t _s	= profundidad de losa de concreto (mm)
W	= ancho de borde a borde del puente (mm)
W _e	= mitad del espaciamiento de vigas mas el volado total (mm)
θ	= ángulo de sesgo (grados sexagesimales)
μ	= relación de Poisson

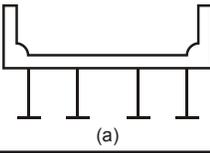
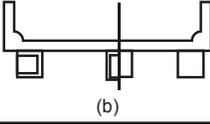
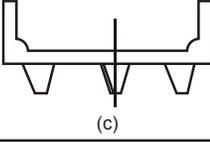
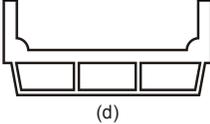
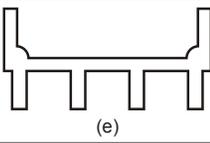
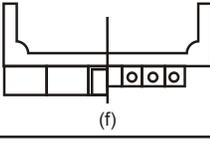
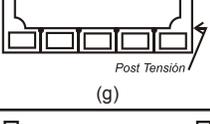
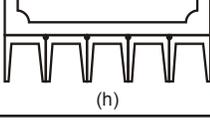
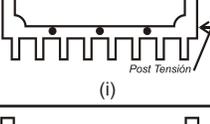
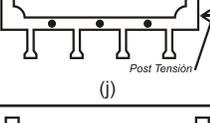
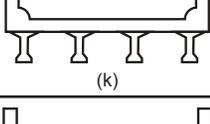
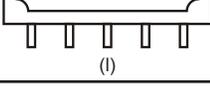
El parámetro de rigidez longitudinal, K_g, será tomado como:

$$K_g = n (I + Ae_g^2)$$

donde :

n	= relación de módulos de los materiales de viga y tablero
I	= momento de inercia de vigas (mm ⁴)
e _g	= distancia entre los centros de gravedad de la viga principal y el tablero (mm)

Los tipos de puentes indicados en las tablas 2.6.4.2.2.2.a-1 a la 2.6.4.2.2.2.f-1 con referencia a las figuras de la tabla 2.6.4.2.2.1-1 pueden ser tomados como representativos del tipo de puente para el cual cada ecuación aproximada se aplica.

Componentes de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Vigas de acero	Losas de concreto colocados en sitio, losas de concreto prefabricados, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera esforzada	 (a)
Cajones cerrados de concreto prefabricado o de acero	Losas de concreto vaciados en sitio	 (b)
Cajones abiertos de concreto prefabricados o de acero	Losas de concreto colocados en sitio, losas de tablero de concreto prefabricado	 (c)
Cajones multiceldas de concreto colocados en sitio	Concreto Monolítico	 (d)
Vigas Tee de concreto vaciados en sitio	Concreto Monolítico	 (e)
Sólidos prefabricados, cajones de concreto celular	Cubierta de una capa de concreto colocada en sitio	 (f)
Sólidos prefabricados cajones de concreto o ahuecado con llave de corte y con o sin fuerza post tensora transversal	Concreto Integral	 (g)
Secciones canales de concreto prefabricado con llaves de corte	Cubierta de una capa de concreto colocada en sitio	 (h)
Secciones doble Tee de concreto prefabricado con llaves de corte y con o sin fuerza Post-tensora transversal	Concreto Integral	 (i)
Secciones Tee de concreto prefabricado con llaves de corte y con o sin fuerza Post-tensora transversal	Concreto Integral	 (j)
Secciones bulbo Tee o I de concreto prefabricado	Concreto colocado en sitio, concreto prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Concreto colocado en sitio o plataformas, paneles encolados/clavados o madera esforzada	 (l)

2.6.4.2.2.2 Método del Factor de Distribución para Momentos y Cortes

2.6.4.2.2.2a Vigas interiores con tableros de madera

Los factores de distribución para los momentos flexionantes y cortes por carga viva para las vigas interiores con tableros de madera transversal pueden ser determinados según el número de carriles cargados como se especifica en tabla 2.6.4.2.2.2a

Tipo de Tablero	Aplicable para secciones de tabla 2.6.4.2.2.1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Plataformas	a,l	S/2000	S/2300	S≤1500
Laminados esforzados	a,l	S/2800	S/2700	S≤1800
Laminados clavados	a,l	S/2500	S/2600	S≤1800
Paneles laminados encolados Sobre vigas laminadas encoladas	a,l	S/3000	S/3000	S≤1800
Paneles laminados encolados sobre vigas de acero	a,l	S/2670	S/2700	S≤1800

2.6.4.2.2.2.b Vigas interiores con tableros de concreto

Los factores de distribución para los momentos flexionantes por carga viva para las vigas interiores con tableros de concreto pueden ser determinados según se especifica en tabla 2.6.4.2.2.2b-1

Para diseño preliminar, los términos $K_g/(Lt_s^3)$ y I/J pueden ser tomados como 1.

Para vigas de concreto, excepto en vigas cajón usados en tableros multi - vigas con llaves de corte, se tiene:

- La profundidad y rigidez en los diafragmas extremos serán estipuladas para asegurar adecuada distribución de carga.
- Si el espaciamiento entre vigas es menos que 1200 mm o más que 3000 mm, será usado un análisis refinado.

Para múltiples vigas cajón de acero con un tablero de concreto el momento flexionante por carga viva puede ser determinado usando el factor de distribución especificado en tabla 2.6.4.2.2.2b-1

Tipos de Vigas	Aplicable para sección transversal de tabla 2.6.4.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de acero o madera	a,l	Ver tabla 2.6.4.2.2.2a-1	
Tablero de concreto sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: S/3700 Dos o más carriles de Diseño cargados: S/300	S≤1800
Tablero de concreto, enrejado lleno o parcialmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T y doble T	a,e,k	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de Diseño Cargados: $0.75 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	1100 ≤ S ≤ 4900 110 ≤ l _c ≤ 300 6000 ≤ L ≤ 7300 N _b ≥ 4
	i,j si está suficientemente conectado para actuar como una unidad		
Vigas cajón multiceldas de concreto	d.	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de Diseño Cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	2100 ≤ S ≤ 4000 18000 ≤ L ≤ 73000 N _c ≥ 3 Si N _c > 8 usar N _c = 8

Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcido	b,c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de Diseño Cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$														
Vigas de concreto usados en tableros multivigas	f.	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$														
	g. Si está suficientemente conectado para actuar como una unidad	Dos o más carriles de Diseño cargados: $k = \left(\frac{b}{7600}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$															
	h.	sin tener en cuenta el número de carriles cargados; S/300D Donde: C=K(W/L)															
	g,i,j Si esta canecado solamente lo necesario para prevenir desplazamiento relativo en las intercaras	$D = 11.5 - N_L + 1.4 N_L(1 - 0.2C)^2$ cuando $C \leq 5$ $D = 11.5 - N_L$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$															
		Para diseño preliminar los siguientes valores de K pueden ser usados: <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de viga</th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vigas rectangulares no huecas</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Vigas rectangulares con hueco circulares</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Vigas de sección cajón</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>Vigas canal</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>Vigas - T</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Vigas Doble T</td> <td>2.0</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de viga	K	Vigas rectangulares no huecas	0.7	Vigas rectangulares con hueco circulares	0.8	Vigas de sección cajón	1.0	Vigas canal	2.2	Vigas - T	2.0	Vigas Doble T	2.0	
Tipo de viga	K																
Vigas rectangulares no huecas	0.7																
Vigas rectangulares con hueco circulares	0.8																
Vigas de sección cajón	1.0																
Vigas canal	2.2																
Vigas - T	2.0																
Vigas Doble T	2.0																
Rejillas de acero o vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: S/2300 si $t_y < 100\text{mm}$ S/3050 si $t_y \geq 100\text{mm}$	$S \leq 1800\text{mm}$														
		Dos o más carriles de Diseño cargados: S/2400 si $t_y < 100\text{mm}$ S/3050 si $t_y \geq 100\text{mm}$	$S \leq 3200\text{mm}$														
Tablero e concreto sobre multi-vigas cajón de acero	b,c	Sin tener en cuenta el número de carriles cargados $0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$														

2.6.4.2.2.c Vigas interiores con tableros de acero corrugados.

Los factores de distribución para los momentos flexionantes por carga viva para vigas interiores con tableros cuya plataforma es acero corrugado, pueden ser determinados como se especifica en tabla 2.6.4.2.2c-1

Un carril de Diseño cargado	Dos o más carriles de Diseño cargados	Rango de Aplicación
S/2800	S/2700	$S \leq 1700$ $t_y \geq 50$

2.6.4.2.2d Vigas Exteriores

El factor de distribución para obtener el momento flector debido a carga viva para vigas exteriores puede ser determinado como se especifica en la tabla 2.6.4.2.2d-1

La distancia, será tomada como positiva si la viga exterior está dentro del tablero (de la cara interior de la baranda de tráfico) y negativa si está fuera de la curva de barrera de tráfico.

En puentes losa - viga con sección transversal con diafragmas o sección tipo marco, el factor de distribución de carga para vigas exteriores no será tomado menos que aquel que podría ser obtenido asumiendo que la sección transversal se deflecta y rota como una secc

Tabla 2.6.4.2.2d-1 Distribución de carga viva por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipos de Superestructura	Aplicable a secciones transversales de la tabla: 2.6.4.2.2.1	Un carril de Diseño Cargado	Dos o más carriles de Diseño Cargado	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de acero o madera	a,l	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre vigas de madera	l	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, parcialmente o totalmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones Y y doble T	a,e,k	Regla de la palanca	$G = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
	i,j si está suficientemente conectada para actuar como unidad			
Vigas de cajón multiceldas de concreto, secciones cajón	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto rociado	b,c	Regla de la palanca	$G = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
Vigas de cajón de concreto usado en tableros multivigas	F,g	Regla de Palanca	$G = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600}$	$-300 \leq d_e \leq 600$
Vigas de concreto excepto vigas cajón usado en tableros multi-vigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	i,j si está conectado solamente lo suficiente para prevenir desplazamiento vertical relativo en la intercara			
Tablero de enrejado de acero sobre vigas de acero	a.	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre multi-vigas cajón de acero	b,c	Como está especificado en Tabla 2.6.4.2.2.2.b-1		

2.6.4.2.2.2e Puentes sesgados (esviados)

Cuando la línea de apoyos es esviada y la diferencia entre los ángulos esviados de dos líneas adyacentes de apoyos no excede 10°, el momento flector de las vigas puede ser reducido de acuerdo a la tabla 2.6.4.2.2.2e- 1

Tabla 2.6.4.2.2e-1 Reducción de Factores de Distribución de Carga para Momentos en vigas longitudinales sobre apoyos esviados.

Tipo de Superestructura	Aplicable a secciones transversales de la tabla 2.6.4.2.2.1	Cualquier número de carriles de Diseño Compuesto	Rango de Aplicación
Tablero de concreto enrejado parcialmente o totalmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T o doble T	a,e,k	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1.5}$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$
	i,j si es suficientemente conectado para actuar como una unidad	$c_1 = 0.25 \left(\frac{Kg}{L_t^3} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5}$ si $\theta < 30^\circ$ entonces $c_1 = 0.0$ si $\theta > 60^\circ$ usar $\theta = 60^\circ$	
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcido, secciones doble T y vigas cajón de concreto usados en tableros multi-viga	b,c,f,g	$1.05 - 0.25 \tan \theta$ 1.0 si $\theta > 60^\circ$ usar $\theta = 60^\circ$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

2.6.4.2.2f. Momentos flexionantes y cortantes en vigas de piso transversal.

Si el tablero es soportado directamente por vigas de piso transversal, las vigas de piso pueden ser diseñadas para cargas determinadas en acuerdo con la tabla 2.6.4.2.2f-1. Las fracciones de la tabla serán usados en conjunto con la carga axial de diseño de 145 kN. Para espaciamientos de vigas de piso fuera del rango de aplicación dado, todas las cargas vivas de diseño serán consideradas y la regla de la palanca puede ser usada.

Tabla 2.6.4.2.2f-1 Distribución de carga viva por carril para vigas transversales para momento y corte

Fracción de carga por rueda para cada viga de piso	Fracción de carga por rueda para cada viga de piso	Rango de Aplicación
Plataforma	S/1200	N/A
Tablero de madera laminado	S/1500	$S \leq 1500$
Concreto	S/1800	$S \leq 1800$
Enrejado de acero	S/1400	$t_g \leq 100$ $S \leq 1500$
Enrejado de acero	S/1800	$t_g \geq 100$ $S \leq 1800$
Plataforma corrugada de puentes de acero	S/1700	$t_g \geq 50$

2.6.4.2.2.3 Métodos del Factor de Distribución por corte

2.6.4.2.2.3a Vigas Interiores

La carga viva de corte para vigas interiores puede ser determinada aplicando las fracciones especificadas en tabla 2.6.4.2.2.3a-1. Para tipos de viga interior no listados en la tabla, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será obtenida por el método del Brazo de Palanca. Para un diseño preliminar, el término I/J puede ser tomado como 1.0.

Para vigas cajón de concreto usados en tableros multi - vigas, si el valor de I o J no cumple con las limitaciones de la tabla 1, el factor de distribución por corte podrán ser tomado como el calculado para momento.

2.6.4.2.2.3b Vigas Exteriores

La carga viva por corte para vigas exteriores será determinada aplicando las fracciones especificadas en la tabla 2.6.4.2.2.3b-1

Para casos que no se encuentren en las tablas 2.6.4.2.2.3a-1 y b-1, los factores de distribución por carga viva para vigas exteriores será determinado usando la regla de la palanca.

El parámetro será tomado como positivo si la viga exterior está dentro del tablero de la curva o

barrera de tráfico y negativa si esta fuera.

Disposiciones adicionales para vigas exteriores en puentes losa - viga con sección transversal tipo marco o diafragmas que se especifican en el Art. 2.6.4.2.2.2d podrán aplicarse.

2.6.4.2.2.3c Puentes esviados

El corte en la viga exterior en el ángulo obtuso del puente será corregido cuando la línea de apoyo es esviado.

El valor del factor de corrección será obtenido de la tabla 2.6.4.2.2.3c-1 y es aplicado a las fracciones especificadas en la tabla 2.6.4.2.2.3a-1 para vigas interiores y en la tabla 2.6.4.2.2.3b-1 para vigas exteriores.

Para determinar el corte extremo en los puentes multi - vigas; todas las vigas serán tratadas como la viga en la esquina obtusa. Por ejemplo, como el ajuste es aplicable a todas las vigas entonces será aplicable a la fracción obtenida de la tabla 2.6.4.2.2.3.a para vigas interiores.

Tabla 2.6.4.2.2.3a-1 Distribución de carga viva por carril para corte en vigas interiores.

Tipo de Superestructura	Aplicable a sección transversal de tabla 2.6.4.2.2.1	Un carril de Diseño Cargado	Dos o más carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de acero o madera	Ver tabla 2.6.2.2.2a-1			
Tabla de concreto sobre vigas de madera	I	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto enrejado parcialmente o totalmente llena de sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones doble T y T	a,e,k	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	1100 ≤ S ≤ 4900 6000 ≤ L ≤ 73000 110 ≤ t _a ≤ 300 4x10 ⁹ ≤ K _s ≤ 3x10 ¹² N _b ≥ 4
	i,j Si está suficientemente conectada para actuar como una unidad			
Viga cajón multi-celda de concreto, secciones cajón	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	1800 ≤ S ≤ 4000 6000 ≤ L ≤ 37000 890 ≤ d ≤ 2800 N _b ≥ 3
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto rociado	b,c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	1800 ≤ S ≤ 3500 6000 ≤ L ≤ 43000 450 ≤ d ≤ 1700 N _b ≥ 3
Vigas cajón de concreto usado en multi-vigas	f,g	$0.70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0.15} \left(\frac{J}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.1} \left(\frac{J}{J}\right)^{0.05}$	900 ≤ b ≤ 1500 6000 ≤ L ≤ 37000 5 ≤ N _b ≤ 20 1.0x10 ¹⁰ ≤ J ≤ 2.5x10 ¹¹ 1.7x10 ¹⁰ ≤ L ≤ 2.5x10 ¹¹
Otras vigas de concreto que no sean vigas cajón usado en tableros multi-vigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	i,j si está conectada solamente lo suficiente para prevenir desplazamiento vertical en la interfase.			
Tablero de enrejado de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre vigas cajón múltiple de acero	b,c	Como está especificado en la tabla 2.6.4.2.2.2b-1		

Tabla 2.6.4.2.2.3b-1 Distribución de carga viva por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de Superestructura	Aplicable a sección transversal de la tabla 2.6.4.2.2.1	Un carril de Diseño Cargado	Dos o más carriles de Diseño Cargado	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de acero o madera	a,l	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre vigas de madera	l	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, enrejado parcialmente o totalmente lleno sobre vigas de concreto o acero, vigas T de concreto, vigas T y doble T	a,e,k	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
	i,j; si está suficientemente conectado para actuar como unidad			
Vigas cajón multi-celdas de concreto, secciones cajón	d	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
Tablero de concreto sobre vigas de cajón de concreto	b,c	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
Vigas cajón de concreto usados en tableros multi-vigas	f,g	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 1.02 + \frac{d_e}{15000}$	$-300 \leq d_e \leq 600$
Vigas de concreto excepto vigas cajón usadas en tableros multi-vigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	i,j; si está conectado lo suficientemente para prevenir desplazamiento vertical relativo en las intercaras			
Tablero de enrejado de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre multi-vigas cajón de acero	b,c	Como está especificado en tabla 2.6.4.2.2.2b-1		

Tabla 2.6.4.2.2.3c-1 Factores de corrección para factores de Distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa

Tipo de Superestructura	Aplicable a la sección transversal de tabla 2.6.4.2.2.1	Factor de Corrección	Rango de aplicación
Tablero de concreto, enrejado parcialmente o totalmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones doble T y T	a,e,k	$1.0 + 0.20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right)^{0.3} \text{tg} \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
	i,j si está suficientemente conectado para actuar como una unidad		
Vigas cajón multiceldas de concreto, secciones cajón	d	$1.0 + \left[0.25 + \frac{L}{70d} \right] \text{tg} \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2700$ $N_c \geq 3$
tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto	b,c	$1.0 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S} \text{tg} \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
Vigas cajón de concreto usados en tableros multi-vigas	f,g	$1.0 + \frac{L \sqrt{\text{tg} \theta}}{90d}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $6000 \leq L \leq 37000$ $430 \leq d \leq 1500$ $900 \leq b \leq 1500$ $5 \leq N_b \leq 20$

2.7 VERIFICACION DE SEGURIDAD

2.7.1 Resistencia de los Materiales en los Estados Límites

2.7.1.1 CONCRETO

2.7.1.1.1 Generalidades

Las componentes estructurales deberán ser proporcionados para satisfacer los requerimientos en todos los estados límites apropiados de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos.

Las componentes estructurales de concreto pre-esforzado y concreto parcialmente pre-esforzado serán investigados para esfuerzos y deformaciones para cada etapa que pueda ser crítica durante la construcción, el pre-esforzado, manipuleo, transporte y montaje, así como durante la vida útil de la estructura de la cual forman parte. Concentraciones de esfuerzo debido al pre-esforzado u otras cargas, y restricciones o deformaciones impuestas deberán ser consideradas.

2.7.1.1.2 Estado Límite de Servicio

Acciones a ser consideradas en los estados límites de servicio serán agrietamiento, deformaciones y esfuerzos del concreto.

Los esfuerzos de agrietamiento serán tomados como el módulo de ruptura especificado en 2.5.4

2.7.1.1.3 Estado Límite de Fatiga

No se requiere investigar la fatiga en las losas de tableros de concreto que usan vigas múltiples.

En regiones de esfuerzos de compresión debido a cargas permanentes y de pre-esforzado, la fatiga deberá ser considerada sólo si el esfuerzo de compresión es menor que el doble del esfuerzo de tracción máximo por sobrecarga resultante de la combinación de cargas por fatiga como se especifica en la tabla 2.4.5.3-1.

Cuando se requiera considerar la fatiga, el rango de esfuerzo deberá ser determinado usando la combinación de carga de fatiga especificada en la Tabla 1 anterior.

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga serán basadas en secciones agrietadas donde la suma de esfuerzos, debido a cargas permanentes y pretensado sin factorar, y 1.5 veces la carga de fatiga, es de tracción y excede $0.25 \sqrt{f'c}$

El rango de esfuerzos en el acero de refuerzo recto no deberá exceder:

$$f_r = 145 - 0.33f_{\min} + 55 \left(\frac{r}{h} \right)$$

donde :

f_r = rango de esfuerzos (MPa).

f_{\min} = nivel de esfuerzo mínimo agrietado, resultante de la combinación de carga de fatiga, especificado en la Tabla 1, positivo si es tracción, negativo si es compresión (MPa)

r/h = relación del radio a la altura de las deformaciones transversales del acero (corrugaciones); si no se conoce el valor actual se puede tomar 0.3.

En cables de pre-esforzado, el rango de esfuerzos no debe exceder:

. 125 (MPa) (1250 t/m²) para radios de curvatura en exceso de 9m.

. 70 (MPa) (7000 t/m²) para radios de curvatura menor a 3.60 m..

2.7.1.1.4 Estado Límite de Resistencia

Los estados límites a ser considerados serán aquellos de resistencia y estabilidad. La resistencia factorada será el producto de la resistencia nominal, determinadas de acuerdo con las disposiciones aplicables de los artículos 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.13 y 5.14 del AASHTO, a menos que otros estados límites sean específicamente identificados, y el factor de resistencia sea el espe-

cificado en el artículo siguiente.

Factores de resistencia

Construcción convencional

Los factores de resistencia ϕ serán formados como:

- para flexión y tracción de concreto reforzado 0.90
- para flexión y tracción de concreto pre-esforzado 1.00
- para corte y torsión :
 - concreto de densidad normal 0.90
 - concreto de baja densidad 0.70
- para compresión axial con espirales y estribos, excepto como se especifica en el artículo 5.10.11.4.1.b (AASHTO) para zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos 0.75
- para aplastamiento del concreto 0.70
- para compresión de modelos de reticulado 0.70
- para compresión en zonas de anclaje:
 - concreto densidad normal 0.80
 - concreto baja densidad 0.65
- para tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

Para elementos a flexo - compresión, el valor de ϕ puede incrementarse linealmente al valor por flexión como la resistencia factorada por carga axial, ϕP_n , disminuye de $0.10 f'c A_g$ a 0.

Para elementos parcialmente pre-esforzados en flexión con o sin tracción, el valor de ϕ puede tomarse como:

$$\phi = 0.90 + 0.10 (\text{PPR})$$

donde :

$$\text{PPR} = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}$$

donde :

PPR = relación de pre-esforzado parcial

A_s = área del refuerzo no pre-esforzado (mm^2)

A_{ps} = área de acero de pre-esforzado (mm^2)

f_y = resistencia a la fluencia especificada de las barras de refuerzo (MPa)

f_{py} = esfuerzo de fluencia del acero de pre-esforzar (MPa)

Factores de resistencia no serán aplicables a las longitudes de traslape y desarrollo del refuerzo.

Estabilidad

La estructura como un todo, y sus componentes serán diseñadas para resistir el deslizamiento, volteo, levantamiento y pandeo. Efectos de cargas excéntricas serán considerados en el análisis y diseño.

Pandeo de elementos prefabricados durante el manipuleo, transporte y montaje deberá ser investigado.

2.7.1.1.5 Estados Límites de Eventos Extremos

La estructura como un todo, y sus componentes, deberá ser dimensionada para resistir el colapso debido a eventos extremos como se especifica en la Tabla 2.4.5.3-1, así como puede ser apropiada para el sitio y su uso.

2.8 CIMENTACIONES

2.8.1 Cimentaciones Superficiales

2.8.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

2.8.1.1.1 Aplicación

Lo dispuesto en esta sección se aplicará al diseño de zapatas aisladas. Además será aplicable en zapatas combinadas y plateas de cimentación, en donde sea posible. Las zapatas asentadas sobre rellenos requerirán especial consideración en el diseño, debiéndose especificar las medidas para lograr una adecuada compactación del relleno de cimentación.

2.8.1.1.2 Presiones de contacto

Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o de la roca dentro de valores admisibles. Para prevenir asentamientos diferenciales, la cimentación será diseñada con el fin de mantener la presión de contacto lo más uniformemente posible. Del mismo modo, si las zapatas están soportadas por pilotes o pilares excavados, el espaciamiento de estos elementos deberá asegurar en lo posible cargas similares sobre los elementos de la cimentación profunda.

2.8.1.1.3 Cimentaciones no rectangulares

Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados con un área equivalente para la ubicación de las secciones críticas de momento, corte y anclaje del refuerzo en las zapatas.

2.8.1.1.4 Nivel de cimentación

Las zapatas estarán empotradas a una profundidad suficiente para proporcionar la seguridad adecuada de acuerdo al tipo de suelo y la protección contra la socavación y los efectos de las heladas. Se tomarán las medidas necesarias en caso de uso de geotextiles o filtros granulares para reducir la posibilidad de sifonamiento o para su uso con fines de relleno en el estribo. Deberán considerarse los efectos de explosiones en el caso de cimentaciones sobre roca, si es que son contemplados en el proceso constructivo.

2.8.1.1.5 Consideración del nivel freático

Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia sobre la capacidad de los suelos y/o roca y los asentamientos.

2.8.1.1.6 Fuerzas de levantamiento

En caso de cimentaciones sometidas a fuerzas de levantamiento, será evaluada su resistencia estructural y su resistencia al levantamiento.

2.8.1.1.7 Anclaje

Las zapatas ubicadas sobre superficies de roca inclinadas, poco rugosas y que no están restringidas por algún material resistente serán fijadas mediante anclajes en la roca. Si la remoción de la roca se realiza en grandes áreas mediante explosiones, se evitará cualquier tipo de anclajes superficiales.

2.8.1.1.8 Cercanía a estructuras existentes

Si la cimentación se encuentra ubicada cerca a estructuras existentes, el análisis de la cimentación será ampliado para evaluar la influencia de las estructuras existentes sobre la cimentación y el efecto de la cimentación sobre tales estructuras.

2.8.1.1.9 Propiedades del suelo y de la roca

Para el diseño de las cimentaciones se requerirán las propiedades del suelo y de la roca que definen su resistencia y compresibilidad. Los análisis para evaluar la estabilidad y los asentamientos de la cimentación se realizarán en base a las propiedades calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en los análisis en el estado límite de servicio, en los casos indicados en esta sección.

2.8.1.2 CIMENTACIONES CON PEDESTALES

2.8.1.2.1 Dimensionamiento

La relación entre la altura libre a la menor dimensión lateral promedio del pedestal, será no mayor que 3.

2.8.1.2.2 Esfuerzos.

Los esfuerzos de diseño en las cimentaciones de concreto ciclópeo o pedestales serán calculados suponiendo una distribución lineal de esfuerzos. Para cimentaciones y pedestales construidos directamente contra el suelo, el espesor efectivo a usar en el cálculo de los esfuerzos será el espesor promedio menos 7.5 cm. No se requiere un diseño por flexión, salvo que la proyección de la cimentación desde una cara externa a la cara del elemento cimentado sea mayor que el espesor de la cimentación.

2.8.1.3 CIMENTACIONES CON ZAPATAS

2.8.1.3.1 Cargas y Reacciones

Se considerará a las zapatas bajo la acción de fuerzas actuantes en dirección vertical hacia abajo debidas a las cargas impuestas, equilibradas por una distribución de presiones hacia arriba, ejercidas por los materiales de cimentación y distribuidas sobre el área de la zapata considerando la excentricidad de la resultante de las fuerzas actuantes. Cuando se usan pilotes bajo las zapatas, la reacción de la cimentación será considerada como una serie de cargas concentradas aplicadas en los centros de los pilotes, donde cada pilote transmite una parte de la carga total de la zapata.

Cuando una zapata simple aislada soporta una columna, pilar o muro, se asumirá que la zapata actúa en voladizo. Cuando la zapata soporta más de una columna, pilar o muro, la losa de cimentación será diseñada considerando las condiciones de continuidad y restricción reales.

2.8.1.3.2 Momentos

2.8.1.3.2.1 Secciones Críticas

La sección crítica para efectos de flexión será el plano vertical que pasa por la cara de la columna, pilar o muro. En caso de columnas que no son rectangulares, la sección será ubicada en la cara del cuadrado concéntrico de área equivalente. En caso de cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica se ubicará en el lado medio entre el extremo y la línea media del muro.

En caso de cimentaciones bajo bases de columnas metálicas, la sección se ubicará en el lado medio entre la cara de la columna y el extremo de la base metálica.

2.8.1.3.2.2 Distribución del Refuerzo

El refuerzo será distribuido uniformemente a todo lo ancho de la zapata cuadrada, sea en una dirección o en dos direcciones.

En el caso de zapatas rectangulares, el refuerzo en la sección menor será distribuido uniformemente a todo lo ancho de la sección. En la sección mayor, una parte del refuerzo será distribuida uniformemente en un ancho de banda central igual a la longitud de la sección menor; el refuerzo restante será distribuido uniformemente a ambos lados del ancho de banda central de la zapata. El refuerzo en el ancho de banda estará dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{sb}}{A_{st}} = \frac{2}{(L/B + 1)}$$

donde:

- A_{sb} = Refuerzo en el ancho de banda
- A_{st} = Refuerzo total en la dirección menor
- L = Longitud de la zapata (mayor)
- B = Base de la zapata (menor)

2.8.1.3.3 Cortantes

2.8.1.3.3.1 Secciones Críticas

La resistencia al cortante debido a cargas concentradas o reacciones será aquella que resulte más severa entre las siguientes condiciones:

- Para acciones en una dirección, una sección determinada en un plano que comprende todo el ancho de análisis y ubicada a una distancia d desde la cara de la columna, pilar o muro, o desde cualquier cambio brusco en el espesor de la losa de la zapata.
- Para acciones en dos direcciones, una sección perpendicular al plano de la zapata y con un perímetro situado al menos a $d/2$ del perímetro del área de la reacción o la carga concentrada, o de cualquier cambio brusco en el espesor de la losa.

Para cimentaciones que soportan una columna o pilar con placas metálicas, la sección crítica será la media entre la cara de la columna o pilar y el extremo de la placa.

2.8.1.3.3.2 Zapatas sobre Pilotes o Pilares Excavados

El cortante en la sección crítica será calculado considerando lo siguiente:

- La reacción total de todo pilote o pilar excavado cuyo centro está a $dp/2$ (la mitad de su diámetro) alejado de la sección crítica.
- No se tendrán en cuenta los elementos cuyos centros están a $dp/2$ dentro de la sección crítica.
- Para posiciones intermedias se considerará una parte de la reacción del elemento, considerando que la reacción tiene una distribución uniforme en toda la superficie del pilote.

2.8.1.3.4 Anclaje del Refuerzo

Serán consideradas las longitudes de anclaje del refuerzo de acuerdo a los principios de diseño en concreto armado. Se asumirán las secciones críticas definidas para los momentos y todos los planos verticales donde se tengan cambios de dimensiones de la sección o en el refuerzo.

2.8.1.3.5 Transferencia de Fuerzas en la Base de la Columna

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de la columna o el pilar serán transferidos a la parte superior de la zapata mediante la acción conjunta del concreto y el refuerzo.

Las fuerzas laterales serán transferidas a la zapata de acuerdo a los mecanismos de corte y por tanto estarán diseñadas para una adecuada transferencia del cortante de la columna.

Las presiones sobre el concreto en la superficie de contacto no excederán la resistencia a la compresión especificada del concreto.

El refuerzo en la interfase entre la zapata y el elemento cimentado será proporcionado extendiendo el refuerzo longitudinal principal dentro de la zapata o mediante elementos de refuerzo adicional, dimensionado y detallado de tal forma que satisfaga los siguientes requisitos:

- Transferir todas las fuerzas que exceden la resistencia correspondiente del concreto en el elemento cimentado o la cimentación.
- Si se consideran condiciones de carga con levantamiento del elemento, la fuerza total de tracción será resistida por el refuerzo.
- El área total de refuerzo no será menor que 0.5% del área neta del elemento cimentado, dado con un mínimo de 4 barras.

Se tomarán las provisiones necesarias de longitud de anclaje y de empalmes para las barras de refuerzo.

2.8.2 Cimentaciones Profundas

2.8.2.1 CIMENTACIONES CON PILOTES

2.8.2.1.1 Pilotes Hincados

2.8.2.1.1.1 Generalidades

2.8.2.1.1.1.1 Uso

El pilotaje será considerado en caso que las zapatas cimentadas sobre roca, suelo granular o co-

hesivo rígido o granular sean costosas. Los pilotes pueden ser usados como medio de protección de zapatas contra la socavación, donde exista un alto potencial de erosión.

2.8.2.1.1.2 Profundidad

La profundidad de hincado será determinada en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados, tanto del pilote como de los materiales del subsuelo. En general, a menos que en las operaciones de hincado se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:

- 3 metros, en suelos cohesivos rígidos y granulares compactos
- 6 metros, en suelos cohesivos blandos y granulares sueltos

Los pilotes inclinados estarán colocados a una profundidad no menor que un tercio de su longitud libre, a menos que se encuentre el rechazo durante el hincado.

En caso de suelos blandos o sueltos sobre estratos firmes o duros, el pilotaje deberá penetrar el estrato firme hasta una profundidad establecida para limitar el movimiento del pilote y proporcionar la capacidad portante adecuada.

2.8.2.1.1.3 Resistencia

Los pilotes deberán ser diseñados para tener capacidad portante y resistencia estructural adecuadas, y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables.

En el análisis de la resistencia de los pilotes se tendrá en cuenta:

- La diferencia entre la resistencia de un pilote simple y de un grupo de pilotes.
- Capacidad del estrato de suelo para soportar la carga del grupo de pilotes.
- Efectos del hincado de pilotes sobre las estructuras adyacentes.
- Efectos de la socavación.
- Transmisión de fuerzas tales como fricción negativa y la carga debida al asentamiento del terreno.

2.8.2.1.1.4 Cargas debidas al asentamiento del terreno

Estas cargas serán consideradas:

- En arcillas, limos y suelos orgánicos compresibles
- En rellenos colocados recientemente en la superficie
- Cuando el nivel freático ha sido deprimido

Estas cargas, factorizadas, se sumarán a la carga muerta vertical factorizada aplicada en la cimentación, para establecer la capacidad portante en el estado límite de resistencia.

En la evaluación del asentamiento en el estado límite de servicio, estas cargas serán sumadas a la carga muerta vertical aplicada en la cimentación.

2.8.2.1.1.5 Espaciamiento

Los espaciamientos entre centros de pilotes serán no menores que 0.75 m ó 2.5 veces los diámetros o lados del pilote, el mayor entre los dos valores.

La distancia entre la cara de un pilote y el lado más cercano de la zapata será mayor que 0.225 m

Los pilotes deberán estar 0.30 m dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado en el pilote durante el hincado.

Si la unión del pilote con la zapata está dada mediante barras o torones, el pilote puede estar por lo menos 0.15 m dentro de la zapata. En caso de vigas de concreto armado usados como cabezales soportados por pilotes, el recubrimiento lateral de los pilotes será mayor que 0.15m. más un recubrimiento adicional para considerar desalineamientos laterales en el pilote; además, los pilotes quedarán por lo menos 0.15m dentro del cabezal.

2.8.2.1.1.6 Pilotes Inclınados

Los pilotes inclinados deben ser evitados en caso de preverse cargas por asentamiento del terreno, así como en zonas sísmicas 3 y 4.

2.8.2.1.1.7 Nivel Freático y Sub-presiones

La capacidad portante será determinado usando un nivel freático consistente con aquel empleado para calcular los efectos de las cargas. Será considerado en el diseño el efecto de la presión hidrostática.

2.8.2.1.1.8 Protección contra el Deterioro

Se considerarán, como mínimo, los siguientes tipos de deterioro:

- Corrosión de pilotes de acero, particularmente en rellenos, suelos con bajo pH y ambientes marinos.
- Ataque por sulfatos, cloruros y ácidos en los pilotes de concreto.
- Deterioro de pilotes de madera debido a ciclos de humedecimiento y secado o por acción de insectos o aguas agresivas.

2.8.2.1.1.9 Fuerzas de Levantamiento

Los pilotes diseñados para resistir fuerzas de levantamiento deberán ser verificados en su resistencia al levantamiento y su capacidad estructural para soportar esfuerzos de tensión.

2.8.2.1.1.2 Pilotes Prefabricados de Concreto Armado

2.8.2.1.1.2.1 Dimensiones del Pilote

Los pilotes pueden ser de sección uniforme o de sección variable. El pilotaje con secciones gradualmente reducidas no será usado cuando los pilotes tengan que comportarse como columnas.

Cuando los pilotes no están expuestos a aguas marinas o agresivas, se pueden emplear pilotes con secciones transversales no menores que 900 cm². En caso contrario, las secciones serán no menores que 1420 cm².

2.8.2.1.1.2.2 Acero de Refuerzo

El refuerzo longitudinal consistirá en 4 barras como mínimo, espaciadas uniformemente a lo largo del perímetro del pilote. El área del refuerzo será no menor que 1.5 % del área transversal neta de la parte uniforme del pilote.

El refuerzo longitudinal estará confinado por estribos o espirales a todo lo largo del pilote.

2.8.2.1.1.3 Pilotes Prefabricados de Concreto Pre-esforzado

2.8.2.1.1.3.1 Dimensiones

Las dimensiones del pilote serán tales que la sección transversal no será menor que lo indicado para pilotes de concreto armado.

Los pilotes pueden ser de sección llena o sección hueca. En el diseño de pilotes con sección hueca se tomarán las precauciones necesarias para prevenir la rotura o agrietamiento debidos a la presión interna en los huecos. El espesor de los pilotes cilíndricos será no menor que 12.5 cm.

2.8.2.1.1.3.2 Calidad del Concreto

La resistencia a la compresión en el momento del hincado será no menor que 35 MPa (350 kg/cm²). Se considerará el uso de concretos con aire incorporado en pilotes sometidos a procesos intensos de congelamiento / descongelamiento y humedecimiento / secado.

2.8.2.1.1.3.3 Refuerzo

Los cables de pre-esfuerzo serán espaciados y tensados para proporcionar un esfuerzo de compresión uniforme en la sección transversal del pilote no menor que 5 MPa (50 kg/cm²), después de considerar las pérdidas de pre-esfuerzo, a menos que se especifique lo contrario. Los cables de pre-esfuerzo estarán confinados con refuerzo en espiral, como sigue:

- Pilotes con diámetro no mayor que 0.60 m:
 - Área del refuerzo en especial no menor que 0.23 cm²
 - En los extremos del pilote se dispondrá refuerzo en especial de 16 vueltas espaciadas a 7.5 cm.
 - En el extremo superior del pilote se dispondrá un refuerzo adicional de 5 vueltas espaciadas a 2.5 cm.
 - En el resto del pilote, el refuerzo en espiral tendrá un espaciamiento no mayor que 15.0 cm.
- Pilotes con diámetro mayor que 0.60 m:
 - Área del refuerzo en especial no menor que 0.26 cm²
 - En los extremos del pilote se dispondrá refuerzo en espiral de 16 vueltas espaciadas cada 5.0cm
 - En el extremo superior se colocará un refuerzo en espiral adicional de 4 vueltas espaciadas a 3.8m.
 - En el resto del pilote, el refuerzo en espiral tendrá un espaciamiento no mayor que 10.0 cm.

2.8.2.1.1.4 Pilotes Metálicos

2.8.2.1.1.4.1 Pilotes con sección en H

2.8.2.1.1.4.1.1 Espesores

Los pilotes tendrán un espesor mínimo del alma de 10.2mm. Las platinas de empalme tendrán un espesor no menor que 9.5 mm.

2.8.2.1.1.4.1.2 Empalmes

Los empalmes harán posible el desarrollo de los esfuerzos en la sección neta del pilote. Las alas y el alma estarán empalmados ya sea mediante soldadura en sus bordes o mediante platinas unidas por soldadura, empinado o clavado.

Pueden especificarse empalmes prefabricados si queda justificado que el empalme puede desarrollar la sección neta del pilote en todas las acciones a que sea sometido. Los empalmes serán detallados en los planos.

2.8.2.1.1.4.1.3 Cabezales

No se requieren cabezales para pilotes de acero empotrados en concreto.

2.8.2.1.1.4.1.4 Adición de puntas de acero

Si se previera que el pilote va a atravesar gravas, bolones, material de desmonte u obstrucciones, la punta de los pilotes puede ser reforzada con elementos estructurales prefabricados o con una forma adecuada de la punta del pilote. La inclusión de elementos estructurales será justificada técnicamente.

2.8.2.1.1.4.2 Pilotes con sección tubular

2.8.2.1.1.4.2.1 Espesores

Los pilotes tendrán un espesor acorde con el diámetro exterior. Para pilotes con un diámetro exterior menor que 35.6 cm, el espesor será no menor que 6.35 mm (1/4 "); para pilotes con un diámetro exterior mayor o igual que 35.6 cm, el espesor será no menor que 9.52 mm (3/8 ").

2.8.2.1.1.4.2.2 Empalmes

Los empalmes harán posible el desarrollo de los esfuerzos en la sección total del pilote. Los pilotes serán empalmados mediante soldadura en los extremos o mediante el uso de abrazaderas o manguitos soldados. Los empalmes serán detallados en los planos.

2.8.2.1.1.4.2.3 Hincado

El hincado de los pilotes tubulares puede realizarse con la sección extrema abierta o cerrada. Las platinas usadas para tapan la sección no se extenderán más allá del perímetro del pilote.

2.8.2.1.1.4.2.4 Comportamiento como columna

En caso de pilotes utilizados como parte de una subestructura tipo pórtico o donde se previera

una fuerte socavación que puede exponer una parte del pilote, se considerará en el análisis un posible comportamiento como columna, a flexo-compresión.

2.8.2.1.2 Pilotes Llenados In-Situ

2.8.2.1.2.1 Dimensiones

Los pilotes de concreto llenados in-situ pueden ser de sección uniforme, pueden tener diámetro variable, disminuyendo a partir de una profundidad dada, o puede ser de base acampanada si son llenados en hoyos perforados o en pozos. El área de la sección superior del pilote será no menor que 645 cm^2 , y el de la sección inferior será no menor que 323 cm^2 . Para extensiones sobre el nivel superior del pilote, el tamaño mínimo será como lo especificado para pilotes prefabricados de concreto armado.

2.8.2.1.2.2 Acero de Refuerzo

El área de refuerzo longitudinal será no menor que 0.8 % del área total de la sección transversal. El refuerzo transversal será proporcionado con espirales de un área no menor que 23 mm^2 a un espaciamiento de 15 cm. El acero de refuerzo será prolongado 3 metros bajo el nivel donde el suelo proporciona adecuada restricción lateral. Los casings con un espesor mayor que 3 mm pueden ser consideradas como parte del refuerzo. En ambientes corrosivos, se reducirá en 1.5 mm el espesor de la cubierta con fines de determinar la resistencia del pilote.

2.8.2.1.3. Pilotes Inyectados de Pequeño Diámetro

2.8.2.1.3.1 Dimensiones

Los pilotes tendrán un diámetro no mayor de 0.20 m, de forma aproximadamente circular, en posición vertical o inclinada.

2.8.2.1.3.2 Calidad del concreto

El concreto usado será de tal calidad que el consumo de cemento en la mezcla debe ser no menor que 350 kg por metro cúbico del material inyectado.

2.8.2.1.3.3 Pruebas de carga

La capacidad de carga debe ser verificada experimentalmente a través de pruebas de carga. El número de pruebas de carga mínimo será dos; debe exigirse una prueba de carga para los diez primeros pilotes y una para cada veinte pilotes restantes (o fracción).

En casos especiales o cuando existan grandes variaciones en las características del terreno, se pueden ejecutar pruebas de carga adicionales

2.8.2.1.3.4 Efecto de Pandeo

Para la verificación de la capacidad de carga a compresión, en el caso de pilotes a través de estratos de suelo blando, deberá ser considerado el efecto de pandeo.

2.9 SUPERESTRUCTURAS

2.9.1 Superestructuras de Concreto

2.9.1.1 GENERALIDADES

El presente capítulo tiene por finalidad presentar una descripción general del proceso de diseño de superestructuras de concreto basado en métodos simplificados y haciendo referencia a los artículos detallados del Presente Manual de Diseño.

2.9.1.2 CONSIDERACIONES GENERALES

2.9.1.2.A Filosofía de Diseño (Art. 2.3.2).

2.9.1.2.B Estados Límites (Art. 2.3.2.1)

2.9.1.2.C Objetivos del Proyecto (Art. 2.3.1)

2.9.1.3 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS TIPO LOSA Y VIGAS

2.9.1.3.1 Desarrollo de la Sección General

2.9.1.3.1.1 Ancho de la Calzada (Art. 2.1.4.3.2)

2.9.1.3.1.2 Determinación de luces (Art. 1.2)

2.9.1.3.1.3 Seleccionar tipo de puente**2.9.1.3.2 Desarrollo de Secciones Típicas****2.9.1.3.2.1 Vigas Prefabricadas P/S****2.9.1.3.2.1.a Ala superior**

Espesor no será menor de 50 mm.

2.9.1.3.2.1.b Ala inferior

Espesor no será menor de 125 mm.

2.9.1.3.2.1.c Almas

Espesor no será menor de:

Concreto armado : 125 mm

Concreto pre-esforzado : 165 mm

2.9.1.3.2.1.d Dispositivos de izado

Si se sabe por anticipado que los anclajes para los dispositivos de izado serán puestos a la cara de un miembro que será expuesto a la vista exterior o a materiales corrosivos, cualquier restricción o localización de los dispositivos de izado empotrados, la profundidad de remoción y el método de llenado de las cavidades luego de la remoción serán mostradas en los documentos del contrato.

La profundidad de remoción no será menos que la profundidad de recubrimiento requerida para el acero de reforzamiento.

2.9.1.3.2.1.e Juntas de Construcción

Las juntas de construcción serán de dos tipos: dentadas o del tipo cerrado. Las juntas en las zonas de los pilares de puentes continuos serán del tipo cerrado. Las juntas tipo dentado satisficará los requisitos de detalles para construcciones prefabricadas.

Para vigas pretensadas las juntas serán postensadas.

Si la junta tipo cerrado excede 150 mm; su sección a compresión será reforzada por confinamiento.

Juntas de construcción totalmente efectivas

Miembros de vigas de concreto pretensado con o sin una losa prefabricada pueden hacerse continuas longitudinalmente para cargas permanentes y temporales con combinaciones de reforzamiento y postensado.

El ancho de una junta cerrada en miembros de concreto prefabricado tomará en cuenta el empalme del acero cuya continuidad es requerida por consideraciones de diseño y para acomodar el empalme de los ductos de postensado, siendo este ancho no menos que 100 mm en los pilares intermedios. Si la junta está localizada en el miembro su reforzamiento en el núcleo será más grande que en las vigas adyacentes.

En el caso de post-tensado en múltiples estados, las longitudes de ductos cubiertos para tendones, los cuales están tensionados antes de que la resistencia a compresión de la losa, alcance el f'_c , no serán colocados en la losa.

2.9.1.3.2.2. Vigas T y Cajón Multicelular vaciados “in situ”**2.9.1.3.2.2.a. Ala o Losa Superior**

El espesor del ala superior que sirve como losa del tablero será:

- Como aquel definido en el artículo 2.9.1.3.3
- Como aquel requerido para el anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si este es usado
- No menos que 1/20 de la luz libre entre filetes, acartelamientos o almas a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre o que se proporcione pretensado transversal.

2.9.1.3.2.2.b. Ala o Losa Inferior

El espesor del ala inferior no será menor que:

- 140 mm
- 1/16 de la distancia entre filetes o almas de vigas no pretensadas, o
- 1/30 de la luz libre del tramo entre filetes, acartelamientos, o almas para vigas pretensadas, a menos que nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre del tramo sean utilizadas.

2.9.1.3.2.2.c. Almas

Espesor determinado por los requisitos de diseño por corte, torsión, recubrimientos y colocación del concreto.

2.9.1.3.2.2.d. Peralte

Especificado en (Art. 2.9.1.4.1)

2.9.1.3.2.2.e. Refuerzo**2.9.1.3.2.2.e.1 Refuerzo de la losa del tablero en vigas T y vigas cajón vaciado “in situ”**

El refuerzo en la losa del tablero de vigas T y vigas cajón vaciados “in-situ” pueden ser determinadas por los métodos tradicionales o por métodos empíricos de diseño.

Cuando la losa del tablero no se extiende más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior del reforzamiento transversal en la losa del tablero será prolongado en la cara exterior del alma exterior y anclado por un gancho standard de 90°. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior del reforzamiento transversal será prolongado en el volado de la losa y tendrá un anclaje más allá de la cara exterior del alma siendo no menor en resistencia que aquel que se produce con ganchos standard.

2.9.1.3.2.2.e.2 Refuerzo de la losa inferior de vigas cajón colocados “in situ”

Un refuerzo uniformemente distribuido de 0.4% del área del ala será colocado en la losa inferior paralela al tramo de viga ya sea en una o dos capas. El espaciamiento de tal reforzamiento no excederá 450 mm. Un reforzamiento uniformemente distribuido de 0.5% del área de la sección transversal de la losa, basado en el espesor más pequeño, será colocado en la losa inferior en forma transversal al tramo de viga. Tal reforzamiento será distribuido sobre ambas superficies con un espaciamiento máximo de 450 mm. Todo el reforzamiento transversal en la losa inferior será prolongado a la cara exterior del alma exterior en cada grupo y ser anclado por ganchos standard de 90°.

2.9.1.3.2.2.e.2.1 Mínimo

A menos que otra cosa sea especificada, en cualquier sección de una componente, la cantidad de refuerzo de pre-esforzado y refuerzo que no es de pre-esforzado será adecuada para desarrollar una resistencia a flexión factorada, M_r , en al menos 1.2 veces la resistencia a la rotura determinada en base a una distribución de esfuerzos elásticos y el módulo de ruptura, f_r , del concreto. Las disposiciones del Reglamento AASHTO 5.10.8 serán aplicadas.

Para miembros que no tienen acero pre-esforzado, las disposiciones de reforzamiento mínimo pueden ser consideradas satisfechas si:

$$\rho_{\min} \geq 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

donde:

ρ_{\min} = relación del acero en tensión al área de la sección bruta.

f'_c = resistencia del concreto (MPa)

f_y = resistencia de fluencia del acero en tensión (MPa).

Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento

Las disposiciones que aquí se especifican se aplicarán al refuerzo de todas las componentes de concreto, excepto a las losas de tableros en el cual la tensión de la sección transversal excede al 80% del módulo de ruptura, aplicable a la combinación de carga en el estado límite en servicio.

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tensión en el refuerzo de acero estructural en el estado límite, f_{sa} , no debe exceder:

$$f_{sa} = \frac{z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y \dots \dots \dots (1)$$

donde:

- d_c = profundidad medida desde el extremo de la fibra en tensión al centro de la barra o cable localizado lo más cerca, pero no será mayor que 50 mm.
- A = área de concreto con el mismo centro que el refuerzo de tensión principal y encerrado por la superficie de la sección transversal y una línea derecha paralela al eje neutral, dividido por el número de barras o cables (mm^2).
- z = parámetro de ancho de grieta (N/mm).

La cantidad z en la ecuación 1 no excederá 30 KN/mm (3000kg/m) para miembros en condiciones de exposición moderada, 23 KN/mm (2300 kg/m), para miembros en condiciones de exposición severa y 17.5 KN/mm (1750 kg/m), para estructuras enterradas.

El Acero de pretensado con adherencia puede ser incluido en el cálculo de A , en cuyo caso el incremento de esfuerzos en el acero de pretensado con adherencia más allá del estado de descompresión calculado sobre las bases de una sección fisurada o análisis de compatibilidad de deformación, no excederá el valor de f_{sa} hallado en la ecuación 1.

Cuando las alas de vigas T y cajón de concreto reforzado están en tensión, en el estado límite en servicio, el refuerzo de tensión a flexión será distribuido sobre el menor de:

- Ancho efectiva del ala, (Art. 2.9.1.3.2.2.f).
- Un ancho igual a 1/10 de la longitud promedio de tramos adyacentes entre apoyos.

Si el ancho efectivo excede 1/10 del tramo, el refuerzo longitudinal adicional, con área no menor que 0.4% del área de losa de exceso será considerado fuera del ala.

Si la profundidad del alma excede 900 mm, el reforzamiento longitudinal de membrana (A_{sk}) será uniformemente distribuido a lo largo de las caras laterales de la componente en una distancia $d/2$ y más cercana al refuerzo de tensión a flexión. El área de refuerzo de membrana en mm^2/mm de alto sobre cada cara lateral no será menor de:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200}$$

donde:

- A_{ps} = área de acero de pretensado (mm^2)
- A_s = área de refuerzo en tensión (mm^2)
- d_e = profundidad a flexión, tomado como la distancia de la cara en compresión al centroide del acero (mm).

El espaciamiento máximo del refuerzo de membrana no deberá exceder a $d/6$ o 300 mm. Tal refuerzo puede ser incluido en el cálculo de la resistencia si un análisis de compatibilidad de deformaciones es hecho para determinar los esfuerzos en las barras o cables individuales.

2.9.1.3.2.2.e.2 Temperatura y Acortamiento de fragua

Los refuerzos por temperatura y acortamiento de fragua serán colocados cerca a las caras del concreto expuesto a cambios diarios de temperatura. El refuerzo por temperatura y acortamiento de fragua es un refuerzo adicional por lo cual el refuerzo total sobre las superficies no debe ser menor del que se especifica aquí.

2.9.1.3.2.2.e.2.3 Componentes de espesor menor que 1200 mm.

El reforzamiento por temperatura y acortamiento de fragua puede ser en forma de barras, alambres soldados o tendones pre-esforzados.

Para barras o alambres soldados el área de reforzamiento en cada dirección no será menor que:

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y$$

donde:

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

f_y = la resistencia de fluencia especificada en MPa.

El acero será igualmente distribuido en ambas caras; menos aquellos miembros de espesor menor o igual que 150 mm donde el acero puede ser colocado en una sola capa.

El reforzamiento por temperatura y acortamiento de fragua tendrá un espaciamiento no mayor que 3 veces el espesor de la componente o 450 mm.

En caso de usar tendones pretensados, estos tendrán un esfuerzo a compresión promedio mínimo de 0.75 MPa (7.5 kgf/cm^2) del área bruta de concreto en la dirección considerada basado en el pre-esfuerzo efectivo después de las pérdidas. El espaciamiento de tendones no deberá exceder 1800 mm o la distancia especificada para ductos o tendones en losas (no más de 1.5 veces el espesor de la losa o 450 mm para losas prefabricadas y para losas más que 4 veces el espesor mínimo de la losa).

Para cimentaciones o muros de concreto estructural, el espaciamiento no excederá a 300 mm en cada dirección sobre las caras, y el área de acero por temperatura y acortamiento de fragua no excederá:

$$\Sigma A_b = 0.0015 A_g$$

2.9.1.3.2.2.f. Ancho efectivo de las Alas

2.9.1.3.2.2.f.1 Generalidades

En ausencia de un análisis más refinado, a menos que se especifique de otra manera, el ancho de la losa de concreto será tomado como un ancho efectivo debido a la acción compuesta que se origina.

La longitud efectiva del tramo usado en el cálculo del ancho efectivo del ala puede ser tomada como la longitud real del tramo para tramos simplemente apoyados y la distancia entre los puntos de inflexión debido a cargas permanentes tanto para momentos positivos como para negativos en tramos continuos.

Para vigas interiores, el ancho efectivo del ala puede ser tomado como el menor de:

- $\frac{1}{4}$ de la longitud efectiva del tramo
- 12 veces el espesor promedio de la losa más el mayor espesor del alma ó $\frac{1}{2}$ del ancho del ala superior de la viga, o
- El espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

Para vigas exteriores, el ancho efectivo del ala puede ser tomado como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente mas el menor de:

- $\frac{1}{8}$ de la longitud efectiva del tramo
- 6 veces el espesor promedio de la losa más el mayor de la mitad del espesor del alma o $\frac{1}{4}$ del ancho del ala superior de la viga de estudio, o
- El ancho del volado.

2.9.1.3.2.f.2 Vigas cajón de concreto y vigas cajón de una celda vaciadas “in-situ”:

Los anchos efectivos de las alas pueden ser tomados como aquellos especificados en las figuras 1 a 4 donde:

- d_o = profundidad de la superestructura (mm).
- b = ancho del ala a cada lado del alma (mm)
- b_m = ancho efectivo (generalizado) del ala usado de acuerdo a la figura 2.0 para determinar b_{mf} y b_{ms} dependiendo de la posición de la sección de interés en el tramo (mm).
- b_{mf} = ancho efectivo del ala para porciones interiores de un tramo (mm).
- b_{ms} = ancho efectivo del ala en apoyos interiores o para brazos en voladizo (mm).
- a = porción del tramo sujeta a una transición en el ancho efectivo del ala, tomado como el menor de: ancho físico del ala a cada lado del alma mostrado en la figura 3.0 o $\frac{1}{4}$ de la longitud del tramo (mm).
- l_i = una notación de la longitud del tramo especificado en la figura 1.0 para el propósito de determinar b_f y b_s , como se especifica en la figura 2.0.
- b_s = coeficientes para determinar el ancho efectivo del ala en apoyos y en brazos en cantilever.
- B_f = coeficiente para determinar el ancho efectivo del ala en porciones interiores de los tramos.

Las siguientes interpretaciones son aplicados:

- b será tomado como el ancho del ala a cada lado del alma, por ejemplo: b_1 , b_2 o b_3 , ver figura 3.0
- Para $b \leq 0.3d_o$ no es necesario reducir el ancho del ala.
- Para $b > 0.3d_o$, el ancho efectivo puede ser determinado de acuerdo con las figuras 1 y 2.
- En cualquier evento, ni b_{mf} ni b_{ms} será tomado más grande que b .
- Los efectos de carga no simétrica sobre el ancho efectivo del ala puede ser despreciado.
- El valor de b_{ms} será determinado usando la mayor de las longitudes efectivas del tramo adyacentes a los apoyos. y,
- Si b_{mf} es menor que b_{ms} en un tramo, la forma del ancho efectivo con el tramo puede ser determinado conectando la línea de los anchos efectivos b_{ms} en los puntos de apoyo contiguos.

Para la superposición de los efectos de fuerza local y global, la distribución de esfuerzos debido a efectos globales puede ser asumida como una forma de línea recta de acuerdo a la figura (3c). La distribución lineal de esfuerzos debería ser determinada de la constante distribución de esfuerzos usando la suposición de que la fuerza en el ala permanece inalterada y que el ancho máximo de la distribución lineal de esfuerzos a cada lado del alma es dos veces el ancho efectivo del ala.

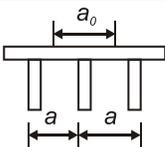
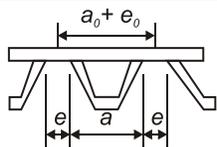
Las propiedades de la sección para fuerzas normales pueden ser determinadas de acuerdo a la figura (4) o ser calculados de análisis más rigurosos.

2.9.1.3.2.f.3 Superestructuras multiceldas vaceadas “in-situ”

El ancho efectivo para superestructuras multiceldas vaciadas in-situ puede ser tomado como se especifica en las generalidades, con cada alma tomado como una viga o como el ancho de la losa del tablero. En el último caso los efectos del corte serán investigados.

2.9.1.3.2.f.4 Tableros Ortotrópicos de Acero

El ancho efectivo de la plancha del tablero actuando como ala superior de un rigidizador longitudinal o un arco, será como el que se especifica en la tabla 2.9.1.3.2.2.f-1.

Tabla 2.9.1.3.2.2.f-1 Ancho efectivo del tablero actuando con un elemento de mayor rigidez		
Calculo de:		
Propiedades del elemento de mayor rigidez para el cálculo de la rigidez del tablero y efectos de flexión debido a cargas muertas	$a_0 = a$	$a_0 + e_0 = a + e$
Propiedades de la sección para el cálculo de los efectos de flexión debido a cargas de rueda	$a_0 = 1.1a$	$a_0 + e_0 = 1.3(a + e)$

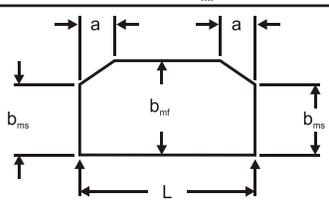
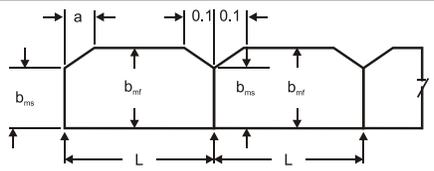
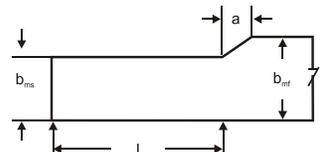
Sistema		Forma de b_{mf}/b
Vigas de simplemente apoyadas $l_1 = 1.0L$		
Vigas continuas	Tramo en Externo $l_1 = 0.8L$	
	Tramo interior $l_1 = 0.6L$	
Brazo de voladizo $l_1 = 1.5L$		

Figura 2.9.1.3.2.2.f-1 Coeficientes b_f y b_s . Para determinar el ancho efectivo del ala.

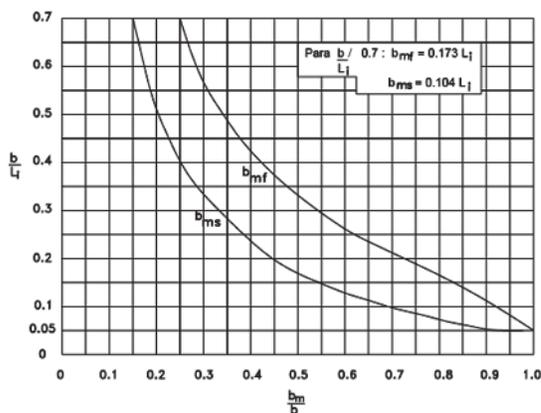


Figura 2.9.1.3.2.2.f-2 Coeficientes b_m/b , para determinar el ancho del ala efectiva, dado los valores de b/l_1

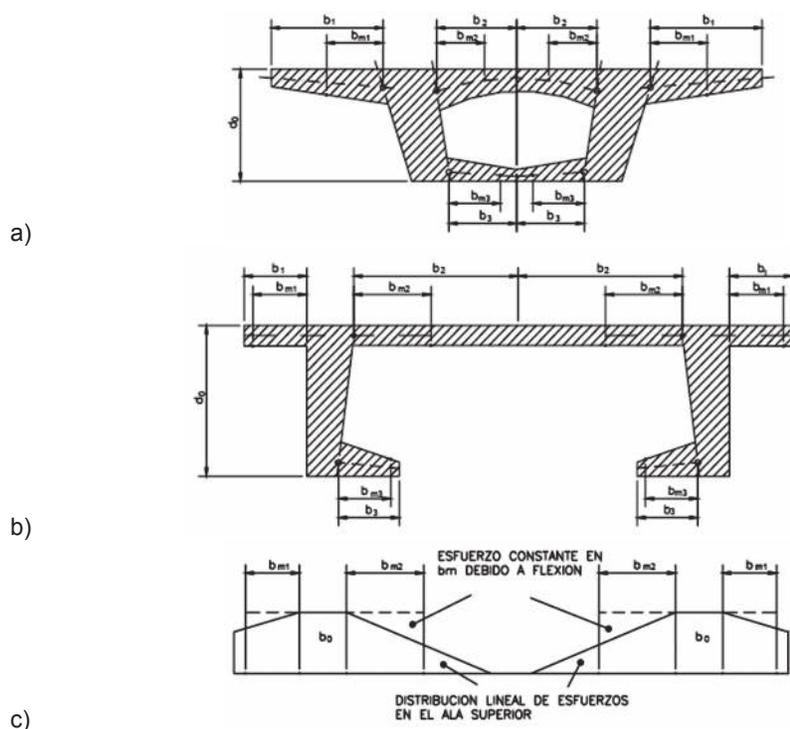


Figura 2.9.1.3.2.2.f-3 Anchos de ala efectiva correspondientes a secciones transversales, b_m , para flexión y corte.

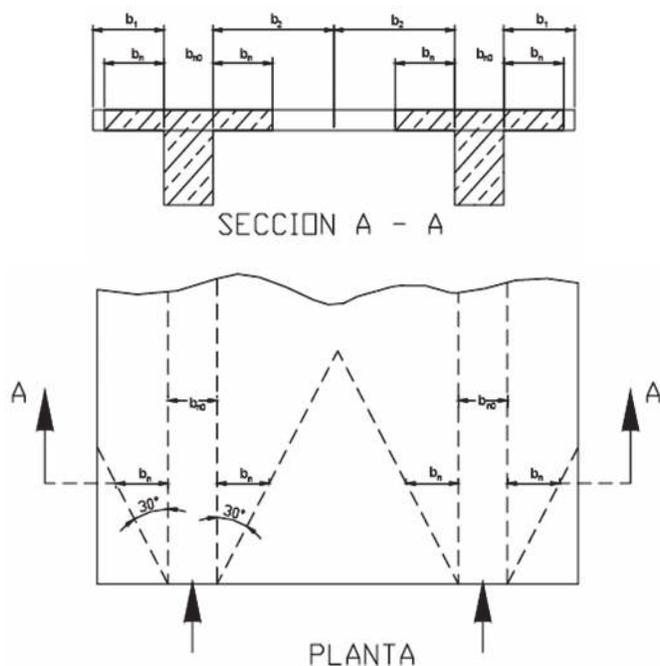


Figura 2.9.1.3.2.2.f-4 Anchos efectivos de Ala, b_n para fuerzas normales.

2.9.1.3.3 Diseño de Tableros Convencionales de Concreto Armado

2.9.1.3.3.1 Losas del Tablero (Art. 2.6.4.2.1)

2.9.1.3.3.2 Peralte Mínimo

El peralte mínimo de un tablero excluyendo ranuras o desgastes no deberá ser menor que 175 mm.

2.9.1.3.3.3 Diseño Empírico

Las provisiones de este diseño, trata exclusivamente sobre el proceso de diseño empírico para losas de tableros de concreto apoyados en componentes longitudinales y no será aplicado a cualquier otro artículo en esta sección.

Las barras longitudinales del reforzamiento isotrópico puede participar en la resistencia de la zona de momento negativo de un apoyo interno de estructuras continuas.

2.9.1.3.3.3.1 Aplicación

El diseño empírico de tableros de concreto reforzado puede ser usado si las condiciones de diseño son satisfechas.

Las disposiciones de este artículo no serán aplicadas a volados.

Los volados deberán ser diseñadas por:

- Cargas de rueda para tableros con barandas y barreras discontinuas usando el método de franja equivalentes.
- Sobre carga equivalente para tableros con barandas continuas.

2.9.1.3.3.3.2 Longitud Efectiva

Para este propósito la longitud efectiva de la losa será tomada como:

- Para losas monolíticas con muros y vigas: la distancia cara a cara y
- Para losas apoyadas sobre vigas de concreto o acero: la distancia entre los extremos del ala más el ala en voladizo, tomado como la distancia desde el extremo del ala exterior a la cara del alma despreciando cualquier filete.

2.9.1.3.3.3.3 Condiciones de Diseño

El diseño empírico puede ser usado solamente si las siguientes condiciones son satisfechas:

- Las componentes de apoyo son hechas de acero y/o concreto.
- El tablero es totalmente colocado in-situ y curado con agua
- El tablero es de profundidad uniforme
- La relación de la longitud efectiva al peralte de diseño no excede a 18 y no es menos que 6.
- La profundidad del alma de la losa no es menor que 100 mm.
- La longitud efectiva como está especificado antes no excede 4100 mm.
- El peralte mínimo de la losa no será menor que 175 mm.
- Hay un volado más allá del centro de línea de la viga exterior de al menos 5 veces el peralte de la losa. Esta condición es satisfecha si el volado es al menos 3 veces la profundidad de la losa y una barrera de concreto estructuralmente continua está hecha en forma compuesta con el volado.
- La resistencia a los 28 días del tablero de concreto es no menor que 28.0 MPa (280 kgf/cm²) y
- El tablero está hecho en forma compuesta con las componentes estructurales. Un mínimo de dos conectores de corte en la región de momento negativo en las superestructuras continuas de acero serán dispuestas. Para vigas de concreto, el uso de estribos extendiéndose dentro del tablero será tomado como suficiente para satisfacer este requerimiento.

2.9.1.3.3.3.4 Requerimientos de Reforzamiento

Cuatro capas de reforzamiento isotrópico serán dispuestas en las losas diseñadas empíricamente. El reforzamiento será localizado lo más cerca posible a la superficie como los requerimientos de recubrimiento lo permita. El reforzamiento será dispuesto en cada cara de la losa con la capa exterior mayor colocada en la dirección de la longitud efectiva. La mínima cantidad de reforza-

miento será $0.570 \text{ mm}^2/\text{mm}$ de acero para cada capa inferior y $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm}$ de acero para cada capa superior. El espaciamiento del acero no excederá de 450 mm.

El acero de reforzamiento será grado 400 ó más. Todas las barras de reforzamiento serán rectas excepto los estribos que podrán aceptar dobleces. Si el esviamiento excede 25° , en las zonas extremas del tablero, el reforzamiento especificado en ambas direcciones será doble. Cada zona extrema será tomada como una distancia longitudinal igual a la longitud efectiva de la losa especificada en (Art.2.9.1.3.3.3.2)

2.9.1.3.3.4. Diseño Tradicional

2.9.1.3.3.4.1 Generalidades

Las provisiones de este artículo se aplicarán a las losas de concreto, las cuales tienen cuatro capas de refuerzo, dos en cada dirección y cumplen con el peralte mínimo.

2.9.1.3.3.4.2 Refuerzo

El refuerzo será colocado en la dirección secundaria en la parte inferior de la losa como un porcentaje del reforzamiento principal para momento positivo como sigue:

- Cuando el refuerzo principal es paralelo al tráfico:
 $1750/S \leq 50\%$
- Cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico:
 $3480/\sqrt{S} \leq 67\%$

donde :

S = longitud efectiva del tramo tomado igual a la longitud especificada en (Art.2.9.1.3.3.3.2)

2.9.1.3.3.5 Método de las Franjas (Art. 2.6.4.2.1.3)

2.9.1.3.3.6 Aplicación de la Sobrecarga

2.9.1.3.3.6.1 Cargas de Diseño para tablero, sistemas de tablero y losa superior de alcantarillas de sección cajón.

Las disposiciones de este artículo no serán aplicadas a tableros diseñados por métodos empíricos.

Donde los tableros y losas superiores de alcantarillas de sección cajón son diseñadas usando el método de franjas equivalentes especificados en (Art. 2.6.4.2.1.3), ellos serán diseñados para:

- Ejes de ruedas de 145 KN (14.8 t) del camión de diseño donde las franjas son transversales.
- Todas las cargas especificadas para la carga viva vehicular, incluyendo la sobrecarga equivalente, donde las franjas son longitudinales.

2.9.1.3.3.6.2 Ancho Equivalente de Franjas en los bordes de losas

Especificado en (Art. 2.6.4.2.1.4)

2.9.1.3.3.6.3 Distribución de Cargas de Rueda

Especificado en (Art. 2.6.4.2.1.5)

2.9.1.3.3.7 Armadura de Distribución

2.9.1.3.3.8 Diseño de Voladizos en sentido transversal

Para el diseño de voladizos transversales del tablero que no excedan 1.80 m del eje de la viga exterior a la cara de la estructura continua del elemento horizontal de la baranda, la línea de cargas de rueda exteriores puede ser reemplazo por una carga de "cuchilla" linealmente distribuida de 1500 kg/m de intensidad, situada a 0.30 m de la cara del elemento horizontal de la baranda.

2.9.1.3.4 Selección de Factores de Resistencia

2.9.1.3.4.1 Estados Límites de Resistencia (convencional)

Factores de resistencia ϕ tomaran los siguientes valores.

- Flexión y tracción de concreto armado 0.90

- Flexión y tracción de concreto pre-esforzado 1.00
- Corte y torsión:
Concreto de densidad normal 0.90
- Compresión axial con espirales o estribos excepto en columnas a ser diseñadas biaxialmente como se especifica más abajo, para zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos.

La resistencia biaxial de columnas no será menos que la requerida para flexión. Las columnas serán investigadas para ambos casos de carga extrema como se especifica en el estado límite de evento extremo. Los factores de resistencia serán remplazados tanto para el refuerzo de columnas en espiral como para refuerzo de columnas que van amarradas por el valor de 0.5 cuando el factor de carga axial extrema para la columna excede $0.20 f_c A_g$. El valor de ϕ puede ser incrementado linealmente de 0.5 a 0.90 cuando la carga axial extrema factorada esta entre $0.2 f_c A_g$ y 0.0.

- Aplastamiento en concreto 0.70
- Compresión en modelos de bielas de compresión y tracción 0.70
- Compresión en zonas de concreto de densidad normal 0.80
- Tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

Para elementos en flexo - compresión, el valor de ϕ puede ser incrementado linealmente al valor por flexión a medida que la carga axial de resistencia factorada, ϕP_n , disminuye de $0.10 f_c A_g$ a 0.

Para componentes con pretensado parcial en flexión con o sin tracción, el valor de ϕ puede tomarse como:

$$\phi = 0.90 + 0.10 (PPR)$$

para lo cual:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}$$

donde :

PPR = relación de pretensado parcial

A_s = área de armadura de refuerzo

A_{ps} = área de armadura de pretensar

f_y, f_{py} = esfuerzo de fluencia de barras de refuerzo y acero de pretensar respectivamente

2.9.1.3.5 Selección de Modificadores de Carga

2.9.1.3.5.1 Ductilidad (Art. 2.3.2.2)

2.9.1.3.5.2 Redundancia (Art. 2.3.2.3)

2.9.1.3.5.3 Importancia Operacional (Art. 2.3.3.4)

2.9.1.3.6 Selección de Combinaciones de Carga Aplicables y Factores de Carga Especificado en (Art.2.4.5.3)

2.9.1.3.7 Cálculo de Efectos de Cargas Vivas de Vehículos

2.9.1.3.7.1 Selección de Cargas Vivas (Art. 2.4.3.2) y Número de Vías (Art. 2.4.3.2.1)

2.9.1.3.7.2 Presencia Múltiple (Art. 2.4.3.2.1)

2.9.1.3.7.3 Efectos Dinámicos (Art 2.4.3.3)

2.9.1.3.7.4 Factores de Distribución para Momentos (Art. 2.6.4.2.2.2)

- a. Vigas interiores con Tableros de Concreto
- b. Vigas exteriores
- c. Vigas esviadas

2.9.1.3.7.5 Factores de Distribución para Corte (Art. 2.6.4.2.2.3)

- a. Vigas interiores
- b. Vigas exteriores
- c. Vigas Esviadas

2.9.1.3.8 Cálculo de los Efectos de Otras Cargas (Art. 2.4.5.3)**2.9.1.3.9 Investigación de Estados Límites de Servicio****2.9.1.3.9.1. Evaluación de Pérdidas en Elementos Pretensados**

En lugar de análisis más detallados, las pérdidas de pretensado en miembros construidos y pretensados en un solo estado pueden ser tomados como:

- En miembros pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

- En miembros postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

donde :

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida debido a fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdidas debido a los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdidas debido a acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdidas debido a encogimiento (MPa)

Δf_{pCR} = pérdidas debido a creep del concreto (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida debido a la relajación del acero (MPa).

2.9.1.3.9.2 Limitaciones de Esfuerzos para Tendones de Pretensar

Los esfuerzos de los tendones debido a pretensado o en estado límite de servicio no excederá los valores de:

- Como se especifica en la tabla 2.5.4.2.4.1-1, o
- Lo recomendado por el fabricante de los tendones o anclajes.

Los esfuerzos de tendón en los estados límite de evento extremo y resistencia no excederán la resistencia límite a tensión especificada en tabla 2.5.4.2.4.1-1.

2.9.1.3.9.3 Limitaciones de Esfuerzos para el Concreto**2.9.1.3.9.3.1 Antes de las Pérdidas****2.9.1.3.9.3.1.1 Esfuerzos a Compresión**

Los límites siguientes serán aplicados:

- Componentes pretensados $0.60 f'c$ (MPa)
- Componentes post-tensados $0.55 f'c$ (MPa)

2.9.1.3.9.3.1.2 Esfuerzos de tensión excepto en Puentes construidos segmentalmente.

Los límites siguientes serán aplicados:

- | | |
|---|--|
| • En zonas de tensión precomprimidos sin refuerzo adherido | N/A |
| • En otras zonas que no sean zonas de tensión precomprimidos y sin refuerzo auxiliar adherido. | $0.25\sqrt{f'c} \leq 1.38(\text{MPa})$ |
| • En áreas con refuerzo vinculado el cual es suficiente para resistir el 120% de la fuerza de tensión en el concreto fisurado calculado sobre las bases de una sección no fisurada. | $0.58\sqrt{f'c}(\text{MPa})$ |
| • Para esfuerzos manejables en pilares preesforzados. | $0.415\sqrt{f'c}(\text{MPa})$ |

2.9.1.3.9.3.1.3 Esfuerzos de tensión en Puentes construidos secuencialmente**2.9.1.3.9.3.1.3.a Esfuerzos longitudinales a través de las uniones en la zona de tensión previamente comprimida.**

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|--|---|
| • Uniones tipo A con refuerzo auxiliar con adherencia mínimo a través de las uniones, el cual es suficiente para soportar la fuerza de tensión calculados a un esfuerzo de $0.5 f_y$ con tendones internos | $0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
tensión máxima |
| • Uniones tipo A sin refuerzo auxiliar con adherencia mínimo a través de las uniones con tendones internos | Sin tensión |
| • Uniones tipo B con tendones externos | 1.38 (MPa) mínima compresión. |

2.9.1.3.9.3.1.3.b Esfuerzos transversales a través de las uniones

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|--------------------------------|---|
| • para cualquier tipo de unión | $0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
máxima tensión |
|--------------------------------|---|

2.9.1.3.9.3.1.3.c Esfuerzos en otras áreas sin refuerzo no pretensado con adherencia.

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|--|-------------------------|
| • Esfuerzos de tensión no serán permitidos en áreas sin refuerzo con adherencia | |
| • Si el refuerzo con adherencia es tal que es suficiente para soportar la fuerza de tensión calculada en el concreto obtenido de suponer una sección no fisurada a un esfuerzo de $0.5 f_{sy}$ | $0.50\sqrt{f'_c}$ (MPa) |

2.9.1.3.9.3.2 Después de las pérdidas

2.9.1.3.9.3.2.1 Esfuerzos a Compresión

La compresión será investigada usando la combinación de carga I en el Estado Límite especificado en tabla 2.4.5.3-1 y será permitido:

2.9.1.3.9.3.2.2 Esfuerzos de Tensión

Para la contribución de las cargas en servicio, el cual involucra cargas de tráfico, esfuerzos de tensión en miembros con tendones pretensados con adherencia deberían investigarse la Combinación III de Carga en Servicio.

Para tensión en la zona tensada previamente comprimida asumiendo secciones no fisuradas en puentes que no son construidos en dovelas.

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|--|-------------------------|
| • Para componentes con tendones pretensados con adherencia que no sean pilares | $0.50\sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| • Para componentes sujetos a condiciones de corrosión severa | $0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| • Para componentes con tendones pretensados sin adherencia | Sin tensión |

Esfuerzos longitudinales en la zona de tensión previamente comprimida de Puentes construidos en dovelas.

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|--|-------------------------------|
| • Uniones tipo A con refuerzo auxiliar adherido a través de las juntas, el cual es suficiente para soportar la fuerza de tensión longitudinal calculada a un esfuerzo de 0.5 fy, tendones internos | 0.25√f'c(MPa) |
| • Uniones tipo A sin refuerzo auxiliar mínimo con adherencia a través de las juntas | Sin tensión |
| • Uniones tipo B, tendones externos | 1.38 MPa
compresión mínima |

Para tensión transversal en zonas de tensión previamente comprimida.

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|---|---------------|
| • Tensión en la dirección transversal en zonas de tensión precomprimida | 0.25√f'c(MPa) |
|---|---------------|

Tensión en otras área sin refuerzo con adherencia.

Los siguientes límites serán aplicados:

- | | |
|--|---------------|
| • Uniones tipo A sin refuerzo auxiliar mínimo con adherencia | Sin tensión |
| • Cuando el refuerzo sin adherencia es tal que es suficiente para soportar la fuerza de tensión en el concreto calculado sobre la suposición de que la sección no está fisurada a un esfuerzo de 0.5 fsy | 0.50√f'c(MPa) |

2.9.1.3.9.4 Investigación de Durabilidad

Las estructuras de concreto serán diseñadas para dar protección al acero de refuerzo y al acero de pretensar contra la corrosión, durante la vida de la estructura.

Requerimientos especiales los cuales son necesarios para la durabilidad deberán indicarse en el documento de contrato. Deberán identificarse las partes de las estructuras donde:

- Aire incorporado es requerido
- Refuerzo galvanizado o cubierta epóxica es requerido
- Aditivos especiales para concreto son requeridos
- El concreto será expuesto a sus sales de agua o sulfatos de suelos o agua y
- Un procedimiento de curado especial es requerido

2.9.1.3.9.5 Control de Agrietamiento

Especificado en (Art. 2.9.1.3.2.2.e.2.1)

2.9.1.3.9.6 Investigación de Fatiga, si es aplicable

La fatiga no necesita ser investigada para losas de tableros de concreto cuando se trata de vigas múltiples.

En regiones de esfuerzos de compresión debido a preesfuerzos y cargas permanentes, la fatiga será considerada solamente si este esfuerzo de compresión es menor que dos veces la tensión máxima de esfuerzos de carga viva resultado de la combinación de carga de fatiga como se especifica en tabla 1 correspondientes al Art. 2.4.5.3

Donde las consideraciones de fatiga son requeridas, el rango de esfuerzos será determinado usando la combinación de carga de fatiga como se especifica en la tabla 1 mencionada.

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga estarán basadas en secciones fisuradas donde la suma de esfuerzos debido a preesfuerzos y cargas permanentes no factoradas y 1.5 veces la carga de fatiga esta en tensión y excede 0.25 fc'.

2.9.1.3.9.7 Cálculo de Deflexión y Contraflecha

2.9.1.3.9.7.1 Criterios para Deflexión

Los criterios que a continuación se listan serán considerados opcionales en caso de tableros. Or-

totrópicos. Las disposiciones para tableros ortotrópicos serán consideradas como mandatorias.

Al aplicar estos criterios la carga vehicular incluirá la carga dinámica permisible.

Los siguientes principios pueden aplicarse para controlar las deflexiones:

- Cuando se investigue la deflexión máxima absoluta, todos los carriles de diseño deberán ser cargados, y supone que todos las componentes de apoyo deflectarán igualmente.
- Para el diseño compuesto, el diseño de la sección transversal debería incluir el ancho total de la calzada y las partes estructuralmente continuas de las barandas, veredas y barreas.
- Cuando se investiguen los desplazamientos relativos máximos, el número y posición de carriles cargados deberían ser seleccionados para dar los peores efectos diferenciales.
- La posición de carga viva de la combinación I de carga en servicio: tabla 1 (Art. 2.4.5.3).
- La carga viva será tomada tal como se especifica en este reglamento.
- Las disposiciones de cómo aplicar las cargas, deberán ser aplicadas.
- Para puentes esviados, una sección transversal derecha puede ser usada, para puentes curvos esviados y para puentes curvos una sección transversal radial puede ser usado.

En ausencia de otros criterios, los siguientes límites de deflexión pueden ser considerados para construcciones en concreto, acero y aluminio:

- Carga vehicular, en general L/800
- Cargas vehiculares y/o peatonales L/1000
- Cargas vehiculares sobre estructura en voladizo L/300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre estructura en voladizo. L/375

Para vigas de acero de forma I, (Art. 2.9.2)

Para vigas de madera,(Art. 2.9.3.)

Si se aplican los criterios mencionados, el diseñador deberá escoger el mayor de:

- El resultado de considerar el camión de diseño sólo o
- El resultado de considerar el 25% del camión de diseño junto con la sobrecarga equivalente de diseño.

2.9.1.3.10 Investigación de Estados Límites de Resistencia

2.9.1.3.10.1 Flexión

2.9.1.3.10.1.a Esfuerzos en el Acero de Pretensar - tendones con adherencia

Para estructuras de sección rectangular o con alas sujeto a flexión alrededor de un eje donde la distribución de esfuerzos es aproximada, y para el cual f_{pe} es no menor que $0.5 f_{pu}$, el esfuerzo promedio en el acero de pretensar f_{ps} puede ser tomado como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \dots\dots\dots(1)$$

para el cual:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \dots\dots\dots(2)$$

Para sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \dots\dots\dots(3)$$

para sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \dots\dots\dots(4)$$

donde:

- A_{ps} = área de acero pretensado (mm^2).
 f_{pu} = resistencia a tensión de acero pretensado (MPa)
 f_{py} = resistencia a la fluencia del acero pretensado (MPa)
 A_s = área del refuerzo del acero dulce a tensión (mm^2).
 A'_s = área del refuerzo a compresión (mm^2)
 f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en tensión (MPa)
 f'_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en compresión (MPa)
 b = ancho del ala en compresión (mm)
 b_w = ancho del alma (mm).
 h_f = profundidad del ala en compresión (mm)
 d_p = distancia de la fibra extrema en compresión al centro de los tendones pretensados (mm)
 c = distancia entre el eje neutro y la cara en compresión (mm)
 β_1 = factor del bloque de esfuerzos

El nivel de esfuerzo en el refuerzo a compresión será investigado y si el refuerzo en compresión no ha fluido, el esfuerzo real será usado en la Ecuación 3 en lugar de f'_y

Distribución rectangular de esfuerzos

La relación natural entre esfuerzos de concreto y deformación puede ser considerada satisfecha por un bloque equivalente rectangular de esfuerzos del concreto a compresión de $0.85 f'_c$ sobre una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una línea derecha paralela al eje neutro a una distancia de $a = \beta_1 c$ de la fibra de compresión extrema.

La distancia c será medida perpendicular al eje neutro. El factor β_1 será tomado como 0.85 para resistencias de concreto que no excedan 28 MPa (280 kgf/cm^2).

Para concretos que excedan 28 MPa (280 kgf/cm^2), β_1 será reducido en una proporción de 0.05 por cada 7 MPa (70 kgf/cm^2) de resistencia. β_1 no será tomado menor que 0.65.

2.9.1.3.10.1.b Esfuerzos en el acero de pretensar - tendones sin adherencia

Para secciones rectangulares o con alas sujetas a flexión biaxial con carga axial, donde el esfuerzo tiene una distribución rectangular aproximada, el promedio de esfuerzos en el acero de pretensar sin adherencia puede ser tomado como:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_p \epsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1.0 \right) \frac{L_1}{L_2} < 0.94 f_{py} \dots \dots \dots (1)$$

Para sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w} \dots \dots \dots (2)$$

para sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} \dots \dots \dots (3)$$

donde:

- ϵ_{cu} = deformación última del concreto en compresión, en ausencia de datos más precisos, esto puede ser tomado como 0.003 m (mm/mm).
 d_p = distancia desde la fibra en compresión al centro de los tendones pretensados (mm).
 f_{pe} = esfuerzo efectivo en el acero de pretensar en una sección bajo consideración, después de todas las pérdidas (MPa).
 L_1 = longitud de tramo cargado o tramos afectados por el mismo tendón (mm).
 L_2 = longitud total de tendones entre anclajes (mm).
 Ω_u = $3.0 / (L/d_p)$ para carga uniforme o cargas a los tercios, para el cual el término L/d_p es

adimensional.

- Ω_u = 1.5 (L/d_p) para cargas cerca a la mitad del tramo, para el cual el término L/d_p
 L = longitud del tramo en mm
 c = distancia entre el eje neutro y la cara en compresión (mm).
 E_p = módulo de elasticidad de tendones pretensados (MPa)

El nivel de esfuerzos en el refuerzo a compresión será investigado, y si el refuerzo a compresión no ha fluido, el esfuerzo real será usado en la ecuación 3 en lugar de f'_y .

2.9.1.3.10.1.c Resistencia a flexión factorada.

La resistencia factorada M_r , será tomada como:

$$M_r = \phi M_n$$

donde :

M_n = resistencia Nominal (N-mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en (Art. 2.9.1.3.4)

2.9.1.3.10.1.c.1 Secciones con Ala

Las secciones con Ala sujeta a flexión alrededor de un eje, y para flexión biaxial con carga axial, donde la distribución aproximada de esfuerzos es usada y los tendones tienen adherencia y donde la profundidad del ala en compresión es menor que en (c), la resistencia a flexión nominal puede ser tomado como:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \dots (1)$$

donde:

A_{ps} = área de acero pretensado (mm^2)

f_{ps} = esfuerzo promedio del acero pretensado a la resistencia a flexión nominal

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de tendones pretensado (mm).

A_s = área de refuerzo de tensión no pretensada

f_y = resistencia a la fluencia de las barras del refuerzo (MPa)

d_s = distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de refuerzo en tensión no pretensado (mm).

A'_s = área de refuerzo en compresión (mm^2).

f'_y = resistencia de fluencia del refuerzo en compresión (MPa)

d'_s = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en compresión (mm).

f'_c = resistencia a compresión del concreto en 28 días, a menos que otra edad sea especificada (MPa)

b = ancho de la cara en compresión del miembro (mm).

b_w = ancho del alma o diámetro de una sección circular (mm)

β_1 = factor del bloque de esfuerzos

h_f = profundidad del ala en compresión de un miembro I o T (mm).

a = $c\beta_1$, profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (mm)

2.9.1.3.10.1.c.2 Secciones Rectangulares

Para secciones rectangulares sujetas a flexión alrededor de un eje y para flexión biaxial con carga axial, donde la distribución aproximado en esfuerzos es usada y donde la profundidad del ala en compresión es no menor que c como se determinó en la ecuación (a.3), la resistencia a flexión nominal M_n puede ser determinada usando las ecuaciones de (a.1) a (c.1) en el cual b_w será tomado como b .

2.9.1.3.10.1.c.3 Otras secciones

Para secciones transversales que no sean rectangulares ni que tengan ala, con eje vertical de simetría o para secciones sujetas a flexión biaxial sin carga axial, la resistencia nominal a flexión,

M_n será determinada por análisis.

2.9.1.3.10.1.d Límites para el Refuerzo.

2.9.1.3.10.1.d.1 Refuerzo Máximo

La cantidad máxima de refuerzo de pretensado y refuerzo no pretensado será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \dots \dots \dots (1)$$

para el cual:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \dots \dots \dots (2)$$

donde:

c = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)

d_e = la profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión (mm).

Si la ecuación (1) no es satisfecha, la sección será considerada sobre reforzada. Secciones sobre reforzadas pueden ser usadas en miembros parcialmente pretensados y postensados, solamente si es demostrado analíticamente o experimentalmente que la estructura puede lograr suficiente ductilidad.

Secciones de concreto sobre reforzadas no serán permitidas.

Las componentes serán consideradas de concreto reforzados si la relación parcial de pretensado PPR es menor que 50%:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}$$

donde:

PPR = relación parcial de pretensado

A_s = área de refuerzo de tensión no pretensada (mm²).

A_{ps} = área de acero pretensado (mm²)

f_y = resistencia de fluencia en barras de refuerzo (MPa)

f_{py} = resistencia de fluencia de acero pretensado (MPa)

2.9.1.3.10.1.d.2 Refuerzo mínimo

A menos que otra cosa sea especificada, en cualquier sección de una componente a flexión, la cantidad de refuerzo de pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorado, M_r al menos 1.2 veces la resistencia de rotura determinada en base a una distribución de esfuerzos elásticos y el módulo de ruptura f_r del concreto.

Para componentes que contienen acero no pretensado, las provisiones de refuerzo mínimo, pueden ser satisfechas si:

$$\rho_{min} \geq 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

donde :

ρ_{min} = relación de acero en tensión al área bruta de la sección

f'_c = resistencia del concreto (MPa)

f_y = resistencia a la fluencia del acero (MPa)

2.9.1.3.10.2 Corte (sin Momentos Torsionales)**2.9.1.3.10.2.a Requisitos Generales**

La resistencia torsional factorada, T_r , será tomada como:

$$T_r = \phi T_n$$

donde :

T_n = resistencia nominal torsional (N-mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en (Art.2.9.1.3.4).

La resistencia al corte factorada, V_r , será tomada como:

$$V_r = \phi V_n$$

V_n = resistencia nominal al corte (N)

ϕ = factor de resistencia especificado en (Art. 2.9.1.3.4).

Para concreto de densidad normal, los efectos torsionales serán investigados donde:

$$T_u > 0.25 \phi T_{cr}$$

para el cual:

$$T_{cr} = 0.328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.328 \sqrt{f'_c}}}$$

donde:

T_u = momento torsional factorada (N-mm)

T_{cr} = momento torsional en rotura (N-mm)

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto (mm²)

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de concreto (mm).

f_{pc} = esfuerzos de compresión en el concreto después de que las pérdidas de pretensado han ocurrido en el centroide de la sección transversal resistiendo cargas transitorias o en la unión del alma y ala permaneciendo el centroide en el ala (MPa).

ϕ = factor de resistencia especificado (Art 2.9.1.3.4).

2.9.1.3.10.2.b Modelo de Diseño por secciones

El modelo de diseño por secciones puede ser usado para el diseño por corte siempre y cuando sea razonable suponer que las secciones permanecen planas después de ser cargadas.

En lugar de los métodos que se especifican, la resistencia de miembros en corte o en corte combinado con torsión puede ser determinado satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y usando relaciones esfuerzo-deformación experimentales, verificado para el refuerzo y el concreto fisurado diagonalmente.

2.9.1.3.10.2.b.1 Resistencia Nominal al Corte

La resistencia nominal al Corte V_n , será calculada como la menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

para el cual:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{s}$$

donde :

- b_v = ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v efectiva de corte
- s = espaciamiento entre estribos
- β = factor que indica la habilidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir tensión.
- θ = ángulo de inclinación de los esfuerzos compresivos diagonales ($^\circ$).
- α = ángulo de inclinación del refuerzo transversal con respecto al eje longitudinal ($^\circ$).
- A_v = área de refuerzo por corte dentro de una distancia s (mm^2).
- V_p = componente en la dirección del corte aplicado de la fuerza pretensada efectiva positiva si resiste el corte aplicado. (N).

2.9.1.3.10.2.b.2 Determinación de β y θ

2.9.1.3.10.2.b.2.1 Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

Para secciones de concreto no pretensado y no sujetas a tensión axial y conteniendo al menos la cantidad mínima de refuerzo transversal como se especifica líneas abajo o aquellas que tienen una altura total menor a 400 mm.

Los siguientes valores pueden ser usado:

$$\begin{aligned}\beta &= 2.0 \\ \theta &= 45^\circ\end{aligned}$$

2.9.1.3.10.2.b.2.2 Procedimiento general

Para secciones que contienen refuerzo transversal los valores de β y θ serán como los especificados en la figura 2.2.2.2 y tabla 2.2.2.2 usando esas tablas o figuras se tiene que:

- El esfuerzo de corte sobre el concreto será determinado como:

$$V = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \dots \dots \dots (1)$$

- La deformación en el refuerzo sobre el lado de tensión a flexión del miembro será determinada como:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \dots \dots \dots (2)$$

Si el valor de ϵ_x calculado de la ecuación (2) es negativo, su valor absoluto será reducido multiplicando por el factor F_E tomado como:

$$F_E = \frac{E_s A_s + E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

donde:

- ϕ = factor de resistencia por corte
- A_c = área del concreto sobre el lado de tensión a flexión del miembro como se muestra en la figura 2.2.2.3 (mm^2).
- A_{ps} = área de acero pretensado sobre el lado de tensión a flexión del miembro mostrado en la figura 2.2.2.3, reducido por cualquier falta del desarrollo total en la sección bajo inversión (mm^2).
- N_u = fuerza axial factorada tomada como positiva si es de compresión (N).

- V_u = fuerza de corte factorada (N).
- A_s = área de acero no pretensado sobre el lado de tensión a flexión del miembro, como se muestra en la figura 2.2.2.3 reducido por cualquier falta del desarrollo en la sección bajo investigación (mm^2).
- M_u = momento factorado (N - mm).
- f_{Po} = esfuerzo en el acero pretensado cuando el esfuerzo alrededor del concreto es 0.0 (MPa).

El lado de tensión a flexión de los miembros deberá ser tomado como la mitad de la altura que contiene la zona de tensión a flexión como se ilustra en la figura 2.2.2.3.

El parámetro de espaciamiento entre fisuras s_x , usado en la figura 2.2.2.2 y Tabla 2.2.2.2 será tomado como el menor de d_v o la máxima distancia entre las capas de refuerzo que controlan las grietas longitudinales como se muestra en la figura 2.2.2.1. El área del refuerzo en cada capa no será menor que $0.003 b_w s_x$.

2.9.1.3.10.2.b.3 Refuerzo Longitudinal

Para secciones que no están sujetas a torsión, el refuerzo longitudinal será proporcionado, de tal forma que la ecuación 1 sea satisfecha:

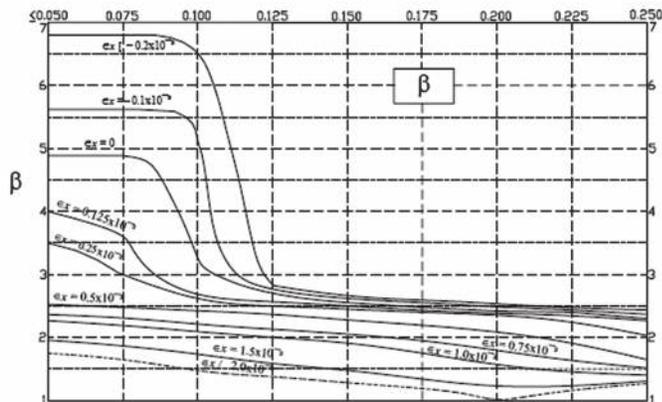
$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left[\frac{M_u}{d_v \phi} + 0.5 \frac{N_u}{\phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5 V_s - V_p \right) \cot \theta \right] \dots \dots \dots (1)$$

donde:

- A_{ps} = Area del acero pretensado sobre el lado de tensión a flexión del miembro, como se muestra en la figura 2.2.2.3 reducido por cualquier falta del total desarrollado en la sección bajo investigación (mm^2).
- ϕ = Factores de resistencia tomados de (Art.2.9.1.3.4)

Si la fuerza de reacción o la carga en la ubicación de momento máximo introduce compresión directa dentro de la cara en compresión a flexión, el área del refuerzo longitudinal sobre el lado de tensión a flexión del miembro no necesita exceder el área requerida para resistir el máximo momento actuando sólo.

El refuerzo longitudinal sobre el lado de tensión a flexión del miembro resistirá una fuerza tenso-ra de $(V_u / \phi - 0.5 V_s - V_p) \cot \theta$ en el borde interior del área de soporte en los apoyos extremos simples.



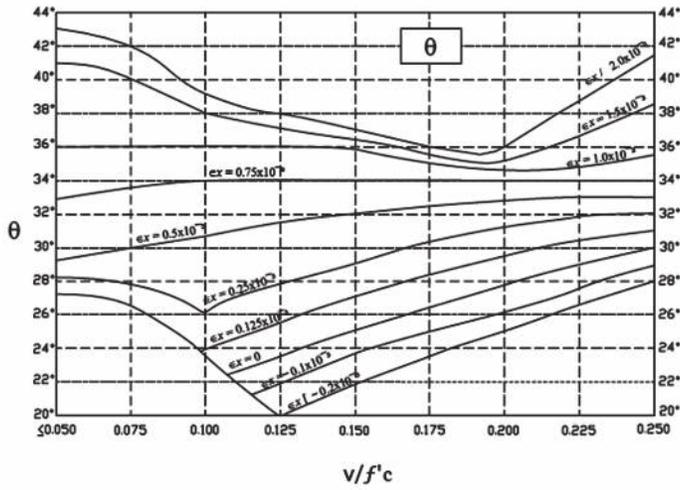


Figura 2.2.2.1 Valores de $\beta\theta$ para secciones con refuerzo transversal

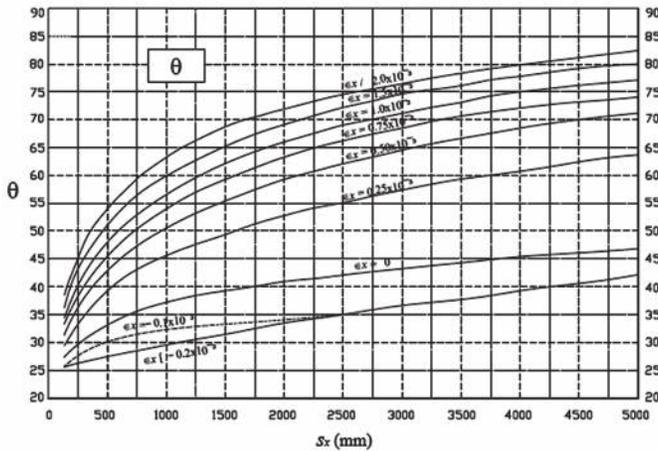
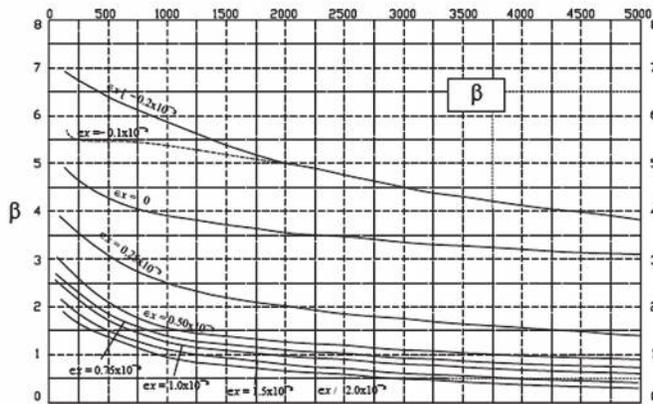


Figura 2.2.2.2 Valores de θ y β para secciones sin refuerzo transversal

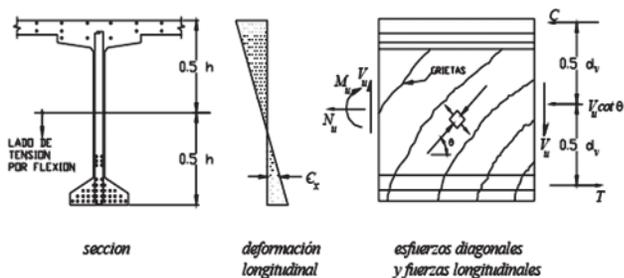


Figura 2.2.2.3 Ilustración de A_c

$\frac{I'}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$										
	-0.2	-0.15	-0.1	0	0.125	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2
≤ 0.05	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	28.5	29.0	33.0	36.0	41.0	43.0
	6.78	6.17	5.63	4.88	3.99	3.49	2.51	2.37	2.23	1.95	1.72
0.075	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.5	30.0	33.5	36.0	40.0	42.0
	6.78	6.17	5.63	4.88	3.65	3.01	2.47	2.33	2.16	1.90	1.65
0.1	23.5	23.5	23.5	23.5	24.0	26.5	30.5	34.0	36.0	38.0	39.0
	6.50	5.87	5.31	3.26	2.61	2.54	2.41	2.28	2.09	1.72	1.45
0.125	20.0	21.0	22.0	23.5	26.0	28.0	31.5	34.0	36.0	37.0	38.0
	2.71	2.71	2.71	2.60	2.57	2.50	2.37	2.18	2.01	1.60	1.35
0.15	22.0	22.5	23.5	25.0	27.0	29.0	32.0	34.0	36.0	36.5	37.0
	2.66	2.61	2.61	2.55	2.50	2.45	2.28	2.06	1.93	1.50	1.24
0.175	23.5	24.0	25.0	26.5	28.0	30.0	32.5	34.0	35.0	35.5	36.0
	2.59	2.58	2.54	2.50	2.41	2.39	2.20	1.95	1.74	1.35	1.11
0.2	25.0	25.5	26.5	27.5	29.0	31.0	33.0	34.0	34.5	35.0	36.0
	2.55	2.49	2.48	2.45	2.37	2.33	2.10	1.82	1.58	1.21	1.00
0.225	26.5	27.0	27.5	29.0	30.5	32.0	33.0	34.0	34.5	36.5	39.0
	2.45	2.38	2.43	2.37	2.33	2.27	1.92	1.67	1.43	1.18	1.14
0.25	28.0	28.5	29.0	30.0	31.0	32.0	33.0	34.0	35.5	38.5	41.5
	2.36	2.32	2.36	2.30	2.28	2.01	1.64	1.52	1.40	1.30	1.25

Tabla 2.2.2.1 Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal

S_x	$\epsilon_x \times 1000$									
	-0.2	-0.1	0	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	
\leq	26.0	26.0	27.0	29.0	31.0	33.0	34.0	36.0	38.0	
130	6.90	5.70	4.94	3.78	3.19	2.82	2.56	2.19	1.93	
250	27.0	28.0	30.0	34.0	37.0	39.0	40.0	43.0	45.0	
	6.77	5.53	4.65	3.45	2.83	2.46	2.19	1.87	1.65	
380	27.0	30.0	32.0	37.0	40.0	43.0	45.0	48.0	50.0	
	6.57	5.42	4.47	3.21	2.59	2.23	1.98	1.65	1.45	
630	28.0	31.0	35.0	41.0	45.0	48.0	51.0	54.0	57.0	
	6.24	5.36	4.19	2.85	2.26	1.92	1.69	1.40	1.18	
1270	31.0	33.0	38.0	48.0	53.0	57.0	59.0	63.0	66.0	
	5.62	5.24	3.83	2.39	1.82	1.50	1.27	1.00	0.83	
2500	35.0	35.0	42.0	55.0	62.0	66.0	69.0	72.0	75.0	
	4.78	4.78	3.47	1.88	1.35	1.06	0.87	0.65	0.52	
5000	42.0	42.0	47.0	64.0	71.0	74.0	77.0	80.0	82.0	
	3.83	3.83	3.11	1.39	0.90	0.66	0.53	0.37	0.28	

Tabla 2.2.2.2 Valores de θ y β para secciones sin refuerzo transversal

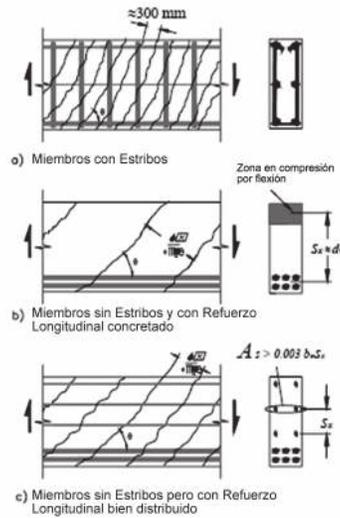


Figura 2.2.2.4 Guía para seleccionar S_x

2.9.1.3.10.2.b.4 Refuerzo Transversal

Excepto en losas, cimentaciones y alcantarillas, el refuerzo transversal será necesario donde:

- $V_u > 0.5 \phi (V_c + V_p)$
- o donde se requiera consideraciones de torsión.

donde:

V_u = fuerza de corte factorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del concreto (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (N)

ϕ = factor de resistencia especificado en (Art. 2.9.1.3.4)

2.9.1.3.10.2.b.4.1 Mínimo refuerzo transversal

Donde el refuerzo transversal es requerido, el área de acero no será menor que:

$$A_v = 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

donde :

A_v = área del refuerzo transversal dentro de la distancia s (mm²).

b_v = ancho del alma ajustado por la presencia de ductos como se especifica más abajo.

s = espacio entre el refuerzo transversal (mm)

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo transversal (MPa)

2.9.1.3.10.2.b.4.2 Tipos de refuerzo transversal

El refuerzo transversal puede consistir de:

- Estribos que forman un ángulo no menor que 45° con el refuerzo en tensión longitudinal.
- Mallas soldadas con alambres colocados perpendicularmente al eje del miembro, siempre que se certifique que alambres transversales sufran una elongación mínima de 4% medido sobre una longitud de referencia de al menos 100 mm incluyendo al menos un cruce de alambre, o
- Tendones pretensados anclados, detallados y contruidos para minimizar pérdidas de asentamientos y pérdidas que dependen del tiempo, los cuales hacen un ángulo no menor de 45° con el refuerzo longitudinal a tensión.

El refuerzo por tensión consistirá tanto del refuerzo transversal como longitudinal. El refuerzo transversal consistirá de estribos cerrados perpendiculares al eje transversal del miembro.

2.9.1.3.10.2.b.4.3 Espaciamiento máximo de Refuerzo Transversal

El espaciamiento del refuerzo transversal no excederá lo siguiente:

- Si $V_u < 0.1 f'_c b_v d_v$ entonces: $s \leq 0.8 d_v \leq 600$ mm
- Si $V_u \geq 0.1 f'_c b_v d_v$ entonces: $s \leq 0.4 d_v \leq 300$ mm

donde :

- b_v = ancho efectivo del alma tomado como el ancho mínimo del alma dentro de la altura d_v , modificado por la presencia de ductos donde sea aplicado.
- d_v = profundidad efectiva de corte tomado como la distancia, medida perpendicularmente al eje neutro, entre los resultados de las fuerzas de compresión y tensión debido a flexión pero esto no necesita ser tomado menos que el mayor de $0.9d_v$ ó $0.72h$.
- s = espaciamiento de refuerzo transversal (mm)

Para el cálculo de b_v , a un nivel particular, los diámetros de ductos sin lechado o la mitad de los diámetros de ductos con lechada a ese nivel, será substraído del ancho del alma.

2.9.1.3.10.2.b.5 Corte Horizontal

La zona de interacción de corte será considerada a través de un plano dado en los siguientes casos:

- una fisura potencial o existente
- la interacción entre materiales diferentes o
- la interacción entre dos vaceadas de concreto en diferentes tiempos.

La resistencia nominal a corte del plano de interacción será tomada como:

$$V_n = cA_{cv} + \mu [A_{vf}f_y + P_c] \quad (1)$$

La resistencia nominal a corte usado en el diseño no excederá:

$$V_n \leq 0.2 f'_c A_{cv} \quad \text{ó} \quad (2)$$

$$V_n \leq 5.5 A_{cv} \quad (3)$$

donde :

- V_n = resistencia nominal a corte (N)
- A_{cv} = área de concreto comprometida en la transferencia del corte (mm^2).
- A_{vf} = área de refuerzo al corte cruzando el plano de corte (mm^2).
- f_y = resistencia a la fluencia (MPa)
- c = factor de cohesión (MPa) (AASHTO 5.8.4.2)
- μ = factor de fricción (AASHTO 5.8.4.2)
- P_c = fuerza normal a compresión de la red permanente normal al plano de corte, si la fuerza es de tensión $P_c = 0.0$ (N).
- f'_c = resistencia a compresión especificada a los 28 días

El refuerzo de corte para la zona de interacción entre vigas y losas de concreto puede consistir de barras simples, múltiples estribos o cables fabricados soldados verticales. El área de la sección transversal, A_{vf} , del refuerzo no debería ser menor que el requerido por la ecuación 1 ó:

$$A_{vf} \geq 0.35b_v \frac{s}{f_y}$$

donde :

- b_v = ancho de la interface, pero no más grande que 900 mm
- s = espaciamiento entre filas de estribos.

Para vigas, el espaciamiento longitudinal de las filas de las barras de refuerzo no excederán 600 mm. Si el ancho de la superficie de contacto excede 900 mm. un mínimo de 4 barras debería ser usado por cada fila; y consideraciones deberían ser dadas para ubicar una barra en cada porción ubicada fuera del ala.

Las fuerzas netas de tensión a través del plano de corte, será resistido por refuerzo adicional al requerido por el corte. Refuerzo de fricción por corte en forma de ganchos, soldadura o longitud de adherencia serán anclados para desarrollar la resistencia de fluencia especificada sobre ambos lados del plano de corte. Las barras serán ancladas en la viga y la losa.

2.9.1.3.11 Revisión de detalles.

2.9.1.3.11.1 Requisitos de Recubrimiento.

El recubrimiento del acero de refuerzo y acero de pretensar no será menor que lo especificado en la tabla (2.9.1.3.11.1-1) y modificado para la relación agua/cemento a menos que sea especificada otra cosa.

Los recubrimientos de concreto y las tolerancias podrán ser mostrados en los documentos de concreto.

Los recubrimientos para torones pretensados, anclajes y conexiones mecánicas serán los mismos que para los aceros de refuerzo los recubrimientos de los ductos de metal para tendones postensados no deberán ser menores que:

- Lo especificado para el acero de refuerzo principal.
- La mitad del diámetro del ducto
- Los especificados en la tabla 2.9.1.3.11.1-1

Para losas expuestas al golpe de neumáticos, un recubrimiento adicional será usado para compensar la pérdida en profundidad debido a la abrasión.

Los factores de modificación para la relación agua cemento (a/c) serán como sigue:

Para $a/c \leq 040$ 0.8

Para $a/c \geq 050$ 1.2

El recubrimiento mínimo de las barras principales incluyendo a las barras protegidas con capa epóxica será 25 mm.

El recubrimiento de estribo podría ser 12 mm. menor que los valores especificados en la tabla 2.9.1.3.11.1-1 para barras principales pero no menores que 25 mm.

Tabla 2.9.1.3.11.1-1 Recubrimiento para acero de refuerzo principal(mm)	
UBICACION	RECUBRIMIENTO
Exposición directa al agua salada	100
Contacto directo con el suelo	75
Zona costera	75
Expuesto a sales	60
Superficie de desgaste de calzada sujeta a la acción de cadenas para nieve	60
Exterior diferentes a los anteriores	50
Interiores diferente a lo anterior	
• Barras hasta N°45	40
• Barras entre N°45 y N°55	50
Parte inferior de losas vaciadas "in-situ"	
• Barras hasta N°35	25
• Barras entre N°45 y N°55	50
Paneles de prefabricado	20
Pilas prefabricadas	
• Ambiente no corrosivo	50
• Ambiente corrosivo	75
Pilotes pretensados prefabricados	50

Pilas vaceados "in-situ"	
• Ambiente no corrosivo	50
• Ambiente corrosivo	
1. General	75
2. Protegido	75
• Cáscaras	50
• Construcción de concreto tipo Slurry	75

2.9.1.3.11.2 Longitud de desarrollo y empalmes - Acero de refuerzo

La longitud de desarrollo en miembros en flexión comenzara a partir de las secciones criticas donde los puntos son de máximo esfuerzo, en puntos donde el refuerzo adyacente termina o donde este es doblado.

Excepto en apoyos de tramos simples y en los extremos libres de volados, el refuerzo será extendido mas allá de los puntos donde se requiera resistir flexión, hasta una distancia no menor que:

- Profundidad efectiva del miembro
- 15 veces el diámetro nominal de la barra
- 1/20 de la luz del tramo

El refuerzo continuo será extendido no menos que la longitud de desarrollo, l_d , especificado más adelante. No se tendrá mas del 50% de refuerzo en cualquier sección, ni en los extremos serán colocadas barras adyacentes en la misma sección.

2.9.1.3.11.2.a Refuerzo de momento positivo

Al menos 1/3 del refuerzo de momento positivo en miembros continuos será extendido más allá del eje de apoyo. En vigas tal extensión no será menos que 150 mm.

2.9.1.3.11.2.b Refuerzo de momento negativo.

Al menos 1/3 del total de refuerzo de tensión debido a momento negativo se extenderá más allá del punto de inflexión en una cantidad no menor que:

- Profundidad efectiva del miembro
- 12 veces el diámetro de la barra
- 0.0625 veces la luz del tramo

2.9.1.3.11.2.c Uniones que resisten momentos.

El refuerzo de flexión en miembros continuos, restringidos o miembros en voladizo, o cualquier miembro de un pórtico rígido será detallado para dar continuidad de refuerzo a las intersecciones en otros miembros, así como para desarrollar el momento resistente nominal en las uniones.

En zonas sísmicas 3 y 4, las uniones serán detalladas para resistir momentos y cortes que resulten de cargas horizontales y a través de la unión.

2.9.1.3.11.2.1 Longitud de desarrollo

2.9.1.3.11.2.1.1 Barras y alambres deformados en tensión

2.9.1.3.11.2.1.1.a Longitud de desarrollo en tensión

La longitud de desarrollo en tensión, l_d , no será menor que la longitud de desarrollo en tensión básica, l_{db} , como se especifica aquí. La longitud de desarrollo en tensión no será menor que 300mm excepto para empalmes y para longitudes de desarrollo en corte. La longitud de desarrollo en tensión básica, l_{db} , en mm. Será tomada como:

- Para barras N° 35 y barras menores

$$\frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

pero no menor que

$$0.06d_b f_y$$

- Para barras N° 45 $\frac{25f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para barras N°55 $\frac{34f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para alambres deformados $\frac{0.36d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

donde:

A_b = área de barra de acero o alambre (mm^2)

f_y = resistencia de fluencia de la barra de refuerzo (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días a menos que otra sea especificada (MPa)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm)

2.9.1.3.11.2.1.1.b Factores de modificación que incrementa “ l_d ”

La longitud de desarrollo básica, l_{db} , será incrementado por los siguientes factores cuando sean aplicable:

- Para refuerzo horizontal superior, donde mas de 300 mm de concreto fresco esta colocado bajo el refuerzo 1.4
- Para barras con un recubrimiento de d_b ó menos ó con un espaciado de $2 d_b$ ó menos • Para concreto de baja densidad donde f_{ct} (MPa) esta especificado 2.0
- Para concreto de baja densidad donde f_{ct} (MPa) esta especificado $\frac{0.58\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$
- Para concreto de baja densidad donde f_{ct} no esta especificado 1.3
- Para concreto de baja densidad con arena donde f_{ct} no está especificado 1.2

2.9.1.3.11.2.1.1.c Factores de modificación que reducen “ l_d ”

La longitud de desarrollo básica, l_{db} , modificado por los factores como se especificó en el punto anterior pueden ser modificados por los siguientes factores, donde:

- El refuerzo a ser desarrollado en la longitud bajo consideraciones es espaciado lateralmente no menos que 150 mm centro a centro, con no menos de 75 mm de recubrimiento medido en la dirección del espaciamiento 0.8
- Anclaje o desarrollo para la total resistencia de fluencia del refuerzo no es requerido o cuando el refuerzo en miembros en flexión está en exceso del requerido por análisis $\frac{A_s(\text{requerido})}{A_s(\text{disponible})}$
- Refuerzo está encerrado con una espiral compuesta de barras de no menos de 6 mm de diámetro y espaciados en no más de 100 mm 0.75

2.9.1.3.11.2.1.2 Barra deformadas en compresión

2.9.1.3.11.2.1.2.1 Longitud de desarrollo en compresión

La longitud de desarrollo, l_d , para barras deformadas en compresión no será menor que el producto de la longitud de desarrollo básica, y los factores de modificación aplicables (como se especifica en el siguiente artículo) ó que 200 mm.

La longitud de desarrollo básica, l_{db} para barras deformadas en compresión no será menor que:

$$l_{db} = \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{ó}$$

$$l_{db} = 0.044d_b f_y$$

donde:

- f_y = resistencia de fluencia especificada de barras de acero (MPa)
 f'_c = resistencia a compresión de concreto especificada a los 28 días a menos que otra edad sea especificada (MPa)
 d_b = diámetro de la barra (mm).

2.9.1.3.11.2.1.2.2 Factores de modificación

La longitud de desarrollo básica, l_{db} , puede ser multiplicada por factores aplicables, donde:

- Anclaje o desarrollo de la resistencia de fluencia total del refuerzo no es requerido o donde el refuerzo esta dispuesto en exceso del requerido por el análisis $\frac{A_s(\text{requerido})}{A_s(\text{disponible})}$
- Refuerzo esta encerrado con una espiral compuesta de barra de no más de 6 mm de diametral y espaciadas en no más de 100 mm 0.75

2.9.1.3.11.2.1.2.3 Paquete de barras

La longitud de desarrollo de barras individuales dentro de un paquete, en tensión o compresión, será la misma que para barras individuales incrementadas en un 20 % para un paquete de 3 barras y por un 33% para un paquete de 4 barras.

Para determinar los factores especificados en los (Art. 2.9.1.3.11.2.1.1.a y 2.9.1.3.11.2.1.1.b), una unidad de paquete de barras será tratado como una sola barra de un diámetro determinado desde el área total equivalente.

2.9.1.3.11.2.1.2.3 Ganchos estándar en tensión

2.9.1.3.11.2.1.2.3.a Longitud de desarrollo en ganchos básicos

La longitud de desarrollo, l_{dh} , en mm, para barras deformadas en tensión terminando en un gancho standard no será menor que:

- El producto de la longitud de desarrollo l_{hb} , y el o los factores de modificación especificados en el (Art.2.9.1.3.11.2.1.2.3.b).
- 8 diámetros de barras ó
- 150 mm

La longitud de desarrollo básica, l_{hb} gancho de una barra con resistencia de fluencia f_y , que no excede a 400 MPa (4080 kgf/cm²), será tomada como:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

donde :

- d_b = diámetro de la barra (mm)
 f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto a los 28 días, a menos que otra edad sea especificada (MPa)

2.9.1.3.11.2.1.2.3.b Factores de Modificación

La longitud de desarrollo de ganchos básicos, l_{hb} , será multiplicado por el o los siguientes factores, donde sea aplicable:

- Las barras de reforzamiento tienen una resistencia a la fluencia que excede los 400 MPa $F_y/400$
- El recubrimiento para barra N° 35 y barras menores; normal al plano del gancho, es no menor que 64 mm, y para ganchos de 90° con recubrimiento no menos que 50 mm 0.7

- Recubrimiento para barra N° 35 y barras menores encerradas verticalmente o horizontalmente con ataduras o estribos los cuales están espaciados a lo largo de toda la longitud desarrollada, l_{dh} , en un espaciamiento que no exceda a $3d_b$ 0.8
- Anclaje o desarrollo de la resistencia total no es requerido o donde el refuerzo es más del requerido por el análisis $\frac{A_s(\text{requerido})}{A_s(\text{disponible})}$

2.9.1.3.11.2.1.2.3.c Requisitos de ganchos

Para barras desarrolladas por un gancho standard en extremos discontinuos de elementos con ambos lados recubiertos y el recubrimiento superior e inferior es menor que 64 mm, las barras de gancho serán encerradas con ataduras o estribos espaciados a lo largo de la longitud total de desarrollo, l_{dh} , no más grande que $3d_b$ como se muestra en la figura 1. El factor para refuerzo transversal, como se especifica en el (Art. 2.9.1.3.10.2.b.4) no será aplicado.

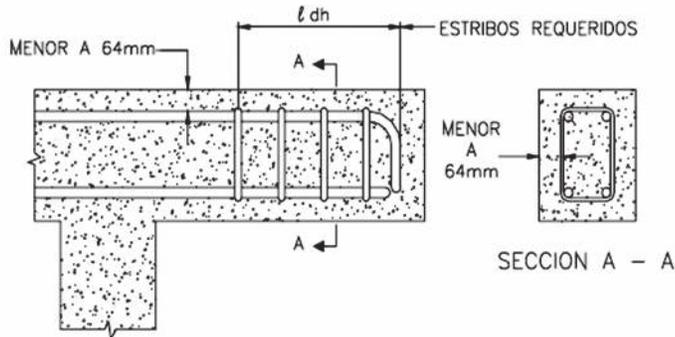


Figura 1.0 Requisitos de ganchos

2.9.1.3.11.3 Longitud de Desarrollo - Acero de pretensar

2.9.1.3.11.3.1 Unión de strands

Los strands pretensados serán unidos más allá de la sección crítica donde iniciará su longitud de desarrollo, en mm, tomado como:

$$l_d \geq (0.15 f_{ps} - 0.097 f_{pe}) d_b \quad (1)$$

donde :

d_b = diámetro nominal del ducto (mm)

f_{ps} = esfuerzo promedio del acero pretensado a la cual la resistencia nominal del miembro es requerida.

f_{pe} = esfuerzo efectivo en el acero pretensado después de las pérdidas (MPa).

2.9.1.3.11.3.2. Strands parcialmente unidos

Cuando una porción o porciones de un strands pretensado no está unido y cuando existe tensión en la zona de tensión precomprimida, la longitud de desarrollo especificada en el Art.2.9.1.3.11.3.1 será el doble.

El número de strands parcialmente unidos no deberá exceder el 25% de número total de strands.

El número de Strand unidos en cualquier fila horizontal no excederá el 40% de los strands en esa fila.

La longitud parcialmente unida de cualquier strands será tal que todos los estados límites son satisfechos, con consideraciones de la resistencia desarrollada total en cualquier sección a ser investigada.

La unión de strands, será simétricamente distribuida alrededor del centro de línea del miembro.

Las longitudes de unión de pares de strands, simétricamente colocados alrededor del centro de línea del miembro, serán iguales.

Los ductos exteriores en cada fila horizontal estarán totalmente unidos.

2.9.1.3.11.4 Empalmes

2.9.1.3.11.4.1. Detalles

Localizaciones, tipos y dimensiones de empalme espaciados, para barras de refuerzo serán mostrados en los documentos de contrato.

2.9.1.3.11.4.2 Requerimientos Generales

2.9.1.3.11.4.2.1 Empalmes en dobleces

Las longitudes de dobleces para empalmes en dobleces de barras individuales serán como se especifica en los Art. 2.9.1.3.11.3.3.1 y 2.9.1.3.11.3.5.1. Empalmes en dobleces dentro de un paquete serán como se especifica (Art. 2.9.1.3.11.2.1.2.3). Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no serán traslapados. Paquetes enteros no serán empalmados en dobleces. Para refuerzo en tensión, empalmes doblados no serán usados para barras más grandes que el N° 35.

Barras de empalmes en doblez que no están en contacto, en miembros en flexión, no serán espaciados más que 1/5 de la longitud de empalme en doblez o 150 mm.

2.9.1.3.11.4.2.2 Conexiones Mecánicas

La resistencia de una conexión mecánica no será menos que 125% de la resistencia de fluencia especificada de la barra en tensión ó compresión. El total de la barra dentro de la manga de empalme del conector después de las cargas en tensión a 207 MPa (2100 kgf/cm²) y relajado a 20 MPa (200 kgf/cm²) no excederá los siguientes desplazamientos:

- Para barras superiores en N° 45 0.25 mm
- Para barras N° 55 0.75 mm

2.9.1.3.11.4.2.3 Empalmes soldados

La soldadura para empalmes soldados estará de acuerdo a la edición actual del “código de soldadura estructural - Acero de Refuerzo” de AWS.

Las barras serán conectadas con un empalme soldado completamente. La resistencia del empalme será especificada para no ser menor que 125% de la resistencia de fluencia especificada de la barra en tensión.

Empalmes no soldados serán usados en tableros.

2.9.1.3.11.4.3 Empalmes de Refuerzo en tensión

2.9.1.3.11.4.3.1 Empalmes doblados en tensión

La longitud de dobleces para empalmes doblados en tensión no será menor que 300 mm ó una de las siguientes clases de empalme A, B ó C.

Empalme Clase A	1.0 ld
Empalme Clase B	1.3 ld
Empalme Clase C	1.7 ld

La longitud de desarrollo, l_d ; para la resistencia de fluencia especificada será tomada de acuerdo con el (Art. 2.9.1.3.11.2).

El tipo de empalme doblado requerido para barras deformadas y alambres deformados en tensión será como el especificado en la tabla 2.9.1.3.11.4.3.1 -1.

Tabla 2.9.1.3.11.4.3.1 -1 Clases de empalmes doblados en tensión			
Relación de A_s disponible / A_s requerido	Porcentaje de A_s empalmado con longitud doblada requerida		
	50	75	100
≥ 2	A	A	B
< 2	B	C	C

2.9.1.3.11.4.4 Empalmes en miembros unidos a tensión

Empalmes de refuerzo en miembros unidos a tensión serán hechos solamente con empalmes soldados completamente o conexiones mecánicas completas.

Empalmes en barras adyacentes serán espaciados en no menos que 750 mm de separación.

2.9.1.3.11.4.5. Empalmes de Barras en Compresión

2.9.1.3.11.4.5.1 Empalmes doblados en Compresión

La longitud de dobléz, l_c , para empalmes doblados en compresión no será menos que 300 mm o como sigue:

- Si $f_y \leq 400$ MPa (4080 kgf/cm²) entonces: $l_c = 0.073 m f_y d_b$ (1)
- Si $f_y > 400$ MPa (4080 kgf/cm²) entonces: $l_c = m(0.13 f_y - 24) d_b$ (2)

para el cual:

- Donde la resistencia de concreto especificado, f'_c es menor que 21MPa (210 kgf/cm²) $m = 1.33$
- Donde la unión a lo largo del empalme tiene un área efectiva no menor que 0.15% del producto del espesor de la componente de compresión y el espaciamiento de unión $m = 0.83$
- Con espirales $m = 0.75$
- En otros casos $m = 1.00$

Donde:

f_y = resistencia de fluencia específica de barras de refuerzo (MPa)
 d_b = diámetro de barras (mm)

Donde las barras de diferentes tamaño son empalmadas en compresión, la longitud de dobléz no será menor que la longitud de desarrollo de la barra mayor o la longitud de empalme de la barra menor.

2.9.1.3.11.5 Zonas de Anclaje

2.9.1.3.11.5.1 Postensionado

Los anclajes serán diseñados en los estados límites de resistencia para las fuerzas de gatas factoradas.

Para zonas de anclaje en los extremos de una componente o elemento, la dimensión transversal puede ser tomada como la profundidad y ancho de la sección, pero no más grande que la dimensión longitudinal de las componentes o miembro. La longitud a prolongarse de la zona de anclaje en la dirección del tendón no será menos que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no será tomada como más que 1 ½ veces esa dimensión. Para anclajes intermedios, la zona de anclaje deberá extenderse en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje hasta una distancia no menor que la dimensión transversal más grande de la zona de anclaje.

2.9.1.3.11.5.2 Pretensionado

2.9.1.3.11.5.2.1 Resistencia factorada

La resistencia factorada de zonas ancladas pretensionadas dada por el refuerzo transversal en los extremos de vigas pretensionadas será tomada como:

$$P_r = \phi f_y A_s$$

donde:

- f_y = resistencia a la fluencia del acero, que no excede a 400 MPa (4080 kgf/cm²)
 A_s = área total de refuerzo transversal colocado dentro de la distancia $d/4$ desde el extremo de la viga mm².
 D = profundidad de la viga prefabricada (mm)
 ϕ = factor de resistencia por tensión en el acero.

2.9.1.3.11.5.2.2 Refuerzo de confinamiento

Para la distancia de $1.5d$ desde el extremo de las vigas, excepto en vigas cajón, el refuerzo será colocado para confinar el acero pretensado en el ala inferior. El refuerzo no será menor que la barra N°10 deformada, con espaciamento que exceda 150mm, y formados para encerrar los ductos.

Para vigas cajón, el refuerzo transversal, será dispuesto y anclado por la extensión del estribo dentro del alma de la viga.

2.9.1.3.11.6 Ductos

2.9.1.3.11.6.1. Generalidades.

Los ductos para cables serán rígidos ó semirígidos de metal ferroso galvanizado ó polietileno ó será formado en el concreto con la parte central removible.

Los radios de curvatura de los ductos de tendones no será menor que 6000 mm, excepto en las áreas de anclaje donde 3600 mm puede ser permitido.

Ductos de polietileno no serán usados cuando el radio de curvatura o el tendón es menor que 9000 mm.

Donde los ductos de polietileno son usados y los cables están unidos, las características de unión de ductos de polietileno al concreto, así como la lechada deberán ser investigados.

Los efectos de la presión que ejerce la lechada sobre los ductos y el concreto circundante será investigado.

El máximo intervalo de apoyo para los ductos durante la construcción será indicado en los documentos de contrato.

2.9.1.3.11.6.2 Tamaño de ductos.

El diámetro interior de ductos será al menos 6 mm más grande que el diámetro nominal de una barra o tendones de strand. Para múltiples barras ó tendones de strand, el área de la sección transversal interior del ducto será al menos 2 veces el área neta del acero de pretensado, excepto donde los tendones son colocados por el método de tracción interna, el área del ducto será al menos 2.5 veces el área neta del acero de pretensado.

El tamaño de los ductos no excederán 0.4 veces el espesor de la zona de ubicación..

2.9.1.3.11.7 Limitaciones del perfil de los cables de pretensar.

2.9.1.3.11.7.1 Confinamiento del cable

Los tendones serán colocados dentro de los estribos de acero de refuerzo en las almas, y donde sea aplicable, entre capas de acero de refuerzo transversal en alas y losas.

Los efectos de presión que ejerce la lechada en los ductos serán considerados.

2.9.1.3.11.7.2 Cables curvos

Se empleará refuerzo para confinar cables curvados .El refuerzo será proporcionado de tal forma que el esfuerzo de acero en el estado límite en servicio no exceda $0.6 f_y$ y el valor asumido f_y no exceda 400 MPa.(4080 kgf/cm²) El espaciamento del refuerzo de confinamiento no excederá 3

veces el diámetro exterior del ducto o 600 mm.

Cuando los ductos están localizados en almas curvas o alas, se colocará un recubrimiento adicional de concreto adicional o refuerzo de confinamiento.

Cuando un cable curva en dos planos, las fuerzas en el plano y fuera del plano serán adicionadas juntas.

2.9.1.3.11.7.3 Límites de espaciamiento

La distancia entre cables pretensados, incluyendo la protección, en el extremo de un miembro con la longitud de desarrollo; para cada cable no será menor que:

- 3 veces el diámetro de los cables.
- 1.33 veces el tamaño del agregado.

La distancia entre cables en el extremo de un miembro puede ser disminuida, si se justifica con el desarrollo de ensayo de prototipo a escala natural del diseño.

La mínima distancia entre grupos de cables empaquetados no será menor que 1.33 veces el tamaño máximo del agregado ó 25 mm.

Grupos de cables de 12.7 mm de diámetro ó más pequeños pueden ser empaquetados linealmente para tocar uno más en un plano vertical. El número de cables empaquetados en cualquier otra manera no excederá de 4.

2.9.1.3.11.8 Límites del espaciamiento del refuerzo

2.9.1.3.11.8.1 Espaciamiento mínimo de barras de refuerzo.

2.9.1.3.11.8.1.1 Concreto colocado en el sitio.

Para concreto colocado en sitio, la distancia entre barras paralelas en una capa no será menor que:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ó
- 38 mm.

2.9.1.3.11.8.1.2 Concreto prefabricado.

Para concreto prefabricado, la distancia entre barras paralelas en una capa no será menor que:

- El diámetro nominal de las barras
- 1.33 veces el máximo tamaño del agregado ó
- 25 mm

2.9.1.3.11.8.1.3 Capas múltiples

Excepto en tableros, donde el refuerzo paralelo es colocado en dos ó mas capas, con distancias entre capas que no exceden 150 mm.

Las barras en las capas superiores serán colocadas directamente arriba de esos de la capa inferior, y la distancia entre capas no será menor que 25 mm o el diámetro nominal de las barras

2.9.1.3.11.9 Refuerzo transversal.

2.9.1.3.11.9.1 Tipos de refuerzo transversal

El refuerzo transversal puede consistir de:

- Estribos haciendo un ángulo no menor de 45 (grados) con el refuerzo de tensión longitudinal.
- Alambres soldados fabricados con alambres colocados en forma perpendicular al eje del miembro, dado que el alambre transversal está destinado a sufrir una elongación mínima de 4%, medido sobre una longitud de referencia de al menos 100 mm incluyendo al menor un alambre que cruza, ó
- El refuerzo torsional consistirá de refuerzo longitudinal y transversal. Refuerzo transversal consistirá de estribos cerrados perpendiculares al eje longitudinal del miembro.

2.9.1.3.11.9.2 Máximo espaciamiento del refuerzo transversal

El espaciamiento del refuerzo transversal no excederá lo siguiente:

si $V_u < 0.10f'_c b_v d_v$ entonces $s \leq 0.8 d_v \leq 600$ mm

si $V_u \geq 0.10f'_c b_v d_v$ entonces $s \leq 0.4 d_v \leq 300$ mm

donde:

b_v = ancho del alma efectiva tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la profundidad d_v , modificada por la presencia de ductos donde es aplicable

d_v = profundidad de corte efectivo tomado como la distancia, medida en forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tensión y compresión debido a flexión, pues esta no necesita ser tomada menor que el valor mayor de 0.9 de d ó 0.72h (mm).

s = espaciamiento de refuerzo transversal (mm)

Al determinar b_v , en un particular nivel, los diámetros de ductos sin lechada ó la mitad de diámetros de ductos con lechadas, serán sustraídos del ancho del alma.

2.9.1.3.11.9.3 Requerimientos de diseño y detalle.

Refuerzo transversal será anclado en ambos extremos de acuerdo al (Art. 2.9.1.3.11.2). La resistencia de fluencia de diseño de refuerzo transversal no pretensado no excederá 400 MPa, (4080 kgf/cm²). La resistencia de fluencia de diseño de refuerzo transversal pretensado será tomado como el esfuerzo efectivo después de permitir pérdidas por pretensado, más 400 MPa (4080 kgf/cm²), pero no mas grande que f_{py} .

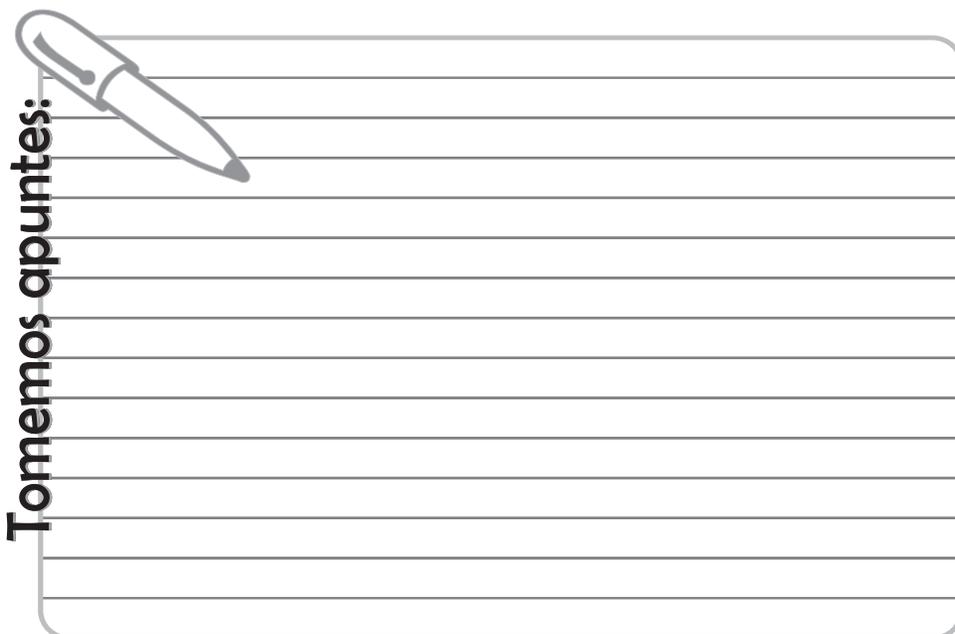
Las componentes de compresión a flexión inclinada y/o tensión a flexión en miembro de profundidad variable serán consideradas en los cálculos de la resistencia a corte

2.9.1.4 DISEÑO DE PUENTES TIPO LOSA

Generalmente el método de diseño de puentes losa es muy similar al de puentes de vigas con algunas excepciones que se hacen notar a continuación.

2.9.1.4.1 Comprobación del peralte mínimo recomendado.

En ausencia de otros criterios el diseñador podrá recurrir al control del peralte, teniendo en cuenta las relaciones de la tabla 2.9.1.4.1-1, donde: s es la Luz de la losa y L es la Luz del puente, ambos en mm.



Superestructura		Peralte mínimo(incluyendo tablero)(cuando se tienen elementos de peralte variable, los valores pueden ser ajustados para tomar en cuenta el cambio de rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo)	
Material	Tipo	Tramo Simple	Tramo Continuo
Concreto Reforzado	Losas	$\frac{1.2(s+3000)}{30}$	$\frac{s+3000}{30} \geq 165\text{mm}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035L	0.033L
Concreto Pretensado	Losas	$0.030L \geq 165\text{mm}$	$0.027 \geq 165\text{mm}$
	Vigas cajón	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricados	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Espesor total de vigas compuestas	0.040L	0.032L
	Espesor de la viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Reticulados	0.100L	0.100L

2.9.1.4.2 Determinación del ancho de franja para la carga viva

Este artículo debe ser aplicado para el tipo de secciones transversales que son mostrados esquemáticamente en la tabla 2.9.1.4.1-1. Para el propósito de este artículo, las losas celulares fabricadas in-situ deben ser considerados como puentes losa.

El ancho equivalente de las franjas longitudinales por carril para ambos corte y momento con un carril, y 2 líneas de ruedas (por ejemplo), y cargas debe ser determinado como:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$$

El ancho equivalente de las franjas longitudinales por carril para ambos Corte y momento con más de un carril cargado debe ser determinado como:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

donde:

E = ancho equivalente (mm)

L_1 = longitud de la luz modificado tomado igual al más pequeño de la luz real o 18000(mm)

W_1 = ancho de borde a borde de puente será tomado igual al menor del ancho real ó 1800 mm para carriles múltiples cargados o 9000 mm para un solo carril cargado.

W = ancho físico de borde a borde del puente (mm)

N_L = número de carriles de diseño especificado (Art. 2.4.3.2.1)

Para puentes sesgados los efectos de las fuerzas longitudinales deben ser reducidos por el factor r:

$$r = 1.05 + 0.12 \tan \theta \leq 1.00$$

donde:

θ = ángulo de sesgo (°)

2.9.1.4.3 Aplicabilidad de la carga viva a los tableros y sistemas de tablero

Este artículo clarifica la selección de las cargas de ruedas a ser usadas en el diseño de los tableros de los puentes, en puente losa y losas superiores de caja de alcantarilla la carga de diseño

es siempre una carga por eje, las cargas por ruedas no deben ser consideradas.

2.9.1.4.4 Diseño de vigas de borde.

A menos que se especifique de otra forma, en las líneas de discontinuidad el borde del tablero debe ser reforzado o ser apoyado por una viga u otro componente.

La viga o componente debe ser construido compuesto con el tablero o integrado en el tablero.

Las vigas de borde deben ser diseñadas como vigas cuyo ancho debe ser tomado como el ancho efectivo del tablero especificado en Art. 2.6.4.2.1.4.

2.9.1.4.5 Superestructuras de losas sólidas hechas "in-situ".

Los tableros reforzados longitudinalmente construidos in-situ deben ser reforzados convencionalmente o pretensados y deben ser usados como puentes tipo Losa o como parte superior de alcantarillas.

La distribución de la carga viva debe ser determinado por un análisis bidimensional ó como esta especificado en Art. 2.9.1.4.2

La losa y puentes losas diseñadas por momentos en conformidad con el Art. 2.9.1.4.2, deben ser considerados satisfactoriamente por Corte.

Las vigas de borde deben ser previstas como en (Art. 2.9.1.4.4).

El refuerzo de distribución transversal debe ser colocado en la parte inferior de todas las losas, excepto en las alcantarillas ó puentes losas, donde el espesor de la profundidad de la losa excede a 600 mm

La cantidad del refuerzo transversal inferior debe ser determinado por un análisis bi-dimensional o la cantidad del refuerzo de distribución debe ser tomado como un porcentaje del refuerzo principal requerido para momentos positivos:

Para refuerzo longitudinal de concreto reforzado:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Para construcciones longitudinales pretensados:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\%$$

Donde:

L = longitud de la luz

f_{pe} = tensión efectiva en el acero pretensado después de las pérdidas (MPa)

El refuerzo por temperatura y por contracción transversal en la parte superior de las losas deben cumplir los siguientes requisitos:

El refuerzo por esfuerzos de temperatura y contracción se considera en superficies de concreto expuesto a cambios diarios de temperatura y en la masa del concreto estructural. Se debe adicionar refuerzos por temperatura y contracción de modo que el refuerzo total en superficies expuestas no sea menor que el aquí se especifica.

Para componentes menores que 1200 mm de espesor:

El refuerzo por shrinkage y temperatura debe ser en forma de barras, alambres soldados ó ten-

dones pretensados. Para barras o alambres soldadas el área del refuerzo en cada dirección no debe ser menor que:

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y$$

donde :

A_g = área gruesa de la sección

f_y = resistencia a fluencia de las barras de refuerzo (MPa) o (kg/cm²).

El acero deberá estar distribuido igualmente en ambas caras, excepto para los miembros de 150 mm ó menos de espesor, donde el acero debe ser calculado en una sola capa.

El refuerzo por acortamiento de fragua, temperatura no debe estar espaciado más de 3 veces el espesor del componente ó 450 mm.

Si los tendones de pretensado son usados como acero para acortamiento de fragua y refuerzo de temperatura, los tendones deben proveer un esfuerzo mínimo promedio de compresión de 0.75 MPa en el área gruesa del concreto en la dirección que esta siendo considerado, basado en el pretensado efectivo antes de las pérdidas. El espaciamiento de los tendones no debe exceder a 1800mm ó a la distancia especificada en AASHTO 5.10.3.4. Donde el espaciamiento es mayor que 1400 mm, se deberá proveer refuerzo de anclaje.

Para muros sólidos de concreto estructural y cimentaciones, el espaciamiento de barras no debe exceder los 300 mm en cada dirección en todas las caras, y el área de acero por temperatura y acortamiento de fragua no necesita exceder:

$$\Sigma A_b = 0.0015 A_g$$

Masa de concreto:

Para los componentes de concreto de masa estructural, el tamaño mínimo de la barra debe ser N° 20, y su espaciamiento no debe exceder 450 mm. El acero mínimo por temperatura y acortamiento de fragua en cada dirección, igualmente distribuido en ambas caras, debe satisfacer:

$$\Sigma A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100}$$

donde :

A_b = área mínima de barra (mm²)

S = espaciamiento de las barras (mm)

d_c = profundidad de la cobertura de concreto medido de la fibra extrema al centro de la barra.

d_b = diámetro de la barra de refuerzo (mm)

La cantidad $(2d_c + d_b)$ no necesita ser tomado mayor de 75 mm.

2.9.1.4.6 Losas huecas.

2.9.1.4.6.1 Comprobación si se trata de losas huecas o construcción celular

Las superestructuras de losas huecas construidas in-situ, deben ser post-tensadas longitudinalmente y transversalmente.

Para agujeros circulares, el espaciamiento entre centro y centro de los agujeros no debe ser menor que el espesor total de la losa, y el espesor mínimo del concreto, tomado en la línea central del agujero, perpendicular a la superficie exterior, no debe ser menor de 140 mm.

Para agujeros rectangulares, el ancho transversal del agujero no debe exceder de 1.5 veces la profundidad del agujero, el espesor entre agujeros no debe ser menor que el 20% de la peralte total del tablero, y el espesor mínimo del concreto encima de los agujeros no debe ser menor de

175 mm.

El espesor del ala inferior deberá satisfacer los requerimientos como se especifica en el Art. 2.9.1.3.2.2.b.

El peralte debe satisfacer los requerimientos de dimensión especificadas, y donde la relación de vacíos no excede al 40%, la superestructura debe ser analizado como una losa, usando las provisiones de (Art. 2.9.1.4.2) ó un análisis bi-dimensional para plateas isotrópicas.

Si la relación de vacíos excede al 40%, la superestructura debe ser tratado como una construcción celular y ser analizado como:

- una caja multicelda monolítica, como se especifica en (Art. 2.6.4.2.2.1)
- una platea ortotrópica, ó
- un continuo tridimensional.

2.9.1.4.6.2 Comprobación de dimensiones mínimas y máximas (Art. 2.9.1.4.6.1)

2.9.1.4.6.3 Diseño de diafragmas

Una sección sólida de al menos 900 mm de longitud, pero no menor de 5% de la longitud de la luz debe ser provista

En ausencia de análisis más refinados, las secciones sólidas del tablero deben ser analizadas como vigas transversales distribuyendo las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes post-tensados.

2.9.2. Superestructuras Metálicas

2.9.2.1 GENERALIDADES

Descripción general del proceso de diseño utilizando los métodos simplificados a manera de ilustración.

2.9.2.2 CONSIDERACIONES GENERALES

2.9.2.2.1 Filosofía de Diseño (Art.2.3.2)

2.9.2.2.2 Estados Límites (Art.2.3.2.1)

2.9.2.2.3 Características de Diseño y Ubicación

2.9.2.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

2.9.2.3.1 Desarrollo General de la Sección

2.9.2.3.1.1 Ancho de Calzada (Art.2.1.4.3)

2.9.2.3.1.2 Arreglo de Luces (Art. 1.2.1)

2.9.2.3.1.3 Seleccionar el tipo de Puente - se asume que puede ser sección I o Vigas cajón

2.9.2.3.2 Desarrollo de la sección típica y Bases del Diseño

2.9.2.3.2.1 Vigas I

2.9.2.3.2.1.a General

Las cláusulas de este artículo se aplican a la flexión de secciones rectas metálicas I roladas o fabricadas, simétricas respecto al eje vertical en el plano del alma.

Secciones híbridas consistentes de un alma con un esfuerzo de fluencia mínimo menor que el de una o ambas alas pueden ser diseñadas con estas especificaciones, secciones con un acero de mayor resistencia en el alma que el de las alas están permitidas pero no se considerarán secciones híbridas.

Las cláusulas de estos artículos se aplicarán a:

- Secciones compactas cubiertas
- Secciones no compactas

2.9.2.3.2.b Elementos a flexión serán diseñados por:

- Estado de resistencia última como se especifica en el Art. 2.9.2.8.1.

- Estados de límites de servicio de control de deflexiones permanentes como se especifica en (Art. 2.9.2.8.2)
- Requisitos de Estados Límites de fatiga y fractura para los detalles, como se especifica en Art. 2.7.3 y los requisitos de fatiga para las almas como se especifica en Art. 2.9.2.8.3.
- Constructibilidad como se especifica en art. 2.9.2.4.3

Las cláusulas provisionales de los artículos 2.5.2.6.2 pueden ser consideradas.

2.9.2.3.3 Análisis Elástico o Inelástico

2.9.2.3.3.1 Redistribución de Momentos a continuación de un análisis elástico.

Para elementos compactos de vigas continuas a flexión sujetos a flexión negativa, rolados o fabricados de aceros con un esfuerzo de fluencia no mayor que 345 MPa (3500 kgf/cm²) con secciones compuestas en flexión negativa, satisfaciendo los requisitos del art. 2.9.2.9.2. Los momentos negativos actuantes sobre los pilares debido a cargas factoradas y determinadas por el análisis elástico pueden ser reducidos en un máximo del 10%. Tal reducción deberá ser acompañada de un incremento en los momentos a través de los tramos adyacentes estáticamente equivalentes y opuestos en signo a la disminución de los momentos negativos en los apoyos adyacentes. La redistribución de momentos no se aplicará a los momentos negativos de un voladizo.

Alternativamente para secciones compactas, la redistribución puede ser estimada aplicando los procedimientos inelásticos especificados en (Art. 2.9.2.8.1.1)

2.9.2.3.4 Secciones

2.9.2.3.4.1 Secciones Compuestas

Las cláusulas de estos artículos se aplicarán a secciones consistentes de un tablero de concreto conectada a una sección de acero mediante conectores de corte de acuerdo (Art. 2.9.2.9.2.4) y puede ser aplicada a otros sistemas de tableros que proporcionen acción compuesta comprobada y soporte lateral.

2.9.2.3.5 No compuestas

2.9.2.3.5.1 Secciones No compuestas

2.9.2.3.5.1.1 GENERALIDADES

Mientras sea técnicamente factible, las estructuras deberán ser hechas compuestas.

Se consideran secciones no compuestas a aquellas donde el tablero no está conectado a la sección de acero mediante conectores de corte diseñados según el art. 2.9.2.9.2.4.

2.9.2.3.6 Homogéneas o Híbridas

2.9.2.3.6.1 Factores de Reducción de esfuerzos en las alas

2.9.2.3.6.2 Factor Híbrido, R_h

2.9.2.3.6.2.1 General

Para secciones homogéneas, R_h , será tomado como 1.0.

Para secciones híbridas en las cuales los esfuerzos en ambas alas bajo cargas factoradas no exceden el esfuerzo de fluencia del alma, el factor híbrido R_h será tomado como 1.0.

Para secciones híbridas en las cuales una de las alas alcanza el esfuerzo de fluencia bajo las cargas factoradas, se aplicarán ya sea el (Art. 2.9.2.3.6.2.2 ó 2.9.2.3.6.3 ó ambos, según sea aplicable.

El factor de reducción no deberá ser aplicado a secciones compactas porque el efecto de materiales con menor resistencia en el alma esta tomado en cuenta calculando el momento plástico como se especifica, el cual es calculado teniendo en cuenta el esfuerzo de fluencia de los materiales de las alas, del alma y del acero de refuerzo de la sección compuesta.

2.9.2.3.6.2.2 Flexión Positiva

Para secciones híbridas compuestas sometidos a flexión positiva, el factor de reducción híbrido R_h debe tomarse como:

$$R_n = 1 - \left[\frac{\beta\psi(1-\rho)^2(3-\psi+\rho\psi)}{6+\beta\psi(3-\psi)} \right]$$

donde:

$$\rho = F_{yw}/F_{yb}$$

$$\beta = A_w/A_{fb}$$

$$\psi = d_n/d$$

d_n = diámetro desde la fibra extrema de la parte inferior del ala al eje neutro de la sección compuesta transformada (mm).

d = profundidad de la sección metálica

F_{yb} = Resistencia a la fluencia mínima especificada al inferior del ala (MPa)

F_{yw} = Resistencia a la fluencia mínima especificada en el alma (MPa)

A_w = Area del alma (mm²)

A_{fb} = Area del ala inferior (mm²)

2.9.2.3.6.2.3 Flexión Negativa

Donde el eje neutro de la sección híbrida compuesta determinada como se especifica en el Art. 2.9.2.3.6.2.1 esta ubicada dentro del 10% de la profundidad del alma a partir del centro, el factor híbrido debe ser igual a:

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho + \rho^3)}{12 + 2\beta}$$

donde:

$$\rho = F_{yw}/f_{fi}$$

$$\beta = 2A_w/A_{tf}$$

f_{fi} = El menor valor entre la resistencia producido mínimo especificada o el esfuerzo debido a las cargas factoradas en ambas alas (MPa)

A_{tf} = Area total del acero inferior de las alas y el acero longitudinal de refuerzo incluido en la sección. (mm²).

Para otras secciones compuestos híbridos sometidos a flexión negativa el factor híbrido se tomará así:

$$R_h = \frac{M_{yr}}{M_y}$$

donde :

M_{yr} = resistencia producida en términos del Momento cuando no se considera flexible el alma (N-m).

M_y = Resistencia producida en términos del Momento cuando se considera flexible el alma (N-m).

2.9.2.4. VIGAS CAJÓN

2.9.2.4.1 Generalidades

Las cláusulas de estos artículos pueden ser aplicadas a secciones rectas metálicas de sección cajón múltiple o unicelular compuestas con un tablero de concreto y las cuales son simétricas alrededor del eje vertical en el plano del alma y satisfacen las limitaciones especificadas en los Art. 2.9.2.4.1.1 y 2.9.2.4.1.2.

Secciones cajón serán diseñadas por:

- Estado límite de resistencia de acuerdo a la cláusula del art. 2.9.2.4.1.a.
- Requerimientos de fatigas para las almas de acuerdo a las cláusulas del art. 2.9.2.9.1.

- Constructibilidad de acuerdo (Art. 2.9.2.4.3)
- Otros estados límites especificados en los art. 2.9.2.8.2 y 2.9.2.8.3.
- El estado límite de servicio de control de deflexiones permanentes, para el cual se debe usar la tabla 1 de combinaciones de caja de servicio II de acuerdo al acápite 2.4.5.3.

Las planchas de las almas en las secciones cajón pueden ser perpendiculares o inclinadas respecto al ala inferior. La inclinación de las planchas no excederá la relación 1 a 4.

Las puertas para los orificios de acceso exterior deberán ser articuladas y provistas de seguros. Todas las aberturas en las secciones cajón deberán ser enrejadas para impedir el ingreso de animales y palomas.

Las aberturas de ventilación deberán ser provistas en las almas interiores. El interior de las secciones cajón deberá ser pintada con un color claro.

2.9.2.4.1.a Estado último de esfuerzo para secciones cajón

La resistencia a la flexión factorada de secciones cajón en términos de momento y esfuerzos deberá ser tomada como:

$$M_r = \phi_f M_n$$

$$F_r = \phi_f F_n$$

donde :

ϕ = factor de resistencia por flexión especificado en el art. 2.9.2.6.1.

M_n = Resistencia nominal especificada en el art. 2.9.2.9.2.3.

F_n = Resistencia nominal a la flexión.(MPa).

La resistencia nominal de la parte superior del ala para secciones cajón unicelulares se determinará en términos del esfuerzo que debe ser tomado como :

$$F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{yt}$$

donde :

R_b y R_h = Factores de reducción de esfuerzos como se especifica en el artículo 2.9.2.3.6.

F_{yf} = Resistencia a la fluencia mínima especificada del ala (MPa)

Se deben satisfacer los requerimientos dado para la esbeltez del alma y esbeltez de brida en compresión, indicada en el acápite 2.9.2.9.2.3.A.1

La resistencia nominal para el ala inferior de la sección cajón será tomada como:

$$F_h = R_b R_h F_{yf} \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yf}} \right)}$$

donde :

F_{yf} = Resistencia a la fluencia mínima especificada del ala (MPa)

R_b , R_h = Factores de reducción del esfuerzo del ala especificados en el art. 2.9.2.3.6.

f_v = Esfuerzo de corte a la torsión máximo St.Venant en la plancha del ala debido a las cargas factoradas (MPa) determinada como :

$$\frac{T}{2A_c t}$$

donde:

T = Torque interno resultante obtenido de las cargas factoradas (N-mm)

A_c = área encerrada dentro de la sección cajón (mm²)

t = Espesor de la plancha del ala (mm).

2.9.2.4.1.1 Cajones Multicelulares

2.9.2.4.1.1a Generalidades

Las cláusulas del (Art. 2.9.2.4.1) se aplicará al diseño de puentes simples y continuos con luces hasta 100 m, soportados por secciones cajón compuestas de dos o más celdas en una sección transversal que cumple con las restricciones geométricas establecidas dentro de este artículo.

La distancia centro a centro de las alas de cajones adyacentes, tomada en el centro de luz, no deberá ser mayor que el 120%, ni menor que el 80%, de la distancia centro a centro de las alas de cada cajón adyacentes. Adicionalmente a los requisitos del centro de luz, cuando se usan secciones cajón no paralelas, la distancia centro a centro de las alas adyacentes a los soportes no deberá ser mayores que el 135%, ni menores que el 65%, de la distancia centro a centro de las alas de cada cajón adyacente. La distancia centro a centro de las alas de cada cajón individual será la misma.

La rigidez para fines de análisis estará basada en las propiedades de la sección no fisurada.

La porción en voladizo de la losa del tablero, incluyendo el sardinel y el parapeto, no deberá ser mayor que ya sea el 60% de la distancia promedio entre los centros de las alas de acero superiores de las secciones cajón adyacentes.

Las cláusulas del (Art. 2.9.2.5.1) se aplicarán, excepto que los conectores de corte deberán ser provistos en las regiones de flexión negativa de las secciones cajón.

2.9.2.4.1.2 Cajones Unicelulares

2.9.2.4.1.2a Generalidades

Estas especificaciones no serán aplicadas a secciones cajón multicelulares.

La sección cajón será proporcionada en una posición central respecto a la sección transversal, y el centro de gravedad de la carga muerta deberá estar tan cerca como sea posible del centro de corte de la sección cajón.

La parte superior del cajón puede estar ya sea abierto o cerrado con una plancha metálica.

2.9.2.4.2. Requerimiento de Detalle

2.9.2.4.2.1 Rigidizadores del Alma

Donde son requeridos los rigidizadores, éstos deben consistir de una platea soldada longitudinalmente a un lado de la soldadura, un ángulo empernado y debe ser ubicado a una distancia de $2D_c/s$ de la superficie interior de la brida a compresión donde D_c es la profundidad de la soldadura en compresión en la sección de máximo esfuerzo a la flexión compresiva.

Ancho proyectado

El ancho proyectado, b_L , al rigidizar se debe satisfacer:

$$b_L \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

donde:

t_s = espesor del rigidizador (mm)

F_{yc} = Resistencia mínima especificada de la brida de compresión adyacente (MPa)

Momento de Inercia

Las propiedades de la sección del rigidizador deberán estar basadas en una sección efectiva que consiste en un rigidizador y una franja centralmente localizada del alma que no exceda $18 t_w$.

El rigidizador longitudinalmente debe satisfacer:

$$L_L \geq Dt_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right]$$

$$r \geq 0.234d_o \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}}$$

donde:

- L_L = momento de inercia del rigidizador longitudinal y la franja del alma alrededor del borde en contacto con el alma (mm⁴).
 r = radio de giro del rigidizador longitudinal y la franja del alma alrededor del borde en contacto con el alma (mm)
 D = profundidad del alma (mm)
 d_o = espaciamiento del rigidizador transversal (mm)
 t_w = espesor del alma (mm)
 F_{yc} = resistencia mínima de fluencia del ala en compresión.

2.9.2.4.2.2 Rigidizadores de Alas en Compresión

2.9.2.4.2.2.1 Rigidizadores Longitudinales

Rigidizadores longitudinales de alas en compresión para secciones cajón múltiple y unicelular estarán igualmente espaciados a través del ancho del ala en compresión.

El ancho que sobresale, b_p , del rigidizador satisficará:

$$b_p \geq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

donde :

- t_p = espesor del rigidizador (mm)
 F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo del ala en compresión (MPa)

El momento de inercia, I_l , de cada rigidizador alrededor del eje paralelo al ala y tomada en la base del rigidizador deberá satisfacer:

$$I_l \geq \psi wt^3$$

donde:

- ψ = 0.125 k^3 donde $n=1$
= 0.07 $k^3 n^4$ donde $n=2, 3, 4$ ó 5
 n = número de rigidizadores longitudinales del ala en compresión igualmente espaciados.
 w = el valor mayor del ancho del ala de compresión entre rigidizadores longitudinales o la distancia entre el alma y el rigidizador longitudinal más cercano (mm).
 t = espesor del ala en compresión (mm)
 k = coeficiente de pandeo.

Si $n=1$

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt^3} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 4.0$$

Si $n=2,3,4$ ó 5, entonces

$$k = \left(\frac{14.3I_s}{wt^3 n^4} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 4.0$$

donde:

- n = # de rigidizadores del ala en compresión igualmente espaciados.
 I_s = momento de Inercia de un rigidizador longitudinal alrededor de un eje paralelo al ala inferior y tomado en la base del rigidizador (mm⁴).
 w = El valor más grande de el ancho del ala en compresión entre rigidizadores longitudinales o la distancia desde el alma a el rigidizador longitudinal más cercano.

t = espesor del ala en compresión (mm).

2.9.2.4.2.3 Conexiones Ala - alma

Excepto como se especifica aquí, el espesor total efectivo de las soldaduras ala-alma no será menor que el espesor del alma. Cuando dos o más diafragmas intermedios se colocan en la luz, el tamaño de la soldadura no deberá ser menor que:

- Para materiales con espesores menores que 7 mm., el espesor del material y.
- Para materiales de 7 mm. o más de espesor : 1.60 mm. menor que el espesor del material.

2.9.2.4.2.3.1 Conexiones de soldadura filete

Tensión y compresión

La resistencia factorizada para conexiones de soldadura filete, sujetas a tensión o compresión paralela al eje de soldadura debe ser tomado como la resistencia factorizada del metal base.

Corte

Las conexiones filete-soldadas sujetas a corte en el área efectiva deben ser tomados para el menor de la resistencia factorada del material conectado. La Tabla muestra el tamaño mínimo de la soldadura filete.

Tamaño mínimo de la soldadura filete

Tamaño mínimo de la soldadura filete	
Espesor del metal base de la parte mas gruesa unido(T)	Tamaño mínimo de la soldadura filete
mm	mm
$T \leq 20$	6.4
$20 < T$	8.0

Si se usan soldaduras de filete, deberán ser colocadas en ambos lados del ala que se conecta o de la plancha del alma.

2.9.2.4.3 Constructibilidad

2.9.2.4.3.1 Generalidades

La resistencia y estabilidad de los elementos de sección cajón serán investigadas durante su construcción, incluyendo la colocación secuencial del tablero.

La geometría individual de las secciones cajón será mantenida durante todas las fases de la construcción, incluyendo la colocación del tablero. La necesidad de diafragmas o marcos transversales interiores, diafragmas o marcos transversales exteriores, arriostramiento lateral superior, u otros medios de rigidización temporal o permanente, deberán ser investigados para asegurar que las deformaciones de la sección son adecuadamente controladas durante la fabricación, montaje y colocación del tablero de concreto.

Antes del curado del tablero de concreto, las alas superiores de secciones cajón abiertas deberán considerarse a ser arriostradas en los puntos donde se han colocado los marcos transversales o el arriostramiento lateral superior.

Las franjas que resaltan de las conexiones del encofrado de las porciones en voladizo del tablero al ala superior al alma deberán ser analizadas.

2.9.2.5 DISEÑO DE TABLEROS CONVENCIONALES DE CONCRETO ARMADO

1. Losa del tablero
2. Peralte mínimo
3. Diseño empírico
4. Diseño Tradicional
5. Método de las franjas
6. Aplicación de la Carga Viva

7. Refuerzo de distribución
8. Diseño de Voladizos

2.9.2.5.1 Refuerzo por flexión negativa de la losa

En regiones de flexión negativa de cualquier tramo continuo, el área total del refuerzo longitudinal no deberá ser menor que el 1% del área total transversal de la losa. El refuerzo usado para satisfacer estos requisitos tendrán un esfuerzo de fluencia mínimo no menor que 400 MPa (4080 kgf/cm²) y una dimensión no mayor de las barras N° 20.

El refuerzo requerido será colocado en dos capas, distribuidas uniformemente a través del ancho de la losa y dos tercios serán colocados en la capa superior. El espaciamiento de las barras individuales no excederá 1500 mm dentro de cada fila.

Conectores de corte podrán ser usados en las regiones de flexión negativa se secciones compuestas. Cuando se omitan los conectores de corte en las regiones de flexión negativa, todo el refuerzo longitudinal será extendido en la región de flexión positiva mas allá de los conectores de corte una distancia no menor que la longitud de desarrollo especificada en la sección 2.9.1.3.11.2.1

2.9.2.6 SELECCION DE FACTORES DE RESISTENCIA

2.9.2.6.1 Factores de Resistencia

Los factores de resistencia, ϕ , para el estado límite de resistencia deberán ser tomados como sigue:

• para flexión	$\phi_f = 1.00$
• corte	$\phi_v = 1.00$
• compresión axial, sólo acero	$\phi_c = 0.90$
• compresión axial, estructura compuesta	$\phi_c = 0.90$
• Tracción, fractura en sección neta	$\phi_u = 0.80$
• Tracción, fluencia en sección bruta	$\phi_y = 0.95$
• Aplastamiento en pines, huecos perforados, huecos empernados y supreficies maquinadas	$\phi_b = 1.0$
• Pernos en contacto con el material	$\phi_{bb} = 0.80$
• Conectores de corte	$\phi_{sc} = 0.85$
• Pernos de tensión A325M y A490M	$\phi_t = 0.80$
• Pernos A307 en tracción	$\phi_t = 0.67$
• Pernos A325M y A490M en corte	$\phi_s = 0.80$
• Corte directo	$\phi_{bs} = 0.80$
• Material de soldadura en soldaduras de penetración <ul style="list-style-type: none"> • Corte en área efectiva • Tracción o compresión normal al área efectiva • Tracción o compresión paralela al eje de soldadura 	$\phi_{e1} = 0.85$ $\phi = \phi$ metal base $\phi = \phi$ metal base
• Material de soldadura en soldaduras de penetración parcial <ul style="list-style-type: none"> • Corte paralelo al eje de la soldadura • Tracción o compresión paralelo al eje de soldadura • Compresión normal al área efectiva • Tracción normal al área efectiva 	$\phi_{e2} = 0.80$ $\phi = \phi$ metal base $\phi = \phi$ metal base $\phi_{e1} = 0.80$
• Metal de soldadura en soldadura de filete <ul style="list-style-type: none"> • Tracción o compresión paralelo al eje de la soldadura • Corte en la gargarita del metal base 	$\phi = \phi$ metal base $\phi_{e2} = 0.80$

2.9.2.7 SELECCION DE MODIFICADORES DE CARGA

2.9.2.7.1 Ductibilidad (Art. 2.3.2.2)

2.9.2.7.2 Redundancia (Art. 2.3.2.3)

2.9.2.7.3 Importancia Operacional (Art. 2.3.2.4)

2.9.2.8 SELECCION DE COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

2.9.2.8.1 Estado de Resistencia Ultima

2.9.2.8.1.1 Generalidades

La resistencia factorada a la flexión en términos de momentos y esfuerzos deberá ser tomada como:

$$\begin{aligned} M_r &= \phi_f M_n \\ F_r &= \phi_f F_n \end{aligned}$$

donde :

- ϕ_f = factor de resistencia por flexión especificada en (Art. 2.9.2.6.1)
 M_n = resistencia nominal especificada para secciones compactas compuestas y secciones compactas no compuestas en (Art. 2.9.2.3.4 y 2.9.2.3.5), respectivamente (Nmm)
 F_n = resistencia nominal especificada respectivamente (MPa)

La resistencia factorada al corte, V_r , deberá ser tomada como:

$$V_r = \phi_v V_n$$

donde:

- ϕ_v = factor de resistencia para corte especificado en (Art. 2.9.2.6.1)
 V_n = resistencia nominal al corte

Cláusulas del (Art. 2.9.2.3.3.1) sobre redistribución de momentos no serán aplicables a elementos en flexión simplemente apoyados. Para elementos a flexión continuos de varios tramos, este estado límite puede ser investigado utilizando ya sea las cláusulas del (Art. 2.9.2.3.3.1) sobre el comportamiento elástico o las del artículo 6.10.11.1 sobre comportamiento inelástico sólo elementos con secciones I de altura constante compuestas o no compuestas con secciones compactas en los apoyos interiores que satisfagan los requerimientos de estado de resistencia última, serán calificados para ser analizados por procedimientos de análisis inelástico entre las cuales tenemos:

Esbeltez del alma:

La esbeltez del alma de las secciones sugeridas para sostener las rotaciones plásticas, debe satisfacer:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

donde :

- F_{yc} = Resistencia producida mínima especificada para la brida de compresión (MPa)
 D_{cp} = altura del alma en compresión (mm).
 t_w = Espesor del alma (mm).

Esbeltez de la brida de compresión

La esbeltez de la brida de compresión de las secciones requeridas para sostener las rotaciones plásticas, debe satisfacer:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

donde:

- b_f = ancho de la brida (mm)
 t_f = espesor del alma (mm)

Resistencia de la brida de compresión

La brida de compresión requerida en cada sección para sostener las rotaciones plásticas debe resistir el movimiento lateral. Un brace debe estar ubicado a una distancia L_b en cada lado de esta sección. L_b , debe satisfacer:

$$L_b \leq \left[0.124 - 0.0759 \left(\frac{M_L}{M_p} \right) \right] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right]$$

donde:

- L_b = distancia al primer punto bruce adyacente a una sección requerida para sostener las rotaciones plásticas (mm)
- r_y = radio de giro mínimo de la sección de acero, con respecto al eje vertical (mm) en el plano del web entre el primer punto bruce y la sección requerida para sostener las rotaciones plásticas (mm).
- M_L = menor momento debido a las cargas factorizadas en cada extremo de la longitud no arriostrada. (N mm)
- M_p = momento plástico calculado teniendo en cuenta el esfuerzo de fluencia de los materiales de las alas, de las alas y del acero de refuerzo de la sección compuesta. (AASHTO 6.10.5.1.3)
- F_{yc} = resistencia mínima especificado del ala de compresión en la sección donde es calculada r_y (MPa)

La razón, M_L/M_p debe ser tomado como negativo si la porción del miembro dentro de la longitud no arriostrada esta flectada en curvatura inversa.

Un arriostramiento deberá ser provisto en la sección anticipadamente para alcanzar el M_p .

2.9.2.8.2 Estado Límite de servicio

2.9.2.8.2.1 Generalidades

La combinación de cargas de servicio II que se deberá aplicar se muestran en la tabla 1 del acápite 2.4.5.3.

Las especificaciones del análisis elástico desarrollados en el art. 2.9.2.8.1 pueden ser usadas. Se deberá usar el mismo procedimiento empleado en el análisis elástico o inelástico en chequear tanto el estado límite de esfuerzo como los requerimientos de deflexión permanente.

2.9.2.8.3 Estado Límite de fatiga y fractura

2.9.2.8.3.1 Requisitos de Fatiga para almas

2.9.2.8.3.1.a Generalidades

Las provisiones de este artículo deberán usarse para controlar la deformación del alma fuera de su plano debido a la flexión o corte bajo cargas vivas repetitivas

2.9.2.8.3.1.b Cargas de Fatiga

Los esfuerzos de flexión y corte por carga viva que resulten de la carga de fatiga, como se especifica en el art. 2.4.3.2.4, deberán tomarse como el doble del calculado usando la combinación de cargas de fatiga mostrado en la tabla 1 del art. 2.4.5.3.

2.9.2.8.3.1.c Flexión

Almas sin rigidizadores longitudinales deberán satisfacer los siguientes requerimientos

$$\text{si } \frac{2D_c}{t_w} \leq 5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, \text{ entonces : } f_{cf} \leq R_h F_{yc}$$

$$\text{si } 5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} < \frac{2D_c}{t_w} \leq 6.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, \text{ entonces : } f_{cf} \leq R_h F_{yc} \left[3.58 - 0.448 \left(\frac{2D_c}{t_w} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right]$$

$$\text{si } \frac{2D_c}{t_w} \leq 6.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, \text{ entonces : } f_{cf} \leq 28.9 R_h E \left(\frac{t_w}{2D_c} \right)^2$$

donde :

- f_{cf} = esfuerzo máximo de compresión por flexión elástica en el ala de compresión debido a las cargas permanente no factorada y la carga de fatiga como se especifica en el (Art. 2.9.2.9.1.1.b) tomada como indicación del esfuerzo máximo de flexión en el alma (MPa)..
- F_{yc} = esfuerzo de fluencia del ala en compresión (MPa).
- D_c = altura del alma en compresión (mm).

R_{th} = factor de reducción especificado en el (Art. 2.9.2.3.6.1.1)
 t_w = espesor del alma (mm)

2.9.2.8.3.1.d Corte

Almas de secciones homogéneas con rigidizadores transversales y con o sin rigidizadores longitudinales serán dimensionados para cumplir.

$$V_{cf} \leq 0.58 CF_{yw}$$

donde :

F_{yw} = resistencia a la fluencia del alma (MPa).

C = relación entre el esfuerzo de pandeo por corte y el esfuerzo de fluencia al corte como se especifica continuación para una sección homogénea.

si $\frac{D}{t_w} < 1.1 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces :

$$C = 1$$

si $1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{F}}$

$$C = \frac{1.10}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

si $\frac{D}{t_w} > 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces

$$C = \frac{1.52}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right)$$

para el cual:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

donde :

D = profundidad del alma (mm)

t_w = espesor del alma

F_{yw} = resistencia de fluencia mínima especificada del alma.

E = Modulo de elasticidad del concreto.

k = Coeficiente de pandeo por corte.

V_{cf} = esfuerzo de corte máximo elástico en el alma debido a la carga permanente sin factorar y la carga de fatiga especificada en (Art. 2.9.2.9.1.1b) (MPa).

2.9.2.9 DISEÑO DE SECCIONES REQUERIDAS - ILUSTRADO PARA EL ANÁLISIS DE VIGAS I.

2.9.2.9.1 Chequear D_c/t_w por fatiga inducida por la flexión del alma o corte

Para lo cual se deben satisfacer los requerimientos del art. 2.9.2.8.3.

2.9.2.9.2 Para secciones Compuestas

2.9.2.9.2.1. Considerar la secuencia de cargas y de llenado

Esfuerzos del acero

El esfuerzo elástico en cualquier localización en la sección compuesta debido a cargas aplicadas debe ser la suma de los esfuerzos ocasionados por las cargas aplicadas separadamente a:

- El acero
- Secciones compuestas a corto plazo
- Secciones compuestas a largo plazo

La carga permanente que es aplicada antes que la losa haya alcanzado el 75% de f'_c debe ser asumida a ser soportada solo por la sección de acero. La carga viva y permanente que es aplicada después que la losa ha alcanzado el 75% de f'_c debe ser asumida a ser soportada por

la sección compuesta. Para construcciones apuntaladas, toda la carga permanente debe ser asumida a ser aplicada después que la losa ha alcanzado el 75% de f'_c , y esta será indicada en los documentos del contrato.

Flexión positiva

Para el cálculo de los esfuerzos de flexión, la sección compuesta debe consistir de la sección de acero y el área transformado de un ancho efectivo de la losa de concreto.

Para cargas transitorias asumidos a ser aplicada a la sección compuesta de corto plazo, el área de la losa será transformada usando la razón modular n , de corto plazo.

Para cargas permanentes que se asume serán aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la losa será transformada usando una razón modular de $3n$.

Para concreto de densidad normal, la razón modular será tomada como:

$$16 \leq f'_c < 20, \quad n=10$$

$$20 \leq f'_c < 25, \quad n=9$$

$$25 \leq f'_c < 32, \quad n=8$$

$$32 \leq f'_c < 41, \quad n=7$$

$$41 \leq f'_c, \quad n=6$$

donde:

f'_c = resistencia a la compresión a los 28 días (MPa)

Flexión negativa

Para calcular los esfuerzos de momentos, la sección compuesta para ambos, corto y largo plazo, momentos compuestos, deben consistir de la sección del acero y el refuerzo longitudinal entre un ancho efectivo de la losa.

Ancho efectivo de la losa

En ausencia de mejor información, se deben tener en cuenta las provisiones de anchos efectivos especificadas en el Art. 2.9.1.3.2.2.f.

2.9.2.9.2.2. Determinación del ancho efectivo del ala en compresión

2.9.2.9.2.3. Determinación si la sección es compacta

2.9.2.9.2.3.A Resistencia a la flexión para secciones compactas

2.9.2.9.2.3. A.1 Esbeltez del alma

2.9.2.9.2.3.A.1.1 Esbeltez del alma

La esbeltez del alma de secciones que proporcionen la resistencia a la flexión del art. 2.9.1.3.10.1 deberán satisfacer:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (2.9.2.9.2.3.A.1.1-1) \quad (A.1)$$

donde :

D_{cp} = altura del alma en compresión definida determinada para secciones en flexión positiva donde el elemento plástico, D_{cp} , debe ser determinado por

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_c A_s - F_y A_r}{F_{yw}A_w} + 1 \right]$$

D_{cp} = profundidad del alma en compresión en el momento plástico (mm)

D = profundidad del alma (mm)

A_s = área de la losa (mm²)

A_t = área de la brida en tensión (mm²)

A_c = área de la brida en compresión (mm²)

A_w = área del alma (mm²)

- A_r = área del refuerzo longitudinal incluido en la sección (mm^2)
 F_{yt} = Resistencia de fluencia mínimo especificado de la brida de tensión (MPa)
 F_{yc} = Resistencia de fluencia mínimo especificado de la brida de compresión (MPa)
 F_{yw} = Resistencia de fluencia mínimo especificada del alma (MPa)
 F_{yr} = Resistencia producida mínima especificada al refuerzo longitudinal incluido en la sección (MPa)
 f'_c = Resistencia de la compresión a los 28 días (MPa)
- Para las demás secciones sometidas a momento positivo: D_{cp} debe ser tomado igual a 0 y los requerimientos de esbeltez del alma indicada en el art. 2.9.2.9.2.3A.1 deberá ser considerada para ser satisfecha.
 - Para secciones de flexión negativa, donde el eje neutro plástico esta en el alma.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} (F_{yr} A_t + F_{yw} A_w + F_{yr} A_r - F_{yc} A_c)$$

Para las demás secciones en flexión negativa: D_{cp} debe ser tomado igual a D.

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala en compresión (MPa).

Si la esbeltez del alma excede el límite dado por Ecuación A.1 la resistencia nominal a flexión será determinada como:

$$F_n = R_b R_h F_{yf}$$

donde:

R_b y R_h = Factores de reducción de esfuerzos en las alas.

F_{yf} = Resistencia de fluencia mínima especificada del alma. (MPa)

Esbeltez del alma

Las almas sin rigidizadores longitudinales, que proveen la resistencia a la flexión nominal anterior deben satisfacer:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (1)$$

donde:

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm)

f_c = esfuerzo en el ala de compresión debido a las cargas factoradas (MPa)

Si la esbeltez del alma excede al límite dado por (1), debe ser provistos rigidizadores longitudinales y los deben satisfacer:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 11.63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

Esbeltez de alas en compresión

Las alas en compresión se deben proporcionar para satisfacer:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$$

Si la esbeltez del ala en compresión excede el límite de la ecuación (1), la resistencia a la flexión nominal debe ser determinada como una sección no compuesta.

2.9.2.9.2.3.A.2 Arriostramiento de las alas

2.9.2.9.2.3.A.2.1 Arriostramiento del ala en compresión

Alas en compresión de secciones que proporcionen la resistencia a la flexión del 2.9.1.3.10.1 deberán ser arriostradas para satisfacer:

$$L_b \leq \left[0.124 - 0.0759(M_r/M_p) \right] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right] \quad (1)$$

donde:

L_b = la longitud sin arriostramiento (mm)

r_y = mínimo radio de giro de la sección de acero respecto al eje vertical (mm)

M_r = el momento menor debido a la carga factorada en cualquier extremo de la longitud sin arriostramiento (N mm)

M_p = momento plástico

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala en compresión de la sección donde r_y está determinado (MPa)

Para la ecuación 1, (M_r/M_p) será tomado como negativo si la posición del elemento dentro de la longitud sin arriostramiento es flexado en curvatura reversa.

Un arriostre será proporcionado en la sección anticipada a alcanzar M_p .

2.9.2.9.2.3.A.3 Cálculo de la Resistencia a la Flexión

2.9.2.9.2.3.A.3.1 Flexión Positiva

2.9.2.9.2.3.A.3.1.1 Resistencia a la flexión nominal

Para tramos simples y tramos continuos con secciones compactas en los soportes interiores, la resistencia a la flexión nominal será tomada como:

$$M_n = M_p \quad (1)$$

Para tramos continuos como secciones no compactas en los apoyos interiores, la resistencia a la flexión nominal de la sección compacta de momento positivo puede ser determinada ya sea por el Método "A" o el Método "B", tal como se especifica aquí, pero no deberá ser mayor que M_p .

- Método "A" Análisis aproximado

$$M_n = 1.3 R_n M_y \quad (2)$$

- Método "B" Análisis refinado

$$M_n = R_n M_y + A[M_{np} - M_{cp}] \quad (3)$$

para lo cual:

M_{np} = M_{cp} para tramos interiores deberá ser tomado como el valor más pequeño de cualquier extremo del tramo.

donde:

M_{np} = resistencia a la flexión nominal en el apoyo interior (N mm)

M_{cp} = momento debido a las cargas factoradas en el apoyo interior concurrentes con el momento flector positivo máximo en la sección transversal en consideración (Nmm)

A = para los tramos extremos la distancia del soporte final a la ubicación de la sección transversal en el tramo dividida por la longitud del tramo. Para tramos interiores, A deberá ser tomada como 1.0

M_y = momento de fluencia (Nmm)

R_n = factor de reducción de los esfuerzos en el ala del (Art. 2.9.2.3.6.1)

La esbeltez y arriostramiento del ala en compresión no deberán ser investigadas para el estado límite de resistencia de secciones compuestas en flexión positiva.

Cuando la ecuación 3 es usada, el momento flector positivo concurrente no excederá $R_n M_y$ para

la carga factorada que produce el momento máximo negativo en el apoyo adyacente.

Alternativamente, los efectos actuales de la flexión positiva de flexión pueden ser tomada en cuenta usando procedimientos inelásticos.

2.10 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

2.10.1 Movimiento de Tierras

2.10.1.1 GENERALIDADES

Los trabajos de movimiento de tierras abarcan el suministro y puesta a disposición de todos los equipos, materiales y demás implementos, así como también el personal que sea necesario para realizar todos los trabajos pertinentes, en cuanto a excavaciones, acarreo y descarga del material excedente; igualmente comprende la protección de las excavaciones, todos los cortes y refines de taludes así como la preparación del fondo de las excavaciones para las obras que se van a erigir sobre él. También están incluidos los trabajos y operaciones de compactación, investigaciones de mecánica de suelos, así como todas las demás labores auxiliares y/o complementarias, no mencionadas específicamente en esta sección.

2.10.1.2 EXCAVACIONES

2.10.1.2.1 Descripción

Las excavaciones se refieren, al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza (material suelto, roca suelta y roca fija), que debe ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras.

La profundidad de las excavaciones estarán definidas por las cotas del fondo de las cimentaciones indicadas en los planos, las cuales podrán ser modificadas por orden escrita del Supervisor, si tal variación fuese necesaria para asegurar la estabilidad de la obra. El ancho de las excavaciones estará determinada por las dimensiones de las cimentaciones y los requerimientos de estabilidad lateral de la excavación.

Las excavaciones incluirán todas las operaciones de perforación y voladura de bloques rocosos, la rectificación y conservación de los perfiles, así como también la carga, transporte, disposición y nivelación de los materiales en los lugares de descarga aprobados por el Supervisor.

2.10.1.2.2 Ejecución

El fondo de cimentación deberá ser nivelado rebajando los puntos por encima de la cota de cimentación. Se prohíbe el relleno de los puntos debajo de dicha cota.

En cualquier tipo de suelos al ejecutar los trabajos de excavación o nivelación, se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de base.

En general, el acabado de la superficie de las excavaciones será definido directamente por el material de excavación, pero los taludes están indicados en los planos. Especialmente los taludes que queden expuestos en forma permanente serán cuidadosamente arreglados con retroexcavadora, tractor, o a mano, a elección del Contratista.

El fondo y los taludes de las excavaciones se ejecutará según lo mostrado en planos, debiendo el Contratista comunicar de inmediato al Supervisor cualquier situación anómala en la ejecución de los trabajos, ya sea por motivos ajenos a su responsabilidad, o causada por él. El Supervisor efectuará el análisis de cada situación en particular y dará instrucciones para modificar los taludes, o profundizar los niveles de cimentación en caso de encontrarse condiciones de cimentación distintas a las previstas en el diseño; o de rellenar los niveles en caso de sobre-excavaciones.

El material extraído de la excavación antes de ser utilizado, debería ser depositado en lugares convenientes que no comprometan la Estabilidad de la excavación.

Cuando la estabilidad de las paredes de las excavaciones lo requiera, deberán construirse obras

de defensa necesarias para su ejecución. El Contratista preverá el drenaje adecuado para evitar inundaciones a la excavación.

Todo material extraído que no sea utilizado como relleno y que sea conveniente, con la aprobación de la Supervisión, deberá ser empleado en lo posible en la ampliación de terraplenes, taludes, defensas o nivelaciones de depresiones del terreno, de modo que no afecte la capacidad del cauce, la estética de los accesos y la construcción de la obra.

Para la ejecución de las excavaciones, se deberá tomar en cuenta la clasificación por el tipo de material, profundidad o afrontamiento, además de considerar una bonificación para casos de excavación bajo agua.

2.10.1.2.3 Sobreexcavaciones

Si por cualquier razón, las excavaciones efectuadas para la estructura sobrepasan sin previa autorización de la Supervisión, las líneas preestablecidas, el Contratista rellenará, por cuenta propia, el volumen correspondiente a la sobreexcavación con concreto o relleno de la calidad correspondiente. El Contratista no obtendrá remuneración por la sobreexcavación que no haya sido autorizada y se le pagará la excavación sólo hasta las líneas preestablecidas, de acuerdo a los precios unitarios estipulados en el Contrato.

En el caso de producirse deslizamiento durante los trabajos de excavación en tierra o en roca, todos los daños correrán por cuenta del Contratista. No se pagará por el movimiento de tierras adicional, resultante de dichos casos.

Si la Supervisión ordenase excavaciones más allá de los perfiles indicados en los planos, éstas le serán pagadas al Contratista según los precios unitarios estipulados, ya sea que se trate de relleno con concreto ciclópeo o concreto de la misma calidad de la estructura, o relleno con material granular de compensación, conforme se detalló en el numeral anterior.

2.10.1.2.4 Excavaciones en Roca

En caso de excavaciones en roca, el Contratista deberá presentar un diseño de voladuras para restringir la voladura al prisma de excavación y no alterar la estructura de la roca al nivel de cimentación. Cualquier sobreexcavación en la base de cimentación será rellenado con concreto. Si en una excavación se presentan 2 o más tipos de roca el diseño debe adecuarse a las características de las mismas en la parte que les corresponde. El Contratista deberá tomar todas las medidas de seguridad para el personal, terceros, equipos y la obra en su conjunto.

Si se previera que al llegar al nivel de fondo de excavación se podría encontrar un bolón o bolones de roca de un tamaño tal que al ser removidos originen huecos grandes que luego deban rellenarse; en este caso, el Contratista usará disparos tipo "plastas" para sólo partir la roca y evitar la formación de los huecos en el fondo de la excavación; adicionalmente, y solo para estos casos, el Contratista tendrá una tolerancia de sobrepasar hasta 0.20 m respecto a los niveles y dimensiones indicados en los planos, y en el cual podrán sobresalir bolones no destruidos del todo, hasta 0.075 m por debajo del fondo de excavación señalado en planos, y luego será rellenado con un material granular compactado con compactadora manual tipo plancha, hasta el nivel de excavación especificado, en capas no mayores de 0.15 m.

Dicho relleno deberá quedar a satisfacción del Supervisor, el cual deberá aprobar por Cuaderno de Obra estos trabajos previamente a su ejecución.

Al finalizar el perfilado del fondo de la excavación, el Contratista efectuará una compactación del fondo, con rodillo vibratorio o plancha vibratoria, sobre la superficie húmeda, de manera de restablecer o mejorar la condición natural preexistente antes de la excavación.

Previamente al inicio del vaciado de concreto o de la colocación del relleno permanente, la superficie de los taludes y fondo será ligeramente humedecida.

El Contratista respetará todos los reglamentos y leyes vigentes en el Perú relativos a la impor-

tación, transporte, almacenamiento y utilización de explosivos, a las advertencias antes de los disparos, a los circuitos eléctricos, etc. En particular, el empleo de detonadores eléctricos será rigurosamente prohibido durante la ocurrencia de tempestades eléctricas.

La ubicación y el diseño de los sitios de almacenaje, los métodos de transporte y las precauciones que se tomarán para prevenir accidentes, estarán sujetos a la aprobación de la Supervisión, pero queda entendido que esta aprobación no exime al Contratista de su responsabilidad con respecto al manejo de los explosivos.

2.10.1.2.5 Control del Nivel Freático

El sistema instalado deberá garantizar que todas las aguas de escurrimiento y del nivel freático serán evacuadas a un cauce natural o dren.

El Contratista elegirá el método más conveniente para la depresión y evacuación del nivel freático en un área circundante a la ejecución de la obra. Si eligiera un sistema de pozos abiertos, con bombas y zanjas de conexión, el costo del bombeo será retribuido en función al tiempo en horas de funcionamiento y de la capacidad de las bombas, mediante las correspondientes partidas del presupuesto.

El Contratista está obligado a instalar, en cada caso, medidores de agua con el fin de controlar el caudal bombeado para la aplicación de las partidas respectivas.

El Contratista está obligado a tener en reserva una cantidad suficiente de bombas para garantizar la operación del sistema instalado, para los casos de insuficiencia o fallas.

El Contratista ejecutará la operación del sistema de contención del nivel freático respectivo, de tal manera que la velocidad y el caudal de bombeo no produzcan ningún daño en el subsuelo por variación demasiado rápida del nivel freático. Asimismo, para el caso de un ascenso brusco del nivel freático por paralización en la operación del sistema.

El Contratista llevará un "Protocolo de Bombeo" y lo presentará al Supervisor junto con los reportes diarios respectivos formando parte inseparable de estos últimos. En los reportes diarios, el Contratista deberá registrar cualquier variación de la superficie del área circundante de pozos y/o canaletas para que el Supervisor pueda tomar la decisión respectiva.

2.10.1.3 RELLENOS

2.10.1.3.1 Descripción

Se refiere al movimiento de tierras ejecutado para completar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las sub - estructuras.

Los rellenos deberán construirse hasta las líneas, rasantes y secciones transversales que se muestran en los planos o como ordene el Supervisor. Las superficies definitivas del relleno deberá corresponder con las líneas estacadas en el terreno o mostradas en los planos.

2.10.1.3.2 Material de Relleno

El material usado en los rellenos deberá ser de calidad aceptable y no contendrá material orgánico ni elementos friables o de fácil alteración; el material deberá ser aprobado por el Supervisor. En las excavaciones en roca, el relleno se ejecutará únicamente con concreto. En caso de verse material insuficiente de relleno dentro de los límites del proyecto, el Contratista hará uso de material de préstamo de zonas aprobadas por el Supervisor.

2.10.1.3.3 Ejecución

El nivel del relleno deberá ser el nivel de la superficie del terreno circundante, considerando los asentamientos que pueden producirse durante la operación constructiva. El relleno deberá ser enteramente compactado por medios apropiados y aprobados por el Supervisor, de modo que sus características mecánicas sean similares a las del terreno subyacente.

En las excavaciones en roca, los rellenos se ejecutarán únicamente con concreto.

Los taludes expuestos deberán presentar una superficie uniforme, de apariencia agradable. El Supervisor se reserva el derecho de aumentar o disminuir las pendientes de los taludes de los rellenos, o de hacer cualquier otro cambio en las estructuras, que considere necesario.

El material de relleno será colocado y acomodado sobre una superficie de terreno previamente preparada, en capas sensiblemente horizontales de espesor y granulometría gradada, de tal forma que no se formen acumulaciones o lentes de materiales que difieran substancialmente con la textura del material vecino. El espesor de las capas será el fijado en los planos o el fijado por el Supervisor.

El material de relleno a ser compactado deberá presentar el contenido de humedad óptimo para obtener la densidad especificada; en caso necesario se le añadirá la cantidad de agua que requiera o se le dejará secar lo suficiente para alcanzar la humedad de diseño.

Debe tenerse en cuenta que el material de relleno podrá ser completo y convenientemente compactado sólo si contiene la cantidad de agua correcta.

Todo material extraído que no sea utilizado como relleno, deberá ser transportado hacia otro lugar de modo que no afecte la capacidad del cauce o la estética de los accesos, ni la construcción de la obra.

2.10.1.3.4 Rellenos adyacentes a Estructuras

El relleno del terraplén detrás de los estribos y muros del ala del puente será depositado y compactado convenientemente, con tamaño máximo de piedras no mayor que 6" en capas horizontales de espesor no mayor que 0.30m, debiendo alcanzar porcentajes de compactación del 90% del Proctor modificado.

Cuando se deba ejecutar rellenos delante de dichas estructuras, éstos deberán realizarse con anterioridad para prevenir posibles deflexiones. Se tomarán precauciones para prevenir acciones de cuña contra la albañilería, destruyendo los taludes de las excavaciones, de modo que éstos queden escalonados o rugosos.

No se colocará relleno tras los estribos y muros de ala de contención sin orden escrita del Ingeniero; se realizará preferentemente no antes de los 14 días de terminada la albañilería o cuando las pruebas del concreto arrojen cuando menos el 80 % de su resistencia especificada.

2.10.1.3.5. Enrocados de Protección

El material que conforma los enrocados será roca de buena calidad, sanas, compactas y resistentes; de preferencia bloques angulares, pero se puede aceptar bloques subangulares o redondeados.

Los enrocados diseñados estarán designados por su D_{50} , el cual corresponde a aquel tamaño de bloque, para el cual el 50% de todos los bloques son de menor tamaño. El enrocado considerado tiene una granulometría determinada, conforme se muestra en la tabla 2.10.1.3.5.1

La colocación del enrocado será efectuada directamente desde los volquetes "al volteo", y la colocación será ayudada por una retroexcavadora o equipo similar que el Contratista estime conveniente, de manera que los tamaños más pequeños rellenen los vacíos entre los bloques grandes y se logre una mejor trabazón entre ellos. La superficie final exterior debe quedar lo más uniforme posible.

El espesor del enrocado no debe ser menor que el tamaño del enrocado indicado en los husos granulométricos.

El enrocado que se coloque no tendrá una compactación especial excepto el paso de equipos de construcción, cuando sea posible.

Tabla 2.10.1.3.5.1 Distribución Granulométrica de Enrocados

Enrocado * D ₅₀ =0.25 m		Enrocado * D ₅₀ =0.50 m		Enrocado D ₅₀ =0.70 m		Enrocado D ₅₀ =0.90 m	
Diámetro (mm)	% acumulado que pasa	Diámetro (mm)	% acumulado que pasa	Diámetro (mm)	% acumulado que pasa	Diámetro (mm)	% acumulado que pasa
500	100	800	100	1200	100	1500	100
400	80 -100	600	65 -100	900	60 - 100	1200	60 - 100
275	50 - 70	550	50 - 85	850	50 - 85	1000	40 - 70
200	30 - 45	450	30 - 50	700	30 - 50	600	0 - 20
127	0 - 20	325	15 - 30	600	0 - 30	425	0 - 5
		250	0 - 20	300	0 - 10		

2.10.1.4 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE

2.10.1.4.1 Descripción

Consiste en el carguío y la eliminación del material procedente de las excavaciones que resulte excedente y del material inservible. El material será depositado en lugares donde no cree dificultades a terceros, considerándose para ello una distancia máxima de transporte de 1 km.

2.10.1.4.2 Ejecución

Se eliminará el material excedente, el cual será cargado y transportado (cargador frontal y volquete) a los botaderos que indique el Ingeniero Supervisor.

2.10.1.5 Material de préstamo para relleno

2.10.1.5.1 Descripción

Todo material usado en relleno deberá ser de calidad aceptable (cantera) a juicio del Supervisor y no contendrá material orgánico ni elementos inestables o de fácil alteración.

2.10.1.5.2 Ejecución

Se refiere al trabajo de excavación, carguío y transporte de material aprobado de cantera, para completar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las sub-estructuras.

2.10.2 Falso-Puente

2.10.2.1 GENERALIDADES

El falso - puente será diseñado para proporcionar la rigidez y resistencia suficientes para soportar con seguridad todas las cargas impuestas y producir en la estructura final la geometría y las formas indicadas en los planos, sin que se produzcan asentamientos. Los planos del falso - puente serán diseñados y firmados por un Ingeniero Civil colegiado.

La carga de diseño del falso - puente será la suma de cargas verticales muertas y sobrecargas y la carga horizontal prevista, considerando los pesos del material de construcción por soportar, el peso propio del falso - puente, los equipos a emplear y la secuencia de construcción.

El Contratista deberá preparar los planos detallados del falso - puente para ser presentados al Supervisor, quien deberá revisarlos y aprobarlos si los encontrara conforme.

El falso - puente será construido en etapas planificadas en forma tal que permitan su asentamiento y deflexión anticipados, así como el alineamiento vertical y la curvatura indicados en los planos u ordenados por el Supervisor para la estructura permanente. Durante el llenado del concreto, deberán monitorearse con cuidado el falso - puente y sus cimientos, para controlar los asentamientos y otras deformaciones.

2.10.2.2 MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

El falso - puente podrá ser construido de madera, acero o cualquier otro material resistente que proporcione la rigidez y resistencia requeridas. Cuando se utiliza madera para la construcción

del falso puente, ésta podrá ser en bruto, de buena calidad y no presentarán nudos o fallas que disminuyan su capacidad portante. No se permitirá el uso de troncos, salvo autorización escrita del Supervisor, el cual deberá comprobar la calidad y estado de cada uno de los troncos a ser usados. En caso de utilizar acero, si los elementos han sido usados anteriormente, deberán ser revisados para verificar su condición y aprobados por el Supervisor. Se evitará la exposición de los elementos de acero al calor solar intenso, para evitar posibles deformaciones por temperatura.

2.10.2.3 CONSTRUCCIÓN

El falso - puente será construido de tal forma que se disponga la contraflecha indicada en los planos.

El Supervisor podrá exigir al Contratista el empleo de los arriostres necesarios para impedir asentamientos de las formas que pudieran ocurrir antes del llenado y la operación del desencofrado. En cualquier caso, el falso - puente deberá estar convenientemente arriostrado y apuntalado para evitar oscilaciones y corrimientos que pueda variar la geometría del puente.

2.10.2.4 RETIRO DEL FALSO - PUENTE

El retiro del falso - puente no podrá efectuarse antes de veintiún días después de llenado el concreto, a menos que se estipule otro lapso en los planos o se usen aditivos acelerantes. En cualquiera de estos casos, la fecha del descimbrado se fijará de acuerdo al resultado de las pruebas de compresión realizadas en los testigos tomados durante el llenado y mediante autorización escrita del Supervisor.

Para estructuras tipo arco, la secuencia de retiro del falso - puente, respecto a la construcción de elementos del puente sobre el arco, deberá ser especificado en los planos o aprobado por el Supervisor.

El falso - puente de las partes post - tensadas de las estructuras no será retirado hasta que el acero de pre-esfuerzo haya sido tensado.

2.10.3 Encofrados

2.10.3.1 GENERALIDADES

Los trabajos a ser considerados consistirán en el suministro de toda la mano de obra, materiales y equipos y en la realización de toda la obra para el diseño, provisión, fabricación, almacenamiento, transporte, instalación y desmontaje de los encofrados para la ejecución de los estribos del puente conforme a los planos, a estas especificaciones y como se requiera de la Supervisión. Los trabajos también incluyen todos los elementos de fijación, puntales, apoyos y andamios del encofrado, la preparación de los encofrados para la instalación de algunos detalles fijados al encofrado ("water-stop" u otros) y la limpieza de los encofrados para la colocación del concreto.

Los encofrados serán diseñados y construidos por el Contratista de modo tal que resistan sin deformarse el empuje del concreto al momento de su colocación y otras cargas que pudieran producirse durante la construcción.

Para dichos diseños se tomará un coeficiente aumentativo de impacto, igual al 50% del empuje del material que deba ser recibido por el encofrado. En el cálculo del empuje hidrostático a ser usado en el diseño de los encofrados, se considerará la velocidad máxima de colocación del concreto, los efectos de la vibración, la temperatura del concreto y cualquier uso previsto de aditivos en la mezcla de concreto.

Los encofrados también harán posible la textura superficial requerida para el concreto, sin reducir la uniformidad en el color de las superficies formadas.

El Contratista realizará su propia evaluación relativa a la capacidad portante permisible en el material de cimentación, debiendo diseñar la parte inferior de los encofrados y en apuntalamientos, a fin de prevenir la sobrecarga, los asentamientos diferenciales y asentamiento totales

inaceptables.

El Contratista construirá los apuntalamientos en estricta concordancia con lo indicado en los planos de apuntalamiento revisados, debiéndose disponer permanentemente en el lugar de la obra un juego de dichos Planos. Los trabajos se iniciarán luego de ser aprobados los planos por la Supervisión lo cual no exonerará al Contratista de la responsabilidad respecto a la seguridad o de cualquiera de sus obligaciones y responsabilidades a los que está obligado.

2.10.3.2 MATERIALES

La madera en contacto con el concreto estará libre de agujeros, nudos, hendiduras, rajaduras, alabeos y, en general, cualquier defecto que pueda atentar contra la apariencia de la estructura terminada. Las maderas que tienen defectos que atentan contra su resistencia serán rechazadas.

Los elementos internos de fijación estarán constituidos por pernos y por varillas; no se permitirá la soldadura y fijación de estos elementos al acero de refuerzo.

El alambre podrá utilizarse con autorización de la Supervisión cuando ambos lados del concreto vayan a ser recubiertos o no vayan a estar permanentemente expuestos; en estos casos, el alambre será cortado a ras con la superficie.

2.10.3.3 CONSTRUCCIÓN

La construcción de los encofrados será realizada por el Contratista, previa aprobación y autorización escrita del Supervisor.

Los encofrados deberán ser construidos de acuerdo a las líneas de la estructura y apuntalados sólidamente para que conserven su rigidez. En general, se deberán unir los encofrados por medio de pernos que puedan ser retirados posteriormente.

La organización del sistema de encofrados debe ser tal que al proceder a desencofrar queden siempre algunos puntales de seguridad, los cuales no deben ser retirados hasta que sean innecesarios.

En todo caso, deberán ser construidos de modo tal que el desencofrado sea una ejecución rápida y sencilla.

Los encofrados serán construidos en forma tal que las marcas de las juntas en las superficies de concreto estén alineadas tanto horizontal como verticalmente, y que las juntas situadas entre superficies sean suaves.

Los encofrados para ángulos entrantes deberán ser achaflanados, en tanto que aquellos para aristas serán reforzados con filetes.

Antes de depositar el concreto, los encofrados deberán ser convenientemente humedecidos y sus superficies interiores recubiertas adecuadamente con aceite, grasa o jabón, para evitar la adherencia de la pasta.

No se podrá efectuar llenado alguno hasta que todos los trabajos de construcción del encofrado hayan sido concluidos, lo cual deberá tener la autorización escrita del Supervisor.

La remoción de las tuercas o extremos de los elementos de unión debe realizarse sin dañar la superficie del concreto y de modo tal que las cavidades dejadas por aquellas sean del menor tamaño posible. El relleno de dichas cavidades se realizará con concreto o mortero de relación agua/cemento igual o menor que la de la estructura, sin perjudicar el aspecto o la durabilidad de la misma y asegurando completa adherencia con el concreto endurecido.

En muros y columnas angostas, donde la base del encofrado es inaccesible, una abertura de acceso será proporcionada en los encofrados con fines de limpieza del material residual inmediatamente antes de la colocación del concreto.

Se deberán tomar las precauciones necesarias para mantener los encofrados en contacto estrecho con el concreto endurecido, en las juntas de construcción, a fin de prevenir que el mortero del concreto proveniente de las filtraciones atraviese la junta para prevenir cualquier irregularidad en la junta, se podrá usar madera tosca para encofrados de juntas de construcción.

2.10.3.4 ENCOFRADO DE SUPERFICIES NO VISIBLES

Los encofrados de superficies no visibles pueden ser construidos con madera en bruto, pero sus juntas deberán ser convenientemente calafateadas para evitar fugas de la pasta.

2.10.3.5 ENCOFRADO DE SUPERFICIES VISIBLES

Los encofrados de superficies visibles serán hechos de madera laminada, planchas duras de fibras prensadas, madera machihembrada, aparejada y cepillada o metal. Las juntas de unión deberán ser calafateadas de modo de no permitir la fuga de la pasta. En la superficie en contacto con el concreto, las juntas deberán ser cubiertas con cintas, aprobadas por el Ingeniero Inspector, para evitar la formación de rebabas.

Dichas cintas deberán estar convenientemente sujetas para evitar su desprendimiento durante el llenado.

2.10.3.6 ENCOFRADOS PREFABRICADOS EN EL INTRADÓS

Los encofrados prefabricados colocados hacia el intradós, tales como los paneles metálicos corrugados o de concreto, pueden emplearse si están considerados en los planos o aprobados por el Supervisor. Antes del uso de los encofrados, el Contratista proporcionará el conjunto completo de detalles al Supervisor, para su revisión y aprobación. Los planos de estructuras, a menos que se indique otra cosa, son dimensionados para el uso de encofrados que serán removidos; los costos por cualquier cambio necesario en disponer los encofrados prefabricados en caso de ser aprobado, se harán por cuenta del Contratista.

2.10.3.7 TOLERANCIAS

Los encofrados y apuntalamientos serán diseñados, construidos, instalados, apoyados y arriostados de tal forma que las variaciones en el alineamiento, calidad, posición y dimensiones de las superficies acabadas de las estructuras de concreto mostrados en los planos estén comprendidas dentro de las tolerancias mostradas a menos que los planos o la Supervisión especifiquen algo diferente.

El Contratista realizará todas las verificaciones necesarias según sean requeridas por la Supervisión, antes y después del vaciado de concreto, a fin de determinar que las tolerancias especificadas hayan sido cumplidas. Cualquier desviación en las superficies deberá estar comprendida dentro de las tolerancias especificadas.

- Variaciones en el alineamiento de aristas y superficies de placas y muros:
 - En cualquier tramo de 3 metros 6 mm
 - En todo lo largo 20 mm

- Variación en las dimensiones de las secciones de columnas y vigas y en el espesor de losas y muros:
 - Menos 6 mm
 - Más 12 mm

- Variaciones en las dimensiones de las cimentaciones:
 - Menos 12 mm
 - Más 50 mm
 - Si el vaciado se hace sobre la misma excavación, la tolerancia será de no más de 75 mm
 - La excentricidad podrá ser hasta del 2% del ancho de la cimentación en la dirección de la excentricidad, pero no más de 50 mm
- La reducción en el espesor en relación al ancho será de menos del 5%

En el proceso de armado de los encofrados, el Contratista deberá fijar puntos de control y marcas que puedan ser utilizados como elementos de referencia para la comprobación de las tolerancias.

2.10.3.8 DESENCOFRADO

2.10.3.8.1 Tiempos de Desencofrado

Los encofrados no serán desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida a estructura durante el período de construcción. Los encofrados serán desmontados sólo con la aprobación de la Supervisión y, en general, se deberán contemplar los siguientes lapsos entre el vaciado de concreto y el desencofrado:

- Vigas y losas	14 días
- Columnas y muros	48 horas
- Concreto masivo	45 horas

Se procederá al desmontaje de los encofrados en forma tal que se evite la formación de grietas, el descascaramiento o la rotura de los bordes o de las superficies, o cualquier otro daño que pueda producirse en el concreto.

Si los trabajos de desencofrado no están controlados por ensayos de testigos o probetas, los encofrados no podrán ser retirados antes de los períodos siguientes, a menos que el Supervisor lo autorice por escrito:

Costado de Vigas	24 Horas
Paredes interiores de Vigas - cajón	24 Horas
Barandas	24 Horas
Cimentaciones y Elevaciones	3 Días
Columnas	7 Días
Losas	14 Días
Fondo de Vigas	21 Días

En caso de trabajar a temperaturas menores que 5° C, éstos períodos deberán ser revisados. Si se usan cementos de alta resistencia o con aditivos acelerantes, estos periodos pueden ser reducidos de acuerdo a especificaciones particulares.

Todo encofrado para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado con cuidado antes de ser colocado.

2.10.3.8.2 Excepciones

Todos los encofrados serán retirados, con las excepciones siguientes:

- Zapatas cuyo retiro podría poner en peligro la seguridad de las ataguías y alguna otra obra cercana.
- Celdas cerradas cuyo acceso no ha sido previsto en el proyecto.
- Tablero en puentes con vigas - cajón, en las celdas que no interfieren con las futuras instalaciones previstas en los planos.

2.10.4 Obras de Concreto

2.10.4.1 GENERALIDADES

Las obras de concreto comprenderán el aporte de toda la mano de obra, materiales y equipos y la realización de todos los trabajos para el suministro de insumos, transporte, colocación, acabado, curado y protección del concreto, conforme a los planos, a estas especificaciones y a lo que requiera la Supervisión.

Los trabajos también incluyen el diseño de detalle de todas las instalaciones y obras asociadas con las actividades mencionadas, la preparación de las superficies de la cimentación y de las juntas para recibir el vaciado de concreto, la protección de todos los elementos o partes de equipos empotrados durante el vaciado, la preparación de muestras de concreto así como la reparación de las superficies de concreto como lo requiera la Supervisión.

El concreto consistirá en una mezcla de cemento, agregados finos y gruesos, agua, y cuando sea autorizado, aditivos. La mezcla deberá ser diseñada por el Contratista a fin de obtener un concreto de las características especificadas y de acuerdo a las condiciones necesarias de cada elemento de la estructura.

La dosificación de los componentes de la mezcla se hará preferentemente al peso, determinando previamente el contenido de humedad de los agregados para efectuar el ajuste correspondiente en la cantidad de agua de la mezcla. El Supervisor comprobará en cualquier momento la buena calidad de la mezcla, rechazando todo material defectuoso.

Es responsabilidad del Contratista el empleo de métodos y equipos para la construcción de las obras de concreto, que produzcan resultados satisfactorios bajo las condiciones establecidas en el proyecto y en la zona, sin dañar alguna parte de la obra.

2.10.4.2 MATERIALES

2.10.4.2.1 Cemento

Todos los tipos de concreto a emplear usarán los cementos que sean establecidos claramente en las especificaciones técnicas. El cemento deberá encontrarse en perfecto estado en el momento de su utilización.

Deberá almacenarse en construcciones apropiadas que lo protejan de la humedad, ubicadas en lugares apropiados. En ningún caso la antigüedad del concreto excederá de 3 meses.

La mínima cantidad de cemento con la cual se debe realizar una mezcla, será la que se indica, a menos que se especifique otra cosa:

- | | |
|---|-----------------------|
| • Concreto Ciclópeo y Concreto Simple para Solados | 170 kg/m ³ |
| • Concreto simple y Cimentaciones ligeramente armadas | 250 kg/m ³ |
| • Concreto Armado | 300 kg/m ³ |
| • Concreto armado en losa delgada y vigas,
concreto pre - esforzado y concreto llenado bajo agua | 400 kg/m ³ |

2.10.4.2.2 Agua

El agua a emplearse en la mezcla deberá ser clara, limpia, exenta de aceites, ácidos, álcalis o materia orgánica. No deberá ser salobre. No se podrá emplear el agua sin la verificación por medios adecuados. El agua para mezclas de concreto que tendrán elementos de acero tendrá el nivel de cloruros y sulfatos tolerable para evitar los efectos de la corrosión.

A petición de la Supervisión, el Contratista efectuará a su cuenta, los análisis de agua en un laboratorio acreditado, investigando principalmente los siguientes aspectos:

- Ph
- consumo de permanganato de potasio o de oxígeno
- ácido carbónico libre
- sulfatos
- cloruros fosfatos

Se considerará como parte del agua de mezcla requerida en la dosificación, el contenido de humedad de los agregados. La medición del contenido de humedad de los agregados será realizada sistemáticamente por cuenta del Contratista.

La tarea de proporcionar y distribuir el agua en la planta de producción de concreto es tarea a costo del Contratista como parte del proceso de producción del concreto.

El agua se considera apta para la mezcla o el curado si sus propiedades y contenidos en sustancias disueltas están comprendidos en los siguientes límites:

- El contenido máximo de materia orgánica expresada en oxígeno consumido será de 3 mg por litro (3 ppm).
- El contenido de residuo sólido no será mayor de 5 gr/l (5000 ppm.)

- El Ph estará comprendido entre 5.5 y 8.
- El contenido de sulfatos expresado en sulfato ión (SO_4) será menor de 600 p.p.m.
- El contenido de carbonatos de cloruros expresado en ión cloruro (Cl) será menor de 1 gr/l (1000 ppm.).
- El contenido de carbonatos y bicarbonatos alcalinos (alcalinidad total), expresado en NaCO_3 , será menor de 1 gr/l (1000 ppm).

2.10.4.2.3 Agregados

2.10.4.2.3.1 Generalidades

El Contratista proporcionará periódicamente al Supervisor, previamente a la dosificación de las mezclas, certificados de calidad de los materiales usados como agregados, de cuyo resultado dependerá la aprobación para el empleo de éstos.

El Supervisor podrá solicitar, cuantas veces considere necesario nuevos análisis de los materiales en uso.

Se podrá permitir el uso de agregados con granulometría diferente a la especificada, siempre y cuando se hagan estudios calificados a satisfacción de la Supervisión que aseguren la producción de concreto de la calidad requerida.

Para los agregados empleados en concretos que han de estar sometidos a humedad, se preferirán los que no presenten en su composición mineralógica elementos potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

Se exceptúa el caso en el que el cemento contenga menos del 0.6% de álcalis, calculado como el equivalente de óxido de sodio ($\text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{K}_2\text{O}$), o cuando se adicione a la mezcla materiales que han demostrado ser capaces de controlar las expansiones inconvenientes debidas a la reacción álcali - agregado.

Los criterios de aceptación de los agregados deberán estar claramente establecidos en las especificaciones técnicas correspondientes.

Los agregados se obtendrán de material seleccionado de las excavaciones de la obra o de canteras apropiadas aprobadas por el Supervisor.

2.10.4.2.3.2 Agregado Fino

El agregado fino consistirá de arena natural u otro material inerte con características similares, sujeto a aprobación previa.

Será limpio, libre de impurezas, sales y sustancias orgánicas. La arena será de granulometría adecuada, natural o procedente de la trituración de piedras.

La cantidad de impurezas no excederá los límites indicados en las especificaciones técnicas generales en la tabla 2.10.4.2.3.2.1.

Sustancias	Porcentaje en Peso
Arcilla o terrones de Arcilla	1 %
Carbón y Lignita	1 %
Material que pasa la malla N° 200	3 %

Otras sustancias perjudiciales, tales como esquistos, álcalis, mica, granos recubiertos, pizarra y partículas blandas y escamosas no deberán exceder de los porcentajes fijados para ellas especialmente en las especificaciones técnicas, cuando la obra las requiera.

El agregado fino será de granulometría uniforme, debiendo estar comprendida entre los límites de un huso granulométrico indicados en la tabla 2.10.4.2.3.2.2.

Tabla 2.10.4.2.3.2.1 Granulometría del Agregado Fino

Malla	Porcentaje de peso (masa) que pasa la malla			
	Limites totales %	Gruoso %	Medio %	Fino %
9.50 mm (3/8")	100	100	100	100
4.75 mm(N°4)	89 - 100	95 - 100	85 - 100	89 - 100
2.36 mm(N°8)	65 - 100	80 - 100	65 - 100	80 - 100
1.18 mm(N°16)	46 - 100	50 - 85	45 - 100	70 - 100
600 µm(N°30)	25 - 100	25 - 60	25 - 80	55 - 100
300 µm(N°50)	5 - 70	10 - 30	5 - 48	5 - 70
150 µm(N°100)	0 - 12	2 - 10	0 - 12	0 - 12

* Incrementar a 15% para agregado fino triturado

2.10.4.2.3.3 Agregado Gruoso

El agregado grueso consistirá de piedra partida, grava, canto rodado, escorias de altos hornos o cualquier otro material inerte aprobado, con características similares o combinaciones de éstos. Deberá ser duro, con una resistencia última mayor que la del concreto en que se va emplear, químicamente estable, durable, sin materias extrañas u orgánicas adheridas a su superficie.

La cantidad de sustancias dañinas no excederá de los límites indicados en las especificaciones técnicas respectivas o en la tabla 2.10.4.2.3.3.1

Tabla 2.10.4.2.3.3.1 Límites de Sustancias Dañinas en el Agregado Gruoso

SUSTANCIAS	PORCENTAJE EN PESO
Fragmentos blandos	5 %
Carbón y Lignita	1%
Arcilla y terrones de arcilla	0.25 %
Material que pasa la malla N° 200	1 %
Piezas delgadas o alargadas (Longitud mayor que 5 veces el espesor promedio)	10%

El agregado grueso deberá ser bien graduado, dentro de los límites de un huso granulométrico indicado en la tabla 2.10.4.2.3.3.2.

Tabla 2.10.4.2.3.3.2 Límites granulométricos para agregado grueso

	3" (75mm)	2 1/2" (63mm)	2" (50mm)	1 1/2" (37.5mm)	1" (25mm)	3/4" (19mm)	1/2" (12.5mm)	3/8" (9.5mm)	N°4 (4.75mm)	N°8 (1.18mm)	N°16 (2.36mm)
21.2 a 11.2" (63 a 37.5mm)	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-
2" a 1" (50 a 25mm)		100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-
2" a N°4 (50 a 4.75mm)		100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	-	0 a 5	-	--
1 1/2" a 3/4" (37.5 a 1.9mm)			100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-
1 1/2" a N°4 (37.5 a 4.75mm)			100	100	-	35 a 70	-	10 a 30	0 a 5	-	-
1" a 1 1/2" (25 a 12.5mm)				100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-	-
1" a 3/8" (25 a 9.5mm)				100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	-	-
1" a N°4 (25 a 4.75mm)					95 a 100	-	25 a 60	-	0 a 10	0 a 5	-

¾" a 3.8"					100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	-	-
(19 a 95mm)											
¾" a N°4						100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-
(19 a 4.75mm)											
½" a N°4						100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	
(12.5 a 4.75mm)											
3/8" a N°8							100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5
(9.5 a 2.36mm)											

El tamaño máximo del agregado grueso, no deberá exceder los 2/3 del espacio libre entre barras de la armadura, de acuerdo al tipo y dimensiones del elemento a llenar; en todo caso, se observará lo recomendado en las especificaciones técnicas.

2.10.4.2.3.4 Agregado Ciclópeo

El agregado ciclópeo o pedrones consistirá en piedras grandes, duras, estables y durables, con una resistencia última mayor al doble de la exigida para el concreto en que se va a emplear. Su dimensión máxima no será mayor que 1/5 de la menor dimensión a llenarse. La piedra estará libre de material de cualquier especie pegada a su superficie.

La piedra será de preferentemente de forma angulosa y tendrá una superficie rugosa, para asegurar una buena adherencia con el mortero circundante.

2.10.4.2.4 Aditivos

Las siguientes especificaciones se refieren a los aditivos empleados en el concreto vaciado que serán propuestos por el Contratista si estima conveniente:

- Aireantes
- Plastificantes
- Retardadores de fragua
- Puzolanas

Su uso está limitado por lo indicado en las Especificaciones Técnicas y por la autorización de la Supervisión.

En algunos casos, previa autorización de la Supervisión, el Contratista podrá emplear aditivos en los concretos por convenir a sus sistemas de vaciado. El uso de tales aditivos, aunque sea autorizado, no eximirá al Contratista de sus propias responsabilidades respecto a las calidades y resistencias exigidas en las especificaciones para el concreto, y su uso no implicará costo adicional a los precios pactados.

El Contratista propondrá la dosificación de los aditivos e indicará las modalidades para su utilización teniendo presente las limitaciones impuestas por las condiciones ambientales (lluvia, temperatura, etc.), las normas del fabricante de los aditivos y/o las pruebas de laboratorio ejecutadas sobre los mismos. En caso de aditivos previamente diluidos, el Contratista deberá indicar las concentraciones de dichas soluciones para los efectos de control.

Los aditivos en polvo serán medidos en peso; los plásticos o líquidos podrán ser medidos en peso o volumen, con un límite de tolerancia del 3% de su peso efectivo. La consistencia y la calidad de los aditivos deberán ser uniformes. Casa tipo de aditivo deberá tener anexo, por cada suministro, el certificado de prueba del fabricante que confirme los límites de aceptación requeridos.

Antes del uso de los aditivos, el Contratista deberá presentar los resultados de ensayos que confirmen la calidad y la eficiencia del material. Al mismo tiempo, la Supervisión podrá ejecutar pruebas sobre muestras de aditivos y podrá también extraer muestras y ejecutar pruebas después que el aditivo haya sido entregado al almacén.

Cuando en el interior del concreto se coloquen piezas de metal galvanizado, no será permitido el uso de cloruro de calcio para acelerar el fraguado.

El Contratista deberá controlar continuamente el contenido de aire de la mezcla.

2.10.4.3 MEZCLADO

El Contratista deberá instalar en el lugar de la obra de equipos que tengan la capacidad de asegurar la calidad y la continuidad de la producción requerida de concreto.

El Contratista deberá someter a la aprobación de la Supervisión la dosificación de la mezcla para cada clase de concreto y para cada estructura.

No se harán vaciados de concreto antes de verificarse, mediante los ensayos respectivos, que los tipos de mezcla propuestos cumplen con los requerimientos de resistencia y calidad detallados en las especificaciones técnicas y que están aprobados por la Supervisión.

La aprobación de la Supervisión a cierto dosaje de mezcla no eximirá al Contratista de su completa responsabilidad de producir el concreto de la calidad especificada.

El mezclado de los componentes del concreto se hará exclusivamente a máquina. El mezclado de pequeñas cantidades de concreto a emplear en caso de emergencia o para elementos no críticos de poca magnitud podrá hacerse por medios manuales.

El equipo de mezclado a utilizarse deberá contar con la aprobación del Supervisor antes de su empleo. Deberán tomarse las provisiones necesarias para el debido control del tiempo de mezclado.

Todo el concreto de una tanda deberá ser extraído del tambor antes de introducir la siguiente tanda. Los materiales que componen una tanda se introducirán en el tambor siguiendo el orden que se indica, si no hubiera otra indicación del Supervisor:

1. 10 % del Volumen de Agua
2. Grava, Cemento y Arena
3. El resto del agua

El concreto retemperado mediante adición de agua no será vuelto a mezclar.

2.10.4.4 TRANSPORTE

El Contratista deberá proponer e implementar los métodos adecuados y convenientes para el transporte del concreto fresco desde la zona de mezclado a la zona del vaciado final para asegurar el abastecimiento continuo en el momento requerido en condiciones normales de trabajabilidad. Se tendrá en cuenta que en ningún caso el tiempo de transporte sea mayor que 30 minutos entre su preparación y su colocación, evitando la segregación, pérdida de materiales y propiedades de la mezcla.

haber iniciado la fragua será desechado sin que el Contratista pueda efectuar ningún reclamo, El Contratista será responsable por cualquier daño producido por estos desechos.

2.10.4.5 COLOCACIÓN

2.10.4.5.1 Generalidades

Los encofrados, el acero de refuerzo y todos los elementos que estarán empotrados en el elemento estructural, deberán haber sido limpiados de todo material extraño antes de colocar el concreto.

El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes, permitiéndose para su transporte las carretillas con llantas neumáticas, los cucharones o baldes de pluma y el uso de bombas especiales. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.

En caso de bombeo, los equipos serán instalados de manera tal de evitar que la vibración resultante altere el concreto ya vaciado. La tubería de descarga deberá ser colocada en un punto tal

que evite la segregación del concreto en los encofrados.

El concreto será colocado y vibrado en el lugar correspondiente antes de que comience el proceso de fraguado del mismo.

Al interrumpirse el vaciado, las superficies expuestas del concreto deberán protegerse de la introducción de materias extrañas e igualarse a capas horizontales y/o escalonadas.

El concreto podrá ser vaciado sólo cuando la Supervisión haya concluido todas las inspecciones necesarias y dado, en base a las mismas, su autorización para este trabajo.

La operación de colocación y vibrado de la mezcla será realizada por el Contratista, hasta una junta de construcción o cualquier otra junta pre-establecida, la misma que necesitará obligatoriamente la aprobación de la Supervisión con respecto a su forma y localización.

El vibrado de las estructuras deberá realizarse con vibradores a inmersión eléctricos o neumáticos. Donde no sea posible realizar el vibrado por inmersión, deberán usarse vibradores aplicados a los encofrados, previa autorización de la Supervisión.

No se aceptarán para el llenado, concretos que tengan más de 30 minutos de preparados, haciéndose la salvedad que los que no hayan sido utilizados de inmediato deberán haberse mantenido en proceso de agitación adecuada hasta su utilización, siempre que este tiempo no sobrepase los 30 minutos citados.

Al depositar el concreto en los encofrados, inmediatamente después deberá ser convenientemente compactado, para lo cual se usarán aparatos de vibración interna o cualquier otro método conveniente para este fin. El Contratista dispondrá de un número suficiente de vibradores.

Los vibradores a inmersión de diámetro inferior a 10 cm deberán tener una frecuencia mínima de vibración de 7,000 revoluciones por minuto. Los vibradores de diámetro superior a 10 cm deberán tener una frecuencia mínima de 6,000 revoluciones por minuto. Los vibradores de encofrado deberán trabajar por lo menos con 8,000 revoluciones por minuto.

No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa antes que la inferior haya sido completamente vibrada. Se deberán espaciar en forma sistemática los puntos de inmersión del vibrador con objeto de asegurar que no se deje parte del concreto sin vibrar.

En caso de que durante el vaciado, la caída libre del concreto en el encofrado sea mayor de 2 m, se deberá usar embudos, cuya salida deberá siempre estar en contacto con la capa inferior, de manera tal, que el concreto salga siempre fresco, es decir, que el concreto al verterse esté siempre en contacto con el concreto recién vertido.

En estructuras ubicadas bajo el agua y otras exceptuadas especialmente, se evitará el uso de vibradores. Las medidas para este tipo de estructuras serán dadas en las especificaciones técnicas generales.

La colocación del concreto en cada sección de la estructura será hecho en forma continua, sin interrupción entre las juntas de construcción o de expansión previstas. Si en caso de emergencia es necesario suspender la colocación del concreto antes de completar una sección, será necesaria la colocación de llaves de unión adecuadas, previa aprobación del Supervisor.

Preferentemente el colocado del concreto deberá efectuarse en el día, salvo que el Contratista dote de suficiente iluminación el área de trabajo, para garantizar la buena ejecución de los trabajos, lo cual deberá ser aprobado por el Supervisor.

La temperatura del concreto durante su puesta en obra no deberá superar los 32°C ni ser inferior a los 5°C.

Para respetar estos límites en condiciones climáticas desfavorables, el Contratista, previa autorización de la Supervisión, deberá emplear sistemas adecuados, a fin de evitar pérdida por asentamiento, fragua instantánea, o juntas frías, o, para enfriar los agregados, el agua.

No se podrá realizar el vaciado de concreto al aire libre durante las lluvias continuas cuya intensidad sea mayor de 4 mm/hora, lo cual será precisado a criterio de la Supervisión.

En cualquier caso se podrá efectuar el vaciado de estructuras al cubierto, siempre que en los vehículos de transporte en concreto no sea afectado por la lluvia.

Se tomarán las previsiones del caso a fin de eliminar el agua circundante en el área de trabajo.

Durante y después de la colocación del concreto, se tomarán las medidas para no dañar el concreto o alterar la unión con el acero de refuerzo.

2.10.4.5.2 Cimentaciones

Las cimentaciones se construirán estrictamente de acuerdo a los planos, después de alcanzar la cota de cimentación y con la aprobación escrita del Supervisor.

Todas las cimentaciones serán encofradas para su llenado; en el caso del llenado de excavaciones el concreto no será vertido contra las paredes de las excavaciones. En roca se permitirá no emplear encofrados.

La altura de los cuerpos parciales en que se efectuará el llenado no deberá exceder de 3 m, debiendo asegurarse el compactado del concreto especialmente en las partes inferiores de las formas.

La cota de cimentación indicada en los planos no es definitiva, debiendo ésta ser confirmada en obra por el Supervisor.

2.10.4.5.3 Superestructuras

Cada elemento de la superestructura, sea la losa del tablero, vigas-losa o vigas cajón, se constituirá estrictamente de acuerdo a los planos, debiendo efectuarse el llenado por tramos y por los frentes que sean dispuestos en las especificaciones constructivas.

Antes de la colocación del concreto, deberán ser inspeccionados los encofrados y la armadura de refuerzo para cerciorarse que estén en su ubicación correspondiente y para que la losa de concreto resultante sea de las dimensiones estipuladas en los planos, con las consideraciones de bombeo y contraflechas.

En caso de vigas T con más de 1.20 m y vigas-cajón, la losa superior no será llenada hasta que el alma de las vigas tenga al menos 5 días de llenado.

2.10.4.5.4 Arcos

El concreto en las estructuras de arco será colocado de modo tal que se observe la uniformidad y simetría en las cargas de los elementos. La disposición de los elementos del arco y la secuencia de colocación deberá evitar la formación de esfuerzos iniciales en el refuerzo. La secuencia constructiva deberá ser aprobado por el Supervisor.

Los elementos del arco serán unidos en conjunto mediante llaves adecuadas o dowels, según se considere conveniente.

2.10.4.6 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Las juntas de construcción estarán localizadas donde se indique en los planos respectivos o en su defecto donde sea indicado por el Supervisor. Las juntas deberán ser perpendiculares a las líneas principales de fatiga y en general estarán localizadas en los puntos donde el esfuerzo cortante sea mínimo.

En juntas de construcción horizontales, se colocarán listones alineadores de 4 cm de espesor

dentro de los encofrados a lo largo de todas las caras cubiertas para dar líneas rectas a la junta. No se emplearán llaves de corte, a menos que sean indicados en los planos.

En juntas de construcción verticales, las barras de refuerzo deberán ser extendidas a través de la junta, de tal manera que la estructura resulte monolítica, además de haber dejado en tales casos llaves de corte formados por endentaduras de las superficies.

Antes de colocar el nuevo concreto fresco, las superficies de las juntas de construcción deberán ser enteramente picadas con una herramienta adecuada aprobada por el Supervisor para eliminar natas y materiales sueltos e indeseables, deberán ser limpiadas y luego empapadas en agua hasta su saturación, conservándolas saturadas hasta colocar el concreto nuevo.

El concreto de las subestructuras será colocado de tal manera que todas las juntas de construcción sean horizontales y, si es posible, no queden visibles en la estructura terminada.

2.10.4.7 CURADO Y PROTECCIÓN

Antes de comenzar el desencofrado el Contratista deberá tener listo para su instalación, todo el equipo necesario para curar y proteger adecuadamente el concreto. Las superficies del concreto deberán ser protegidas si es preciso del agua, vibraciones y otros factores perjudiciales que puedan alterar su integridad y calidad.

Toda superficie de concreto será conservada húmeda por lo menos durante 7 días, después de la colocación del concreto, si se ha usado cemento Portland Normal, y durante 3 días si se ha usado cemento de alta resistencia inicial.

El agua para el curado deberá estar limpia y libre de elementos que puedan manchar o decolorar el concreto, de manera objetable.

El curado se iniciara tan pronto se haya iniciado el endurecimiento del concreto y siempre que no sirva de lavado de la lechada de cemento.

En todo caso, se conservará estos materiales mojados por todo el periodo de curado. Todas las demás superficies que no hayan sido protegidas por encofrados, serán conservadas completamente mojadas, ya sea rociándolas con agua o por medio de esteras de algodón o tejidos adecuados hasta el final del periodo de curado.

Las superficies horizontales y las superficies acabadas que deban ser curadas con arena saturada, deberán cubrirse con una capa no menor de 5 cm de este material, la cual deberá mantenerse distribuida uniformemente y saturada continuamente durante el período de curado correspondiente.

2.10.4.8 CONTROL DE CALIDAD

2.10.4.8.1 Agregados

Los ensayos para el control de calidad de los agregados deberán llevarse a cabo de acuerdo a las N.T.N. ITINTEC. La Supervisión ordenará y fiscalizará la ejecución de los ensayos de rutina para el control y los análisis de los agregados en las varias etapas de las operaciones de tratamiento, transporte, apilamiento, recuperación y dosificación, ejecutándose los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico (N.T.N. ITINTEC 400.012)
- Impurezas orgánicas en la arena (N.T.N. ITINTEC 400.013)
- Peso específico y absorción de las gravas (N.T.N. ITINTEC 400.021)
- Peso específico y absorción de las arenas (N.T.N. ITINTEC 400.022)
- Ensayos de abrasión Los Angeles (N.T.N. ITINTEC 400.019 u 400.020 Agregado grueso)
- Ensayos de inalterabilidad al sulfato de sodio (N.T.N. ITINTEC 400.016)
- Peso unitario de los agregados (N.T.N. ITINTEC 400.017)
- Determinación de humedades naturales (N.T.N. ITINTEC s/n).
- Reactividad potencial alcalina de combinaciones cemento - agregado (N.T.N. ITINTEC 334.067)

El Contratista, con un mínimo de 30 días de anticipación a la fecha programada para comenzar los trabajos de concreto, colocará a disposición de la Supervisión un laboratorio para los ensayos de calidad del concreto incluyendo todos los aparatos necesarios y los materiales para los ensayos, como aparatos para pruebas de rigidez, resistencia a la compresión y permeabilidad y también para los ensayos del cemento, en especial los que tienen que ver con finura de los materiales, constancia de volumen, fraguado, resistencia a la flexo-tracción y resistencia a la compresión.

Los aparatos instalados por el Contratista deben también incluir equipo para el ensayo de los agregados, como granulometría, forma de partículas, elementos perjudiciales y en especial la reactividad potencial alcalina de combinaciones cemento/agregado.

Los ensayos que requieran de un equipo demasiado grande pueden ser ejecutados por un laboratorio reconocido aprobado por la Supervisión, a costo del Contratista.

2.10.4.8.2 Concreto

Es responsabilidad del Contratista, preparar la mezcla de forma tal que se obtenga un concreto homogéneo y de calidad.

A más tardar 3 semanas después de instalado en el sitio, el Contratista realizará un número suficiente de ensayos para distintas composiciones de mezcla, en conformidad con las prescripciones que se detallan a continuación.

Para todas las variantes de mezcla, el Contratista suministrará a la Supervisión todos los detalles y pruebas referentes a las mismas, y en general, todos los detalles que la Supervisión requiera, reservándose esta el derecho de pedir al Contratista otras pruebas o de ejecutarlas directamente y a costo del Contratista.

El factor agua/cemento, incluyendo el agua contenida en los agregados, aprobado por la Supervisión para cada clase de concreto no se podrá aumentar por el Contratista en ninguna circunstancia.

Sobre muestras de concreto tomadas directamente de la mezcladora, se efectuarán las pruebas de revenimiento (SLUMP) que la Supervisión considere necesaria. Estas pruebas efectuarán por cada 50 m³ de concreto producido y/o cada cambio de la calidad y/o composición del concreto y sus resultados deberán ser conformes a los valores indicados en los planos.

Las pruebas para verificar la resistencia se efectuarán para cada 50 m³ de cada clase de concreto producido. Cuando el volumen de concreto a producir en un día sea menor de 50 m³ se efectuará una prueba por cada clase de concreto, o como lo ordene la Supervisión.

Los moldes para la toma de muestras, la preparación y curado de los testigos y la prueba de resistencia del concreto a la compresión se realizará según las N.T.N ITINTEC 339.033, 339.034 y 339.036.

De los seis cilindros que comprenden una prueba se ensayarán tres a los 7 días y los otros 3 a los 28 días.

El resultado de las probetas ensayadas a los 7 días servirá de referencia de la resistencia esperada a los 28 días y cuando sus resultados hagan presumir bajas resistencias, el Supervisor indicará las medidas correctivas que deberá adoptar el Contratista.

En el caso de no alcanzarse la resistencia requerida y cuando los resultados de las pruebas no cumplan las condiciones especificadas, la Supervisión ordenará variaciones de dosificación y las eventuales siguientes medidas, siempre a cargo del Contratista:

- a) Extracción de un número suficiente de testigos del concreto en obra correspondiente a la prueba o grupo de pruebas no satisfactoria. Los mismos serán extraídos y probados de acuerdo con las Normas ASTM C-42 con el fin de establecer si las pruebas que no reúnen

- las condiciones son representativas o no.
- b) Ejecución de pruebas de carga u otros ensayos sobre la parte de estructura correspondiente a la prueba que no resulte satisfactoria.

En el caso que la Supervisión considere que los resultados de las investigaciones adicionales mencionadas no han sido satisfactorios, podrá ordenar el refuerzo o la demolición de la estructura correspondiente. Los trabajos de reparación y reconstrucción correrán a cargo del Contratista y serán sometidos a la aprobación de la Supervisión.

2.10.5 Armadura de Refuerzo

2.10.5.1 GENERALIDADES

Los trabajos comprendidos en esta sección consistirán en el suministro de toda la mano de obra, materiales y equipos y en la realización de toda la obra para la provisión, almacenamiento, transporte, de listas detalladas por cada tipo para su habilitación en obra, limpieza, instalación y fijación en la posición indicada del acero de refuerzo y mallas soldadas de acero de refuerzo, conforme a los planos, a estas especificaciones y como lo requiera la Supervisión.

El acero estará formado por barras corrugadas de diámetros establecidos en el proyecto, debiendo estar conforme a lo establecido para barras de acero usualmente en la práctica y en las especificaciones técnicas generales. El Contratista deberá presentar la certificación de calidad proporcionado por el fabricante para su aprobación por el Supervisor.

2.10.5.2 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

El acero de refuerzo será despachado en atados debidamente rotulados y marcados debiendo, además, acompañar a cada envío los informes de ensayo certificados por la fábrica, que se entregarán a la Supervisión antes de ingresar el material al Sitio. El acero de refuerzo deberá almacenarse por encima del nivel del suelo, sobre plataformas, largueros u otros soportes y deberá ser protegido hasta donde sea posible, de daños mecánicos y deterioro superficial.

2.10.5.3 LISTA DE MATERIALES

Todas las listas de materiales y diagramas de doblado de las barras de refuerzo serán preparadas por el Contratista, y presentadas con la debida anticipación a la puesta en obra para su aprobación por la Supervisión. No se deberá cortar ni doblar el material hasta que las listas no hayan sido aprobadas. Tal aprobación por parte de la Supervisión no desligará en ninguna forma al Contratista de su responsabilidad de la exactitud de tales listas. Cualquier gasto debido al cambio del material suministrado, a fin de que esté de acuerdo con los requerimientos de los planos y especificaciones, correrá a cargo del Contratista.

Los planos de detalle de los refuerzos preparados por el Contratista serán elaborados en base a los planos del Proyecto o a los proporcionados por la Supervisión.

2.10.5.4 CONSTRUCCIÓN

Todas las barras antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.

Las barras deberán ser cortadas y dobladas en frío, de acuerdo a la forma y dimensiones estipuladas en los planos. A menos que se especifique otra cosa, los estribos y barras de amarre deberán ser doblados alrededor de un pivote de diámetro no menor de 2 veces el diámetro de la barra; para otras barras, el doblado deberá hacerse alrededor de un pivote de diámetro no menor a 6 veces el diámetro de la barra.

En caso de usarse ganchos para el anclaje de las barras y a menos que se estipule otra cosa en los planos, estos deberán tener un radio no menor de 3 veces el diámetro de la barra y una extensión al extremo libre de por lo menos 12 diámetros de la barra.

Toda la armadura deberá ser colocada exactamente en su posición según lo indicado en los planos y firmemente sujetado durante la colocación del llenado y la vibración del concreto.

Las barras deberán ser atadas en todas las intersecciones, excepto cuando el espaciamiento entre ellas es menor que 0.30 m en cualquier dirección, en cuyo caso se atarán alternadamente. No se permitirá la soldadura en las intersecciones de las barras, a menos que sea autorizado por el Supervisor.

La ubicación del refuerzo indicada en los planos deberá ser lograda por medio de soportes de mortero espaciadores o tirantes, aprobados por la Supervisión. De la misma forma se procederá para lograr el espaciamiento de las barras.

El recubrimiento mínimo deberá ser el mostrado en los planos. Cuando allí no se indique ningún recubrimiento mínimo, éste no deberá ser menor del indicado en la tabla 2.10.5.4.1, ni menor que el tamaño máximo del agregado + 5mm.

Tipo	Recubrimiento (mm)
Superficies expuestas a aguas sujetas a la abrasión	100
Concreto en contacto con roca, suelo o agua	75
Vigas, columnas, muros	50
Concreto pre-vaaciado	25

El recubrimiento deberá incrementarse según la profundidad esperada de cualquier tratamiento superficial, por ejemplo en el caso de bruñas.

Los empalmes entre las barras serán aquellos detallados claramente en los planos, tanto en ubicación como en su naturaleza, sean traslapes mecánicos, empalmes soldados o con acopladores; aparte de ellos, no serán permitidos otros empalmes, salvo autorización escrita del Supervisor. Los empalmes soldados no serán usados en barras con cubierta epóxica, para evitar alteraciones en la cubierta.

En general, los empalmes de varillas verticales no deberán espaciarse a distancias menores de 6 m y los de varillas horizontales a distancias no menores de 9m.

En caso que el Contratista use barras más cortas que las indicadas, los empalmes adicionales utilizados no le serán reconocidos, quedando éstos a su cargo. Además, previamente al empleo de varillas cortas, deberá solicitar la autorización de la Supervisión.

Los empalmes de barras paralelas deberán alternarse en una distancia mínima de 40 diámetros.

2.10.5.5 TOLERANCIAS

Las varillas empleadas para el refuerzo de concreto deben cumplir con las siguientes tolerancias de habilitación:

- A lo largo del corte ± 2.5 cm
- En la extensión de las varillas ± 1.25 cm
- En las dimensiones extremas de estribos
anillos y espirales ± 1.25 cm
- Otros dobleces ± 2.5 cm

Las varillas serán colocadas de acuerdo a las siguientes tolerancias:

- Distancia a la superficie ± 0.5 cm
- Mínimo espaciamiento entre varillas ± 0.5 cm
- Varillas superiores en losas y vigas:
 - (a) Elementos de espesor menor de 20 cm ± 0.5 cm
 - (b) Elementos de espesor mayor de 20 cm,
pero no mayor de 60 cm. ± 1.5 cm

- | | |
|--|--------------|
| (c) Elementos de espesor mayor de 60 cm | ± 2.5 cm |
| • En el cruce de elementos estructurales | ± 5.0 cm |
- La localización longitudinal de los dobleces y los cortes del refuerzo deben ser de ± 5 cm, excepto en los extremos discontinuos de elementos, en los que la tolerancia debe ser de ± 1.5 cm.

2.10.6 Estructuras Metálicas

2.10.6.1 GENERALIDADES

El alcance de los trabajos comprenderá la provisión de toda la labor, planta, equipos y materiales y la ejecución de todos los trabajos necesarios para el diseño de detalle, manufactura, ensamble en fábrica, pintura, ensayos, despacho, instalación, supervisión, pruebas de aceptación, puesta en operación y garantía de las estructuras de acero.

Para la fabricación y montaje de las estructuras de acero, el Contratista se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos de construcción, a las normas de fabricación, así como a las especificaciones técnicas.

Los componentes de la estructura metálica serán preparados en talleres certificados para tales trabajos, para su posterior ensamblaje e instalación en obra, de acuerdo a los detalles de geometría y uniones presentados en los planos.

El Supervisor inspeccionará los trabajos de fabricación en el taller o en obra, no debiendo empezar los trabajos hasta que el Supervisor haya sido notificado.

De acuerdo a lo estipulado en los planos y las Especificaciones Técnicas, el Contratista deberá:

- Suministrar todos los materiales o equipos, fabricar, transportar, colocar, acabar y proteger el acero.
- Construir, montar y dismantelar toda estructura auxiliar que se necesitara para la colocación de las diversas estructuras principales.
- Identificar y marcar todos los elementos de acuerdo a los planos de montaje para su posterior identificación, y erección en sitio.
- Dar todas las facilidades a la Supervisión para la inspección.
- Remover, descolgar y reponer o reparar los trabajos que la Supervisión considere defectuosos.
- Suministrar servicios como agua, energía eléctrica y otros.
- Desalojar todo el material de desecho o sobrantes de los lugares de construcción, sin restricción de distancias de transporte.
- Avisar a la Supervisión, de la colocación de los equipos, con 24 horas de anticipación.
- Verificación de cotas, pendientes y alturas en general.

2.10.6.2 MATERIALES

Los materiales estarán definidos en las especificaciones y serán listados en cada caso particular en los correspondientes planos de fabricación.

Todos los materiales deberán satisfacer los requisitos de las especificaciones y serán suministrados, con sus correspondientes certificados de calidad a satisfacción de la Supervisión.

La Supervisión, a su criterio, podrá requerir la ejecución de pruebas de calidad (mecánicas/químicas) de los materiales, cuando se requiera mayor confiabilidad.

Cualquier cambio en las especificaciones de los materiales, sugerido por el Contratista, deberá contar previamente con la aprobación de la Supervisión. El abastecimiento del acero se hará de acuerdo a los grados de acero indicados en los planos. En caso de elementos tubulares, podrán ser formados en frío o en caliente, así como podrán estar unidos con soldadura o ser de sección neta, según las especificaciones técnicas.

El material para pernos de alta resistencia, tuercas y arandelas para las uniones, deberá cumplir con las normas indicadas en las especificaciones técnicas. Las tuercas galvanizadas y los pernos deberán ser lubricados convenientemente con un aceite adecuado y de tonalidad visible, para facilitar la inspección visual antes de la fabricación. Estos elementos serán marcados para su identificación durante los trabajos, indicándose el tipo de material claramente.

El galvanizado de elementos ferrosos distintos a los pernos, se llevará a cabo de acuerdo a lo mostrado en los planos o cuando sea especificado especialmente.

2.10.6.3 FABRICACIÓN

2.10.6.3.1 Planos y dibujos

Los planos y dibujos para fabricación serán desarrollados por el Contratista de acuerdo a las normas tradicionales de representación para estructuras de acero, mostrando tamaños, detalles y las ubicaciones relativas de los miembros componentes de la estructura.

Las dimensiones que aparecen en los planos se encontrarán referidas al sistema métrico y en cuanto a estructuras de acero se refiere, estarán expresadas en milímetros (mm). La simbología para las soldaduras corresponderán a la convención definida por las especificaciones del "American Welding Society" teniendo en cuenta que las medidas de los cordones de soldadura se expresarán en milímetros.

2.10.6.3.2 Ejecución

El acero estructural deberá estar libre de sustancias extrañas, tales como grasas y otras impurezas, debiendo estar protegido contra la corrosión. Será almacenado en plataformas que impidan el contacto con el terreno. Los materiales de diferente resistencia serán identificados mediante códigos convenientemente fijados para tal propósito.

Las placas de acero para elementos principales serán cortadas de tal modo que la dirección principal del laminado sea paralela a la dirección del esfuerzo principal que soportarán los elementos.

En caso de emplear el corte con oxígeno, deberá hacerse con máquina. Los bordes cortados con oxígeno que estarán sujetos a esfuerzos o que recibirán soldadura, deberán quedar rectos y libres de imperfecciones.

No se permitirán imperfecciones mayores de 3/16 de pulgada. Las imperfecciones mayores de 3/16 debidas al proceso de cortado deberán eliminarse esmerilando al borde.

Todas las esquinas entrantes deberán ser redondeadas con un radio mínimo de ½ pulgada y deberán estar libres de entalladuras.

Los bordes extremos de planchas soldadas, cortadas de más de 16 mm de espesor que lleven esfuerzos calculados, deberán ser esmerilados y rebajados en 6 mm.

Deberá tenerse en cuenta las reparaciones que tuviera que hacerse en caso que sean detectadas discontinuidades detectadas en el proceso de inspección de corte de planchas antes de la fabricación, durante la soldadura y durante el examen rutinario de las uniones soldadas por radiografías, en planchas y en todos los espesores de los elementos.

Estos defectos incluyen mayormente discontinuidades por vacíos de gases, hornadas o bolsas de contracción, las cuales se manifiestan como "fallas de laminación o tubificación" caracterizadas por una separación distinta del material que es paralelo al plano de la plancha.

En proporciones menores, esto puede incluir discontinuidades que resulten de escoria atrapada, producto de desoxidación las cuales se manifiestan como depósitos de materiales extraños al acero. Se considerará que estas discontinuidades adquieren naturaleza notable cuando se localizan en un mismo plano y en un 5% del espesor de la plancha y separadas por una distancia menor que la longitud menor de 2 discontinuidades adyacentes.

Los métodos correctivos no se aplicarán a material esforzado en tensión a través de todo su espesor. Los remates de todas las discontinuidades internas en caso de presentar evidencias exteriores, deberán ser exploradas en toda su profundidad por inspección ultrasónica de las planchas. La Supervisión podrá solicitar pruebas de ultrasonido a todas las planchas que muestren evidencias sospechosas de presentar discontinuidades como las descritas anteriormente y rechazar las que presentaran fallas notables que puedan comprometer la resistencia de la estructura.

El enderezado de placas, ángulos o elementos construidos en obra, será permitido por el Supervisor o será establecido en las especificaciones técnicas como parte de los trabajos de fabricación. Los métodos empleados para el enderezado no producirán fracturas ni irregularidades en los elementos metálicos. Si se requiriese enderezar al material, esta operación puede hacerse por medios mecánicos preferentemente en frío o por la aplicación localizada de cantidad limitada de calor a temperaturas que no dañen o cambien las propiedades físicas del material. En caso de fractura evidente, el Supervisor dispondrá el rechazo de la pieza alterada.

Los orificios para los pernos podrán ser hechos mediante taladros, dejando la holgura necesaria en función del elemento estructural y la resistencia del acero. A menos que se indiquen en las especificaciones técnicas, los huecos para pernos serán de 1.60 mm mayores que el diámetro nominal del perno. Si el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno, los huecos deberán ser hechos con taladro o subpunzados y escariados.

El troquel para los huecos subpunzados y el taladro para los huecos subtaladrados serán por lo menos de 1.60 mm menores que el diámetro nominal.

En las juntas empernadas con pernos de alta resistencia, en las que el apriete es por fricción entre las planchas y los pernos donde éstos trabajan netamente a la tracción, su ajuste se hará mediante llaves de torque, con especial cuidado en la tolerancia del diámetro del hueco de modo que el perno no trabaje al corte.

Los orificios en las conexiones y los empalmes de elementos principales de armaduras, arcos, vigas continuas, torres, etc., serán subtaladradas en campo y luego escariadas durante el ensamblaje, o bien serán taladradas desarrollando el orificio completo en una plantilla de acero. Los trabajos deberán ser inspeccionados cuidadosamente por el Supervisor.

Los pines y rodillos deberán estar colocadas adecuadamente, de acuerdo a lo indicado en los planos; deberán mantener lisas y libres de grietas e imperfecciones.

Los agujeros para los pines serán hechos de un diámetro menor en 50 mm que el diámetro final del pin. Estos agujeros deberán ser derechos y estar libres de alabeos, ubicados en la línea central de la barra.

Las uniones en compresión que dependen de la superficie en contacto deberán tener sus superficies de contacto preparadas y ajustadas a un plano común por medio de fresado, sierra u otros medios adecuados.

Las tolerancias en el alineamiento de los elementos de la estructura deberán conformar con la norma ASTM-A-6. Los miembros en compresión no tendrán una desviación en su alineamiento mayor a 1/100 de su longitud axial entre puntos de arriostre lateral.

Los miembros estructurales terminados deberán estar libres de torceduras, dobleces y uniones abiertas.

Las abolladuras o dobleces serán causa suficiente para el rechazo del material.

Los rigidizadores extremos de las vigas principales y todos aquellos que hayan sido colocados para soportar cargas concentradas deberán tener un contacto pleno con las alas a las cuales

transmitan las cargas o de las cuales reciban las cargas. Los rigidizadores que no soporten cargas concentradas deberán tener un ajuste adecuado para por lo menos impedir el pase en ellos de agua, una vez que hayan sido pintados.

El Contratista deberá proporcionar todas las facilidades que requiera la Supervisión para efectuar inspección del material en el proceso de fabricación en taller y debe garantizarle acceso libre a todas las áreas donde se estén efectuando los trabajos de fabricación. La Supervisión posee la plena autoridad para rechazar los procesos de fabricación que encuentre que no se están cifiendo a las normas aquí especificadas.

2.10.6.3.3 Soldadura

La soldadura deberá hacerse por el proceso de arco eléctrico y deberá conformar con lo especificado en la última edición del código de soldadura en la construcción de edificios del American Welding Society, incluyendo los biseles y preparación de soldadura.

Los electrodos que no sean utilizados en el lapso de 4 horas después de ser retirados de sus envases herméticamente cerrados, deberán ser secados nuevamente antes de ser utilizados.

Las superficies por soldar deberán estar libres de costras de laminado, escorias, oxidación suelta, grasa, pintura u otra materia extraña, excepto costras de laminado que queden después de cepillar fuertemente la superficie con cepillo de alambre. Las superficies de bordes deberán estar libres de rebabas y otras imperfecciones.

La separación de partes a soldar con soldaduras de filete deberá ser la mínima, en ningún caso esta separación excederá de 4.80 mm. Si la separación es de 1.60 mm o mayor, el espesor del filete, será incrementado en la dimensión de la separación.

Las partes que van a soldarse a tope deberán estar alineadas cuidadosamente. Los desalineamientos mayores de 3.20 mm deberán corregirse. Al efectuar la corrección, las partes no deberán quedar con pendientes mayores de 1 cm por cada 25 cm.

El proceso y secuencia de ensamblaje y unión de las partes deberá ser tal que evite distorsiones y minimice esfuerzos de acortamiento. Cuando sea imposible evitar esfuerzos residuales altos en las soldaduras de cierre de una estructura con uniones rígidas, las soldaduras de cierre se harán en los elementos de compresión.

Toda soldadura a bisel de penetración total será hecha manualmente excepto cuando se ejecute con ayuda de material de apoyo o se suelde en posición horizontal de ambos lados en material de bordes a escuadra de espesor no mayor que 5/16 de pulgada, con abertura en la raíz no menor que la mitad del espesor de la menor de las partes soldadas.

Las uniones soldadas a bisel deberán terminar en los extremos de manera tal que se asegure su solidez.

Las soldaduras expuestas serán alisadas esmerilándolas excepto indicación contraria de la Supervisión.

Previo al inicio de los trabajos de soldadura, el Contratista deberá contar con los certificados expedidos a los soldadores y que no tengan una antigüedad mayor de 12 meses antes del inicio de la fabricación de la estructura de acero.

La Supervisión podrá exigir una prueba de calificación de los soldadores, bajo su control.

2.10.6.3.3.2 Ingeniería de Soldadura

La inspección de soldaduras deberá iniciarse tan pronto hayan sido completadas. Adicionalmente a cualquier inspección radiográfica realizada según los requerimientos de la norma AWS D-1. 1-72 y los requerimientos de pruebas radiográficas o de resonancia magnética que se mencionan a continuación, todas las soldadura en obra serán visualmente inspeccionadas pudiéndose

hacer pruebas adicionales en caso de tener evidencia visual de una posible mala ejecución de la soldadura.

La prueba de soldadura que deberá realizarse es la siguiente:

- Ensayo Radiográfico (Rayos "X")

Las soldaduras a tope de penetración total deberán ser comprobadas radiográficamente de acuerdo a lo siguiente:

- Todos los empalmes en tensión y todos los sujetos a esfuerzos reversibles en miembros principales con la excepción de almas de vigas profundas en las cuales solamente se tomará 1/6 del peralte del alma.
 - 10 % por muestreo de todos los empalmes que trabajen a compresión y corte. El máximo de espaciamiento de radiografías será de cuatro veces la longitud de la placa radiográfica. En caso de detectarse en las pruebas tomada por muestreo defectos en más del 10% de las radiografías tomadas para empalmes, por presión y corte de los miembros, se deberá radiografiar todos los empalmes a compresión hasta que los resultados de los ensayos sucesivos, caigan por debajo del 10% de defectos, en cuyo caso el muestreo regresará nuevamente al 10%.
 - En caso de que las radiografías indiquen defectos que impliquen rechazo, se deberá radiografiar las áreas comprendidas a cada lado del defecto para determinar la magnitud y la extensión de la falla.
 - Todas las soldaduras que hayan sido encontradas defectuosas deberán ser nuevamente radiografiadas luego de ser reparadas.
 - Se deberá supervisar la toma de las radiografías, examinar e interpretar las radiografías y los informes técnicos del Contratista de radiografías; aprobar las radiografías que se encuentren satisfactorias y desaprobado o rechazar las radiografías que no sean satisfactorias. El Contratista deberá contar con métodos apropiados para reparar soldaduras que no hayan sido satisfactoriamente ejecutadas.
- La totalidad de los cordones de soldadura deberán probarse mediante líquido penetrante y todas las soldaduras a tope de más de 6 mm de espesor, mediante ultrasonido.

2.10.6.4 TRANSPORTE

El Contratista deberá hacer todos los arreglos necesarios para el embalaje; se deberá tomar las precauciones para un adecuado embarque y desembarque, de tal manera de asegurar que los diferentes elementos de la estructura lleguen en buenas condiciones y completos a la obra.

El Contratista antes de transportar la estructura a la obra, durante la recepción de la misma verificará que todos sus elementos correspondan en dimensiones, peso, cantidad, identificación y descripción a las descritas por el fabricante en el respectivo listado de materiales que conforman la superestructura total del puente.

Cada miembro de la estructura de acero deberá ser especialmente identificado con marcas para el montaje y el Contratista deberá contar con un diagrama que muestre las marcas de erección de cada uno de los elementos.

El Contratista deberá siempre poseer las copias de las órdenes de materiales, envíos de carga y diagramas de montaje. Los miembros que pesen más de tres toneladas deberán tener indicados en ellos su peso de envío. Deberán ser marcados y transportados de tal manera que durante su transporte y manipuleo no estén sometidos a cargas excesivas.

2.10.6.5 ENSAMBLAJE

El Contratista verificará antes del montaje de las estructuras que todos los elementos hayan sido fabricado con todas sus dimensiones y cotas exigidas en los planos y que los dispositivos de apoyo hayan sido propiamente colocados en los estribos de cada puente.

El Contratista deberá efectuar el montaje de la estructura de acero, retirar las construcciones temporales y efectuar todos los trabajos necesarios para completar las estructuras especificadas en el proyecto de acuerdo con los planos y las especificaciones técnicas.

El Contratista deberá elaborar todos los planos que describan claramente la maniobra de ensamble que debe ejecutar, incluyendo en estos planos, cálculos de esfuerzos de montaje e instalaciones durante las maniobras.

Los elementos de la estructura de acero serán propiamente almacenados y colocados sobre rodamientos en el terreno, que lo liberen de estar en contacto con el suelo y deberán ser mantenidos limpios y secos. Las vigas principales deberán ser colocadas en forma recta y derecha con sus debidos soportes.

El Contratista será responsable por los daños y pérdidas que puedan ocurrir en su material antes de la entrega de las obras.

Los elementos metálicos no deberán tener alabeos, curvaturas u otras deformaciones, lo cual será revisado antes del ensamblaje. Las superficies de contacto deberán mantenerse limpias para iniciar los trabajos. En caso de conexiones soldadas, las superficies y bordes a soldar deberán estar uniformes y libres de polvos y defectos que pudieran afectar la calidad de la soldadura.

Antes de iniciar el ensamble de las estructuras, el Contratista deberá contar con toda la información de los equipos y métodos de ensamble que propone utilizar, los cuales deberán ser remitidos a la Supervisión. El Contratista será el único responsable por la seguridad de su método y el funcionamiento adecuado de sus equipos que le permitan desarrollar los trabajos de acuerdo a planos y especificaciones.

Previo al inicio del montaje, el Contratista elaborará un programa de montaje, el que debe ser sometido a la aprobación de la Supervisión. Asimismo, se efectuará la inspección de las cimentaciones, distancias entre ejes, dimensiones y espacios entre anclajes, para verificar que estén de acuerdo a lo determinado en los planos.

Las conexiones de los elementos principales serán pre-ensambladas antes de la instalación, para verificar la geometría de la estructura completa o en parte y decidir la ejecución de empalmes en obra. Los detalles del pre-ensamblaje serán consistentes con el procedimiento de instalación en la zona del puente especificados en los planos.

Las medidas para inspeccionar los trabajos y realizar pruebas de comprobación de las conexiones serán dispuestas en presencia del Supervisor, según lo estipulado en las especificaciones técnicas.

Durante las operaciones de montaje, el Contratista cumplirá con todas las regulaciones de seguridad tal cual son establecidas en los códigos locales y nacionales.

2.10.6.6 INSTALACIÓN

Los procedimientos de instalación se llevarán a cabo conforme a lo indicado en los planos y en las especificaciones técnicas, para lo cual los trabajos deberán ser cuidadosamente monitoreados para evitar cualquier desviación o modificación en la posición final de la estructura.

El material será almacenado en la zona de proyecto deberán estar limpios y secos. Antes de la instalación, el material deberá ser revisado para reportar cualquier cambio en las dimensiones o desperfectos en los elementos metálicos.

El Contratista deberá colocar una estaca en cada lado del río que se va a cruzar, para la línea central del puente y decidir en qué lado va a llevar a cabo la construcción. En este lado debe procurarse un área limpia y nivelada de aproximadamente 15m de ancho (7.5 m a cada lado de la línea central) y que se extienda hacia atrás una distancia adicional, aparte del largo del puente, aproximadamente igual a la longitud del puente terminado, para disponer los componentes.

Mientras se está procediendo con este trabajo preparatorio, el Contratista debe asegurarse por sí mismo que todo el equipo necesario ha sido entregado correctamente.

Durante las fases de instalación se deberán proporcionar los soportes en los segmentos de la estructura necesarios, de modo tal que se asegure el alineamiento y la curvatura adecuadas en la estructura en su conjunto. En caso que durante la instalación se requieran rigidizadores o arriostres temporales, deberán ser proporcionados por el Contratista.

En cada fase se operará de manera que se alcancen las flechas previstas para el cable en los puntos de suspensión, y procurando que el entramado inferior permanezca a nivel, accionando sobre los elementos de soporte o sujección y controlado desde la orilla mediante aparatos topográficos.

El descenso de los apoyos se debe hacer, primero a una plataforma de madera o troncos en posición horizontal y luego mediante gatas de capacidad conveniente a las placas de apoyo.

En caso de ensamblajes en obra, se tomarán las medidas para evitar que durante los trabajos, los elementos se quiebren o curven. Las superficies portantes y de contacto deberán ser limpiadas antes del ensamblaje. Los empalmes y las conexiones tendrán la mitad de sus agujeros empernados o con pines, según se haya desarrollado en los planos.

2.10.7 Pre-esforzado

2.10.7.1 GENERALIDADES

Los trabajos de colocación y tesado del acero de preesfuerzo para el concreto pretensado, ya sea para elementos prefabricados o hechos en obra, se harán de acuerdo a los detalles de los planos.

El acero de preesfuerzo será distribuido en forma tal que la fuerza en cada viga sea igual en todas las que componen la estructura o lo que sea requerido en los planos.

Si en los planos se especifica y detalla un método de pretensado particular, el uso de un sistema distinto será permitido solamente si los detalles completos de cualquier modificación propuesta por el Contratista son aprobados por el Supervisor. La memoria de cálculo y los planos deberán ser presentadas por lo menos dos meses antes de la iniciación prevista de los trabajos en obra.

2.10.7.2 ACERO DE PRE-ESFUERZO

Se usarán aceros de alta resistencia, ya sea de dureza natural u obtenidos por trefilación o por templado, con tratamiento térmico posterior o sin él. Los aceros deberán tener alta resistencia y la ductilidad necesaria para resistir los esfuerzos locales en anclajes, curvaturas, etc. Los aceros se usarán en forma de alambres aislados, lisos o corrugados, alambres en haces paralelos, como barras, cordones o torones.

El acero de preesfuerzo estará libre de fisuras, exfoliaciones, sopladuras, corrosión y cualquier desperfecto que pueda alterar sus condiciones de uso, resistencia y durabilidad. Deberá asimismo estar cuidadosamente protegido contra todo daño físico y la corrosión; las precauciones necesarias para la protección se adoptarán en todo momento, desde su fabricación hasta cuando se realice la colocación del concreto y la inyección de mortero en los ductos. El acero que presente daños de cualquier naturaleza, que presente signos de corrosión o no cumpla en general con las especificaciones técnicas será rechazado y retirado inmediatamente de la obra.

El Contratista entregará al Supervisor los resultados de todos los ensayos con los cuales se hayan obtenido las curvas esfuerzo-deformación, las tensiones de rotura, límites de fluencia, alargamiento y reducción de la sección en la rotura, composición química y toda otra información necesaria para juzgar sus características y comportamiento en obra.

El almacenamiento del material en obra deberá efectuarse en lugar cubierto, al resguardo de la humedad y de variaciones térmicas importantes. El acero no deberá estar en contacto con el suelo; podrán disponerse de entramados separados del suelo y a diferentes alturas para permitir el almacenamiento horizontal.

Cuando se previera que el almacenamiento durará varias semanas y el material no haya recibido protección alguna, deberá protegerse con aceite liviano soluble; se prohíbe totalmente el empleo de grasa.

2.10.7.3 DUCTOS Y TUBOS AUXILIARES

Los ductos deberán estar libres de agua y residuos antes de la instalación del acero. Asimismo, deberán estar rígidamente apoyados mediante elementos adecuados enlazados al acero de refuerzo, para prevenir el desplazamiento durante la colocación del concreto. Se usarán barras suplementarias y enlaces verticales cuando sean necesarios para mantener los ductos alineados respecto al encofrado.

Los extremos de los ductos serán cubiertos después de la instalación del encofrado, para evitar el ingreso de agua o de residuos.

Los tubos para la inyección de mortero y los tubos de ventilación deberán estar anclados firmemente a los ductos, al encofrado o al acero de refuerzo, de modo tal que puedan ser prevenidos los desplazamientos durante la colocación del concreto.

En caso que se prevean heladas antes de la inyección del mortero, serán instaladas tuberías de drenaje en los puntos bajos de los ductos y donde sean necesarios para evitar la acumulación de agua; los ductos en los puntos bajos se mantendrán abiertos hasta que la inyección sea iniciada. Los diámetros de los tubos de ventilación y de drenaje serán no menores que 12 mm.

2.10.7.4 COLOCACIÓN DEL ACERO DE PRE-ESFUERZO

El acero de pre-esfuerzo será instalado con precisión dentro de los ductos, debiendo ser mantenidos en su lugar por dispositivos especiales para mantener su posición dentro de éstos; estos dispositivos serán de baja fricción y deberán estar previamente aprobados. El acero no será retirado de su empaque protector hasta el momento de su instalación en el encofrado; una vez expuesto, deberá ser protegido para evitar la corrosión.

Las plantillas de anclaje serán ubicadas de tal modo que estén en forma perpendicular a los tendones de preesfuerzo.

Luego de la colocación de los tendones en los ductos, las aberturas en los extremos de los ductos serán selladas para evitar los efectos de la humedad.

2.10.7.5 EJECUCIÓN DEL TESADO

El tesado se realizará mediante gatas hidráulicas que produzcan las fuerzas mostradas en los planos.

Durante el tesado de los tendones, podrán ser aceptadas fallas particulares en el cable, en cuyo caso no se permitirá que más de un cable en cualquier torón se rompa y además que los cables rotos no excedan el 2 por ciento del área total del acero de preesfuerzo en el elemento.

La transferencia de la fuerza pretensora al concreto no será aplicada hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada.

El equipo usado para el tesado deberá estar equipado con accesorios para determinar los esfuerzos de tesado y las elongaciones del tendón. El Contratista proporcionará al Supervisor un registro de esfuerzos y elongaciones para cada tendón. Las elongaciones serán medidas con una precisión de 1.5 mm.

La elongación producida por la fuerza pretensora inicial deberá estar comprendido entre +/- 5 % de la elongación teórica prevista; si la elongación real no está dentro de este intervalo, se tomarán las medidas correctivas.

En todos los puntos donde haya cambio de pendiente en la trayectoria del tendón, se usarán dispositivos de baja fricción, para evitar que el tendón se eleve durante el tesado.

Si los tendones de acero en elementos pretensados presentan una pérdida de presfuerzo mayor de 3 %, serán retensionados a su esfuerzo original calculado, lo cual deberá ser revisado y aprobado por el Supervisor.

2.10.7.6 INYECCIÓN DE MORTERO

Al empezar la operación de inyección, todas las aberturas y los tubos de ventilación deberán estar abiertos. Se permitirá que el mortero fluya desde la primera abertura en el tubo de entrada, hasta que el agua residual o el aire atrapado haya sido removido, luego de lo cual la abertura será tapada o cerrada.

Las aberturas restantes serán cerradas en forma secuencial de la misma forma.

La presión de bombeo al inicio del tendón deberá ser de 17.6 kg/cm²; la abertura de salida será sellada y la presión de bombeo deberá alcanzar un mínimo de 5.3 kg/cm² antes que el orificio de salida sea sellado.

Para temperaturas menores que 0° C, los ductos deberán estar libres de agua, para evitar efectos de congelamiento. Durante el mezclado y el bombeo, el concreto deberá tener una temperatura no mayor de 32° C; en caso que se considere necesario, el agua para la mezcla será refrigerada.

2.10.8 Acabados

2.10.8.1 SUPERFICIES DE CONCRETO

Las superficies de concreto serán convenientemente lijadas con herramientas adecuadas; no se aplicará tarrajeo a ninguna superficie. Las superficies de concreto de tableros o losas que servirán como superficie de rodadura, tendrán un acabado mediante máquinas especiales aprobadas previamente. Una superficie acabada no deberá variar más de 3 mm de una regla de 3m. colocada sobre dicha superficie.

Pueden emplearse métodos manuales en puentes con luces de menos de 15 m de longitud o en áreas irregulares donde el uso de maquinaria no sea práctico.

Para superficies visibles el terminado consistirá en un pulido efectuado con herramientas alisadoras, chorro de arena o máquina de pulido por abrasión. En cualquier caso, según el tipo de obra, el Supervisor aprobará el tipo de acabado a emplear.

Toda superficie de concreto visible será pintada con la pintura indicada en las especificaciones técnicas generales. Preferentemente se usará pintura de cemento Portland u otra especial para exteriores, a excepción de pisos o superficies sujetas a abrasión mecánica. En cualquier caso, el tipo y calidad de la pintura a usarse deberá ser aprobado por el Supervisor.

No se aplicará la pintura a superficies de concreto que tengan menos de 4 semanas de edad.

Antes de la aplicación de la pintura se efectuará una limpieza de la superficie a pintar, removiendo completamente toda suciedad, polvo, aceite o efluentes. Debe evitarse la utilización de jabones y otros detergentes orgánicos.

La superficie de concreto será cuidadosamente humedecida antes de aplicar la pintura, para controlar la absorción superficial y proveer una reserva de humedad que contribuye a un curado adecuado de la pintura. Esta operación se hará de modo que la superficie se encuentre húmeda al momento de aplicación de la pintura, pero no debe aplicarse el agua en forma excesiva, evitando que chorree en las paredes.

Las pinturas de cemento Portland se prepararán mezclando la pintura en polvo y el agregado, si se usa con agua en la adecuada proporción.

Cuando las condiciones atmosféricas sean tales que motiven un rápido secado de la pintura, es aconsejable trabajar a la sombra. Nunca debe aplicarse la pintura a temperaturas inferiores a 5°C.

La pintura debe ser aplicada en dos manos de diferente color. La segunda mano se aplicará no antes de 24 horas después de secada la primera mano. Después de secada deberá ser curada por medio de riego o en otra forma igualmente efectiva. Esto no se iniciará antes de 12 horas después de su aplicación.

2.10.8.2 SUPERFICIES METÁLICAS

El Contratista al recepcionar las estructuras del fabricante y antes de enviarlas a la obra, deberá verificar que las estructuras de acero estén pintadas en taller con dos capas de pintura anticorrosiva. También deberá revisar que las superficies de contacto no hayan sido pintadas en taller, solamente estar cubiertas con una película de laca u otro medio de protección antes de su erección.

Una vez que se hayan completado los trabajos de erección incluyendo el empernado, soldadura de campo, etc, la superficie de metal a ser pintada deberá ser limpiada plenamente, removiendo óxidos, suciedad, aceites y grasas, o cualquier otra sustancia extraña. A no ser que esta limpieza se realice por chorro de arena, todas las áreas soldadas deberán ser neutralizadas químicamente, antes de iniciar la limpieza, luego de la aplicación de la neutralización química deberán ser enjuagadas con agua.

En la zona en que el "Welding Almer" se encuentre deteriorado por efectos de oxidación y arañones, se deberá proceder a una limpieza mecánica, según lo establecido en las especificaciones técnicas generales, eliminando todo el óxido, escoria, pintura anterior y demás sustancias visibles por medio de rasquetado, lijado o cepillado mecánico, debiendo efectuarse a fondo para lograr una superficie completamente limpia y de aspecto metálico. Acto seguido se lavará con solventes y se procederá a pintar lo más pronto posible.

El método recomendable para la limpieza será el de chorro de arena, donde deberá tenerse especial cuidado con la limpieza de las esquinas y ángulos restantes.

Antes de aplicarse la pintura deberá eliminarse todo vestigio metálico o de arena de superficie.

La limpieza deberá ser aprobada por el Supervisor antes de aplicar la pintura, y la aplicación de ella será tan pronto se haya terminado la limpieza para evitar la nueva formación de óxido.

La limpieza por chorro de arena deberá efectuarse por medio de equipos establecidos en las especificaciones técnicas, utilizando arena fina o gravilla que pueda pasar la malla N° 16 de la serie U.S. estándar.

2.11. CARGAS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS

2.11.1 Generalidades.

Los requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos serán como se especifica en la tabla 2.11.3.1-1.

Para análisis modal, el espectro de diseño elástico será dado por la ecuación 2.4.3.11.7

Los puentes en zona sísmica 1 no necesitarán ser analizados por cargas sísmicas, despreciando su importancia y geometría. Sin embargo requisitos mínimos como se especifica en 2.4.3 .11.2 serán aplicados.

2.11.2. Puentes simplemente apoyados

No se requiere análisis sísmico para puentes simplemente apoyados.

Las conexiones entre superestructura de puentes y los estribos serán diseñadas por los requisitos de fuerza mínima como se especifica en 2.4.3.11.2

Los anchos mínimos de cajuelas deberán ser satisfechos en cada estribo, tal como se especifica.

Los anchos mínimos de cajuelas deberán satisfacer los valores que se calculen.

Los anchos mínimos de cajuelas en cada estribo se determinaran eligiendo el mayor de los valores obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos según los métodos especificados en 2.11.3.1 o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela, N, determinado por la ecuación 1. De otro modo deben proveerse restricciones longitudinales calculadas para soportar las fuerzas correspondientes.

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125 S^2) \dots\dots (1)$$

donde:

- N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medido normalmente a la línea central del apoyo (mm).
- L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).
- H = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes (mm) 0.0 para puentes simplemente apoyados (mm).
- S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°).

2.11.3 Puentes de varios tramos

2.11.3.1 SELECCIÓN DEL MÉTODO

Para estructuras de varios tramos, los requisitos mínimos de análisis serán como se especifica en tabla 2.11.3.1-1; donde:

- * = análisis sísmico no requerido
- UL = método elástico de carga uniforme
- SM = método elástico para un sólo modo
- MM = método elástico multimodal
- TH = método tiempo historia

Tabla 2.11.3.1-1 Requisitos mínimos de Análisis por efectos Sísmicos							
Zona sísmica	Simplemente Apoyados	Puentes Tramos Múltiples					
		Otros puentes		Puentes Escenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere diseño sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

2.11.3.2. METODO ELÁSTICO DE CARGA UNIFORME

El método de la carga uniforme estará basado en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o la dirección transversal. El período de este modo de vibración será tomado como aquella oscilación de un sistema equivalente masa – resorte. La rigidez de este resorte equivalente será calculada usando el máximo desplazamiento que ocurre cuando una carga lateral uniforme es aplicada al puente. El coeficiente de respuesta elástica, C_{SN} , especificado en

el artículo 2.4.3.11.7 será usado para calcular la carga sísmica uniforme equivalente, del cual los efectos de fuerza sísmica son encontradas.

2.11.3.3. MÉTODO ESPECTRAL UNIMODAL

El método espectral estará basado en los modos fundamentales de vibración en la dirección transversal o longitudinal. Las formas de modo pueden ser encontrados aplicando una carga horizontal a la estructura y calculando la forma deformada correspondiente. El periodo natural puede ser calculado igualando la energía máxima potencial y energía cinética asociada con la forma de modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada puede ser encontrada a partir del coeficiente sísmico de respuesta elástica, C_{sn} especificado en el Art.2.4.3.11.7 y el desplazamiento espectral correspondiente. Estas amplitudes serán usadas para determinar los efectos de fuerza.

2.11.3.4. MÉTODO ESPECTRAL MULTIMODAL

El método de análisis espectral multimodal será usado en aquellos puentes en los cuales ocurre acoplamiento en más de una de las 3 direcciones de coordenadas en cada modo de vibración. Como mínimo, análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional será usado para representar la estructura.

El número de modos incluidos en el análisis debería ser al menos 3 veces el número de tramos en el modelo. El espectro de respuesta sísmica elástica como se especifica en el Art 2.4.3.11.7 será usado para cada modo. Los desplazamientos y las fuerzas de los miembros pueden ser estimados usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Para puentes con frecuencias de modos cercanos, un método alternativo de combinación debería ser usado.

2.11.3.5. MÉTODO TIEMPO - HISTORIA

Cualquier análisis de método tiempo historia paso a paso usado para análisis elástico o inelástico deberán satisfacer los requerimientos del Art. 2.11.

Si un análisis tiempo - historia es usado, los factores R permitidos por el Art. 2.4.3.11.8 serán tomados como 1 para todas las subestructuras y conexiones.

La sensibilidad de la solución numérica en función al intervalo de tiempo usado en el análisis será investigada.

Un estudio de sensibilidad deberá ser llevado a cabo para investigar los efectos de variaciones en las propiedades histeréticas supuestas para el material.

Los registros de aceleración de entrada deberán ser correctamente elegidos. Cuando no se dispongan de series históricas del sitio, cinco series históricas de sitios compatibles podrán usarse.

2.12 DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

2.12.1 Generalidades

Las disposiciones de estos artículos se aplicarán solamente al estado límite de eventos extremos.

Adicionalmente a los otros requisitos establecidos en otras partes del presente reglamento, el acero de refuerzo deberá cumplir con las disposiciones de resistencia sísmica especificadas aquí.

Son aplicables aquí los requisitos de desplazamiento especificados en 2.11.2, o en todo caso se deberá tener en cuenta lo siguiente:

La fricción no se considerará como una restricción del desplazamiento efectivo.

Los restrictores longitudinales deberán ser diseñados para una fuerza calculada como el coeficiente de aceleración veces la carga permanente del más ligero de las dos luces adyacentes ó

partes de la estructura.

Si el restrictor está en un punto donde el desplazamiento relativo de las secciones de la superestructura es diseñado para producirse durante movimientos sísmicos, debe permitirse suficiente holgura al restrictor de modo que este no funcione sino hasta que el desplazamiento de diseño sea excedido.

Donde un restrictor va a ser colocado, sea en columna ó pilar, el restrictor de cada tramo debe ser conectado a la columna o pilar de manera más solidaria en vez de interconectar tramos adyacentes.

Los puentes localizados en las zonas sísmicas 3 y 4 deberán cumplir los requerimientos especificados en los Art. 2.12.2, 2.12.3, 2.12.4, 2.12.5, 2.12.6, 2.12.7, 2.12.8 y 2.12.9.

a) Zona sísmica 1.

No se requieren consideraciones para el diseño de componentes estructurales, excepto para el diseño de la conexión de la superestructura a la subestructura como se especifica a continuación. Para puentes ubicados en la zona 1 donde el coeficiente de aceleración es menor que 0.025 y el perfil del suelo es del tipo 1 ó 2, la fuerza horizontal de diseño de la conexión en la dirección de los restrictores no debe ser tomado menor que 0.1 veces la reacción vertical debido a la carga permanente tributaria y la carga viva tributaria asumida que existirá durante un sismo.

Para todas las demás ubicaciones en la zona 1, las fuerzas horizontales de diseño de la conexión en la dirección de los restrictores no deben ser tomadas menores que 0.2 veces la reacción vertical debido a la carga permanente tributaria y la carga viva tributaria asumida que existirá durante un sismo.

Cada apoyo elastomérico y su conexión a la mampostería y losas debe ser diseñado para resistir la fuerza horizontal de diseño para sismo transmitido a través del apoyo. Todos los puentes en la zona sísmica 1 y para todos los puentes, de una sola luz, estas fuerzas sísmicas de corte no pueden ser menores que las fuerzas de conexión aquí especificada.

b) Zona sísmica 2

Los requisitos de refuerzo transversal en la parte superior e inferior de una columna serán como se especifica en el Art. 2.12.6 y 2.12.7.

c) Zona sísmica 3 y 4

Las estructuras en zonas sísmicas 3 y 4 serán analizadas de acuerdo a los requerimientos mínimos especificados en 2.11. Las fuerzas de diseño modificadas serán determinadas como para la zona sísmica 2 excepto que para cimentaciones el Factor "R" será tomado como 1.0.

2.12.2 Requisitos de las columnas

Para el propósito de este artículo, un apoyo vertical será considerado como columna si la relación de la altura libre a la mayor dimensión en el plano no es menor que 2.5. Para una columna de sección variable la dimensión máxima en el plano será la sección mínima de la columna. Para soportes con una relación menor que 2.5, las disposiciones para pilares del Art. 2.12.6 deberán ser aplicadas

Un pilar puede ser diseñado como un pilar en su dirección más fuerte y como columna en su dirección más débil.

2.12.3 Refuerzo longitudinal

El área del refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ó más que 0.06 veces el área bruta de la sección transversal A_g

2.12.4 Resistencia a la flexión

La resistencia biaxial de columnas no será menor que la requerida por flexión. Los efectos de fuerza sísmica elástica sobre cada uno de los ejes principales de una componente, resultado del análisis en dos direcciones perpendiculares serán combinados para formar dos casos de carga como sigue:

- 100% del valor absoluto de los efectos de fuerzas en una de las direcciones perpendiculares combinadas con el 30% del valor absoluto de los efectos de las fuerzas en la segunda dirección perpendicular
- 100% del valor absoluto de los efectos de fuerzas en la segunda dirección perpendicular combinado con el 30% del valor absoluto de los efectos de las fuerzas en la primera dirección perpendicular.

En el estado límite del evento extremo los factores de resistencia del artículo 2.9.1.3.4 serán reemplazados para ambas columnas con refuerzo de espiral y de estribo, por el valor de 0.50 cuando el factor extremo de carga axial para la columna exceda $0.20 f_c A_g$.

2.12.5 Refuerzo transversal y de corte en columnas.

La fuerza de corte factorada V_u en cada eje principal de cada columna será como se especifica en 2.12.1.c.

La cantidad de refuerzo transversal no será menor que el especificado en el artículo 2.9.1.3.10.2.

Las siguientes disposiciones se aplican a las regiones extremas superior e inferior de la columna y los pilares:

- En las regiones extremas, V_c será tomado como 0.00 a menos que la fuerza axial de compresión factorada excede de $0.10 f_c A_g$ en cuyo caso V_c será como se especifica en el artículo 2.9.1.3.10.2.b.
- La región extrema será asumida que se extiende del borde inferior de las vigas o vigas cabezal en la parte superior de las columnas, o la parte superior de las cimentaciones en la parte inferior de las columnas, una distancia tomada como la más grande de:
 - la máxima dimensión de la sección transversal de la columna,
 - 1/6 de la altura de la columna, ó
 - 450 mm, y
- La región extrema en la parte superior del pilar será tomado como el especificado para columnas. En la parte inferior del pilar la región extrema será considerada que se extiende desde 3 veces el diámetro del pilar debajo del punto calculado de momento máximo a un diámetro del pilar, pero no menor que 450 mm, encima de la línea de tierra.

El espaciamiento del refuerzo transversal en la longitud del traslape no excederá ya sea los 100 mm o un cuarto de la dimensión mínima del elemento.

Conexiones de soldadura total o conexión mecánica total para los traslapes que cumplan con el artículo 2.9.1.3.11.4 pueden ser usados, siempre que se traslapen barras en forma alternada de cada capa de refuerzo longitudinal en una misma sección, y la distancia entre traslapes de barras adyacentes es mayor que 600 mm medido a lo largo del eje longitudinal de la columna.

2.12.6 Requerimientos para Pilares tipo muro.

Las presentes disposiciones se aplicarán al diseño en la dirección más rígida del pilar, la dirección más débil del pilar puede ser diseñada como una columna de acuerdo Art. 2.12.2 con el factor de modificación de respuestas para columnas, usadas para determinar las fuerzas de diseño. Si el pilar no es diseñado como una columna en la dirección más débil, entonces las limitaciones para la resistencia factorada al corte especificadas serán aplicables.

El porcentaje de refuerzo mínimo, tanto horizontal p_h , y vertical p_v , en cualquier pilar no será me-

nor que 0.0025. El porcentaje del refuerzo vertical no será menor que el porcentaje del refuerzo horizontal.

El espaciamiento del refuerzo, tanto horizontal o vertical no excederá los 450 mm. El refuerzo requerido por corte será continuo y deberá ser distribuido uniformemente. La resistencia factorada al corte, V_r , en la columna será tomado como el menor de:

$$V_r = 0.66\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_r = \phi V_n$$

donde :

$$V_r = \left[0.165\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \right] bd$$

Capas de refuerzo horizontal y vertical deberán colocarse en cada cara del pilar.

Refuerzo transversal puede ser suministrado por estribos simples o sobrepuestos. Se pueden usar barras transversales de unión de la misma dimensión del estribo. Cada uno de estas barras debe agarrar un refuerzo longitudinal y debe llevar un gancho sísmico que consiste en una doblez de 135° , mas una extensión de largo no menor de $10.0d_b$ ó 150 mm. Estos ganchos deben ser usados para el refuerzo transversal en regiones donde se espera que ocurran rótulas plásticas.

2.12.7 Espaciamiento del Refuerzo transversal de confinamiento

El refuerzo transversal para confinamiento deberá ser:

- Provisto en la parte superior e inferior de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión de la sección transversal de la columna, un sexto de la altura libre de la columna ó 450 mm
- Extendida en las conexiones superior e inferior
- Provista en la parte superior de los pilares en la misma longitud especificada para columnas.
- Provista dentro de los pilares en una longitud que se extiende en 3 veces la máxima dimensión de la sección transversal por debajo del punto de fijación de momento a una distancia no menor que la máxima dimensión de la sección transversal o 450 mm, por encima de la línea de tierra, y
- Espaciadas no más de un cuarto de la dimensión mínima del elemento, 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal ó 150 mm centro a centro.

2.12.8 Traslapes.

Las disposiciones del artículo 2.9.1.3.11.4 serán aplicables para el diseño de traslapes.

Traslapes en el refuerzo longitudinal serán usados solamente en la mitad central de la altura de la columna, y la longitud del traslape no será menor que 400 mm ó 60 veces el diámetro de la barra.

2.12.9 Refuerzo transversal por confinamiento en articulaciones plásticas.

Los núcleos de las columnas y pilares serán confinados por refuerzos transversales en las regiones esperadas de articulaciones plásticas. El refuerzo transversal por confinamiento tendrá un esfuerzo de fluencia no mayor que aquel del refuerzo longitudinal y el espaciamiento deberá ser tomado como se especifica en el Art. 2.12.7.

Para una columna circular, la relación volumétrica del refuerzo de espiral, ρ_s , no será menor que el requerido 5.10.11.4.1.e

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \right) \dots \dots \dots (5.10.11.4.1.d - 1)$$

Para lo cual:

$$0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \geq 1.0 \dots \dots \dots (5.10.11.4.1.d-2)$$

donde:

- f'_c = resistencia a la compresión a los 28 días a menos que otra edad es especificada (MPa)
 f_y = esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo (MPa)
 P_u = carga axial factorada (N)
 A_g = área de la sección bruta. (mm²)

Dentro de las zonas de articulaciones plásticas, los traslapes en el refuerzo de espiral serán hechas por traslapes soldados o por conexiones mecánicas completas.

Para una columna rectangular, el área de sección transversal bruta, A_s , del refuerzo de estribo rectangular no será menor que alguno

$$A_{sh} = 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \dots \dots \dots (5.10.11.4.1.d-3)$$

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \right) \dots \dots \dots (5.10.11.4.1.d-4)$$

El criterio especificado en la ecuación 2 será aplicable a la ecuación 4,

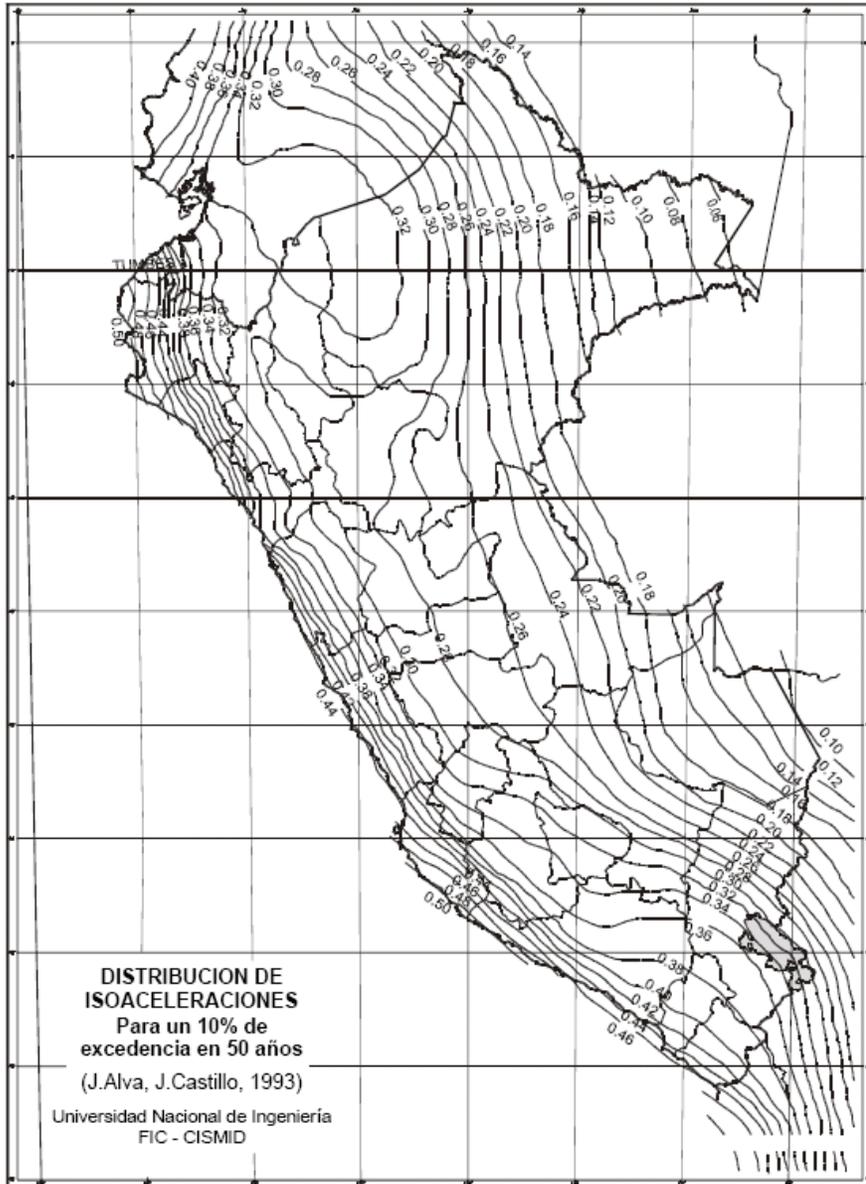
donde:

- s = espaciamiento vertical de estribos sin exceder los 100 mm
 A_c = área del núcleo de la columna (mm²)
 A_g = área total de la columna (mm²)
 A_{sh} = área total del refuerzo incluyendo estribos transversales suplementarios teniendo un espaciamiento vertical de "s" y atravesando una sección como una dimensión de núcleo (mm)
 f_y = esfuerzo de fluencia del estribo refuerzo en espiral (MPa)
 h_c = dimensión del núcleo de una columna con estribos en la dirección considerada (mm)
 P_u = carga axial factorada (N)

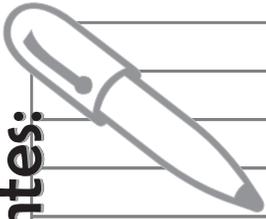
APENDICES

Apéndice A

Mapa de Distribución de Isoaceleraciones



Tomemos apuntes:



A large rectangular area containing horizontal lines for writing, intended for taking notes.

Apéndice B

Recomendaciones de AASHTO para la Distribución de cargas

ALCANCE

Se presenta recomendaciones básicas que pueden emplearse para la distribución transversal de las cargas. El cálculo transversal tiene por finalidad estudiar la influencia de la asimetría de la carga móvil con relación al eje de la sección transversal del tablero. Estas recomendaciones corresponden al Guide Specifications for Distribution of Loads for Highway Bridges-1994 publicado por el AASHTO como complemento a su versión Estándar.

INTRODUCCIÓN

En los puentes la carga viva principal corresponde a las cargas concentradas que transmiten los vehículos a través de sus llantas a la superficie de rodadura del tablero.

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinal como transversalmente, el cálculo de los máximos esfuerzos por carga viva es una tarea laboriosa. Teóricamente para calcular los máximos esfuerzos por carga móvil se tendría que utilizar los conceptos de superficies de Influencia, idealizando el tablero como una estructura bidimensional. Pero, para fines prácticos, en lugar de utilizar superficies de influencia es suficiente con idealizar al puente primero como una estructura plana en el sentido longitudinal para determinar los esfuerzos longitudinales y luego efectuar el cálculo transversal del tablero para estudiar la influencia de la asimetría de la carga móvil con relación al eje de la sección transversal del tablero.

1. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS VIVAS Y VIGAS DE PISO

1.1 Notaciones y Definiciones.

La siguiente notación es usada a través de toda esta sección. Si no se especifican las unidades, éstas deben suponerse que están en pies. Las variables de cada término de las ecuaciones estarán en unidades consistentes.

- A = Área de una viga
- b = Ancho de una viga
- d = Peralte de una viga
- d_e = Peralte de borde de las vías de tráfico; será calculado como la distancia entre el centro de la viga exterior a el borde del carril exterior. Si el centro de la viga esta fuera de la vía, entonces d_e es negativo.
- e_g = Excentricidad de la viga con respecto al de la losa; será calculada como la distancia entre el centro geométrico de la viga y la mitad de la profundidad de la losa.
- g = Factor de distribución: fracción de carga de rueda que le corresponde a cada viga.
- I = Momento de Inercia de una viga
- J = Constante torsional de St. Venant de una viga.
- k = $2.5 (Nb)^{0.2}$ pero no menor que 1.5 (usado en el cálculo del factor de distribución para puentes de múltiples vigas).
- K_g = Parámetro de Rigidez longitudinal.

Para vigas compuestas, $K_g = n(I + Ae_g^2)$

Para vigas no compuestas, $K_g = n(I)$

L = Longitud del tramo, será calculada como la distancia centro o centro entre apoyos, pero

- no excederá el espaciamiento del claro más la profundidad de una viga.
- n = Relación modular (relación entre el módulo elástico de la viga y de la losa)
- N_b = Número de vigas
- N_c = Número de celdas en un puente de viga cajón
- N_L = Número total de vías
- S = Promedio de espaciamiento de vigas (pies)
- t_s = Espesor de losa
- W = Ancho del puente (borde a borde)
- w_e = Ancho de la losa superior, será medido desde el punto medio de las vigas al borde exterior de la losa. La dimensión de la parte de la losa que está en cantilever (es decir más allá de la viga exterior) preferiblemente no excederá la mitad del espaciamiento de las vigas interiores.
- θ = Ángulo de esviación. Se tomará el menor de los ángulos esviados que forman ambos apoyos. Para corte o reacción, se tomará el ángulo esviado que forma el apoyo donde se está analizando. El ángulo de esviación en el ángulo que forma la línea central de un apoyo y la línea normal a la línea central de la calzada.
- μ = Modulo de Poisson de las Vigas.

1.2 Momentos flectores en vigas longitudinales

1.2.1 GENERALIDADES

En vista de que el análisis teórico para la distribución de cargas por rueda a las vigas es complejo, el método empírico que aquí se describe está autorizado para el diseño normal de puentes.

En el cálculo de los momentos de flexión en vigas longitudinales, no se supone ninguna distribución longitudinal. La distribución transversal será determinada de acuerdo a lo que se describe en esta sección. Sin embargo, el valor de:

$$\left(\frac{K_g}{Lts^3} \right) y \left(\frac{I}{J} \right)$$

Puede ser tomado como la unidad en cualquiera de las fórmulas dadas. Esta aproximación origina pérdidas de exactitud los cuales pueden o no ser conservadores. Sin embargo, esto solamente se recomienda para un diseño preliminar.

Los efectos de diafragmas intermedios y elementos de arriostres en cruz no están incluidos en las fórmulas de distribución de cargas.

Cuando la inercia de una viga es usada en el cálculo de los factores de distribución y la viga es de sección variable, se podrán usar las propiedades de secciones en posiciones claves. Por ejemplo, la sección transversal cercano al apoyo es usada para momento negativo y la sección cerca a la mitad del tramo para momento positivo.

1.2.2 VIGAS INTERIORES

Los momentos flectores debidos a carga viva para cada viga interior serán determinados aplicando al momento total de una sección la fracción (g) de una carga de rueda determinada en la tabla 1.0. El rango de aplicación de cada formula está dada en la tabla. Cuando los valores no caen dentro del rango de aplicación, la exactitud puede ser menor y un procedimiento de análisis especial puede ser necesario. Para determinar los factores de distribución de cargas para cargas de fatigas se podrán usar los factores de la Tabla 1.a.

TABLA 1.0 Distribución transversal (de las cargas de rueda en vigas longitudinales) para el cálculo de Momentos flectores en vigas longitudinales interiores

Tipo de Tablero	Puente diseñado para una vía de tráfico	Puente diseñado para dos o más vías de tráfico	Rango de Aplicación
MADERA Plataforma	S/4.0	S/3.75	N/A
Plataforma laminadas clavadas de 4" de espesor o pisos de múltiples capas con espesores > 5"	S/4.5	S/4.0	N/A
Laminados clavados de 6" o más de espesor	S/5.0 Si S excede 5' usar nota a	S/4.25 Si S excede 6.5' usar nota a	N/A
Paneles laminados encolados sobre vigas laminadas encoladas de 4" de espesor	S/4.5	S/4.0	N/A
De 6" o más de espesor	S/6.0 Si S excede 6' usar nota a	S/5.0 Si S excede 7.5' usar nota a	N/A
Sobre vigas de Acero de 4" de espesor	S/4.5	S/4.0	N/A
De 6" o más de espesor	S/5.25 Si S excede 5.5' usar nota a	S/4.5 Si S excede 7' usar nota a	N/A

Nota:

a) En este caso la carga es como en una viga simple

Tabla 1.0 : Continuación

Tipo de Tablero	Puente diseñado para una vía de tráfico	Puente diseñado para dos o más vías de tráfico	Rango de Aplicación
Concreto: Sobre viga de madera	S/6.0" Si s excede 6" use la nota a	S/5.0" Si S excede 5" use la nota a	N/A
Sobre vigas de concreto preensado vigas T de concreto	$0.1 + \left(\frac{S}{4'}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ ó: $0.1 + \left(\frac{S}{4'}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}$ si S excede 16" usra la nota a	$0.15 + \left(\frac{S}{3''}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ ó: $0.15 + \left(\frac{S}{3''}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}$ Si S excede 16" usar la nota a	$3'-6'' \leq S \leq 16'0''$ $20' \leq L \leq 240'$ $4.5'' \leq t_s \leq 12.0''$ $100,000 \leq K_g \leq 7,000,000 \text{ in}^4$ $N_b \leq 4$
Vigas cajón de concreto reforzado y concreto preesforzado	Si Nb < 4 usar nota a $\left(3 + \frac{S}{2.2'}\right) \left(\frac{1'}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1'}{N_c}\right)^{0.45}$ Si S excede 13" usar nota a Si S ≤ 7' usar 7' para ser conservador Si L ≤ 60' usar L, pero el factor de distribución será más conservador	$\frac{2.5}{N_c} - \frac{1}{N_L} + \frac{L}{800} + \left(\frac{S}{9'}\right) \left(\frac{90'}{L}\right)^{0.25}$	$7' \leq S \leq 13'$ $60' \leq L \leq 240'$ $3 \leq N_c$
Sobre vigas cajón de Acero. Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pretensado	(AASHTO 10.29.2)		N/A
	$2 \left(\frac{S}{5'}\right)^{0.35} \left[\left(\frac{S}{L}\right) \left(\frac{d}{L}\right)\right]^{0.25}$	$\left(\frac{S}{2'}\right)^{0.6} \left[\left(\frac{S}{L}\right) \left(\frac{d}{L}\right)\right]^{0.125}$	$6' \leq S \leq 11'-6''$ $20' \leq L \leq 140'$ $1'-6'' \leq d \leq 5'-6''$ $N_b \geq 3$
	si S excede 11' - 6" usar nota a		
Vigas cajón prefabricadas usadas en tableros de vigas múltiples	$k \left(\frac{b}{L}\right)^{0.5} \left(\frac{1}{J}\right)^{0.25}$ ó $k \left(\frac{b}{L}\right)^{0.5}$	$\left(\frac{2b}{3'}\right)^{0.6} \left[\left(\frac{b}{L}\right) \left(\frac{1}{N_b}\right)\right]^{0.2} \left(\frac{1}{J}\right)^{0.06}$ ó $\left(\frac{2b}{3'}\right)^{0.6} \left[\left(\frac{b}{L}\right) \left(\frac{1}{N_b}\right)\right]^{0.2}$	$3' \leq b \leq 5'$ $20' \leq L \leq 120'$ $5 \leq N_b \leq 20$ $25,000 \leq J \leq 610,000 \text{ in}^4$ $40,000 \leq I \leq 610,000 \text{ in}^4$

Vigas prefabricadas excepto excepto vigas cajón usadas en tableros de vigas múltiples	(artículo 1.2.7 de Recomendaciones de AASHTO para la distribución de cargas)		N/A
PARRILLA DE ACERO Menos que 4" de espesor (4" o más)	S/4.5 S/6.0 Si S excede 6' usar nota a	S/4.0 S/5.0 Si S excede 10.5' usar nota a	
Puente de Acero plataforma corrugada (2" mínimo de profundidad)	S/5.5	S/4.5	

TABLA 1.a. Distribución de Cargas de Rueda en vigas Longitudinales debido a Fatiga

Tipo de Tablero	Puente diseñado para una vía de tráfico	Puente diseñado para dos o más vías de tráfico
MADERA:		
Sobre vigas de acero 4" de espesor 6" o más de espesor	S/4.5 S/5.0	S/4.0 S/4.25
	Si S excede 5' usar nota a	Si S excede 6.5' usar nota a
CONCRETO:		
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto pretensado	S/7.0 Si S excede 10' usar nota a	S/5.5 Si S excede 14' usar nota a
Sobre Vigas T	S/6.5 Si S excede 6' usar nota a	S/6.0 Si S excede 10' usar nota a
Vigas cajón de concreto	S/8.0 Si S excede 12' usar nota a	S/7.0 Si S excede 16' usar nota a
Sobre vigas cajón de acero		(AASHTO 10.39.2)
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado		(AASHTO 3.28)
EMPARRILLADO DE ACERO (menor que 4" de espesor)	S/4.5	S/4.0
(4" o más)	S/ 6.0 Si S excede 6' usar nota a	S/ 5.0 Si S excede 10.5' usar nota a
Puente de Acero Plataforma Corrugada (mínimo 2" de profundidad)	S/5.5	S/4.5

1.2.3 VIGAS EXTERIORES

1.2.3.1 Vigas de acero, vigas de madera, vigas T de concreto y vigas multiceladas de concreto.

La carga muerta soportada por la viga exterior será aquella que corresponde a losa de piso dentro del área de influencia que la viga soporta.

Si las Barandas, sardineles y superficie de desgaste son colocadas después del curado de la losa, el peso de éstas pueden ser igualmente distribuidas en todas las vigas.

Los momentos de flexión debido a carga viva para vigas exteriores serán determinados aplicando la fracción (g) de una carga de rueda calculado en la tabla 2.0. El rango de aplicación de cada fórmula está dado en la tabla. Cuando los valores no caen dentro del rango de aplicación, la exactitud puede ser menor. Por lo tanto un procedimiento de análisis especial puede ser necesario. Para determinar los factores de distribución de carga por carga de fatiga usar los factores de la tabla 1.a.

Cuando la viga exterior debe soportar la carga viva de vereda así como la carga viva de tráfico e impacto y ésta será diseñada por el método de cargas en servicio, el esfuerzo permisible en la viga puede ser incrementado por 25% para la combinación de carga muerta, carga viva de vereda, carga viva de tráfico e impacto, siempre que la capacidad de carga de la viga no sea menor que la que podría ser requerido si no se tuviera veredas.

Cuando la combinación de carga viva de veredas y carga viva de tráfico más impacto gobierne el diseño y la estructura será diseñada por el método de factor de carga, el factor beta de 1.67 puede ser reemplazado por 1.25.

En ningún caso una viga exterior tiene menos capacidad de carga que una viga interior.

1.2.3.2 Vigas cajón de concreto.

La carga muerta que la viga exterior soporta será determinada de la misma forma como se menciona en 1.2.3.1.

El momento flector debido a carga viva de las vigas exteriores será calculado aplicando al momento longitudinal de la viga la fracción (g) de una carga de rueda determinada en la tabla 2.0. El rango de aplicación de cada fórmula está dado en la misma tabla.

1.2.3.3 Capacidad total de vigas

La combinación de la capacidad de carga de diseño de todas las vigas no será menor que la que se requiere para soportar la carga viva y muerta total.

Tabla 2.0 Distribución de cargas de rueda en vigas longitudinales para el cálculo de Momentos flectores en vigas exteriores.			
Tipo de Tablero	Puente diseñado para una vía de tráfico	Puente diseñado para dos o más vías de tráfico	Rango de Aplicación
MADERA	Usar nota a	Usar nota a	N/A
CONCRETO: Sobre vigas de madera	Usar nota a	Usar nota a	N/A
Sobre vigas I de Acero	Usar nota a	$e * g_{interior}$	$-1' \leq d_e \leq 5'-6"$
Vigas de concreto preesforzado; vigas T de concreto		$e = \frac{7' + d_e}{9.1'} \geq 1.0$	
Vigas cajón de concreto	$\frac{w_e}{7'}$	$\frac{w_e}{7'}$	$w_e \leq S$
Sobre vigas cajón de acero	(AASHTO 10.39.2)		
Sobre un arreglo de viga cajón de concreto pretensado	Usar nota a	$e * g_{interior}$ $e = \frac{27.7' + d_e}{28.5'}$	$0' \leq d_e \leq 4'-6"$
Vigas cajón pre-fabricado usado en tableros de vigas múltiples	Usar nota a	$e * g_{interior}$ $e = \frac{26' + d_e}{25'}$	$-1 \leq d_e \leq 2'$
Vigas pre-fijadas excepto vigas cajón usados en tableros de vigas múltiples	Usar nota a	Usar nota a	N/A
EMPARRILLADO DE ACERO	Usar nota a	Usar nota a	N/A

1.2.4 APOYOS ESVIADOS

Cuando los apoyos son esviados el momento flector de las vigas debe ser reducido. Para reducir el momento flector, un factor de reducción debe ser aplicado a los factores de distribución obtenidos en la tabla 1.0 y 1.a. Si los ángulos de esviamiento en los dos apoyos no difieren en más de 10° entre ellos el valor del factor de Reducción (r) se obtiene de la tabla 3.0 de otra manera un análisis más refinado es recomendado.

1.2.5 SUPERESTRUCTURAS CONTINUAS

Cuando la superestructura es continua sobre los soportes o continua e integral con sus soportes los factores de distribución de momento flector dados en las tablas 1.0 y 2.0 deben ser incrementados. Los factores de corrección a ser aplicados a los factores de distribución están dados en la tabla 4.0. Los factores de distribución serán calculados para cada tramo usando su respectiva longitud.

1.2.6 MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS TRANSVERSALES

En el cálculo de los momentos flectores en las vigas transversales se asume que no hay una

distribución transversal de las cargas de rueda. Si no existen viguetas longitudinales y el tablero está soportado directamente sobre las vigas transversales, las vigas serán diseñadas para las cargas determinadas de acuerdo a la tabla 5.0

1.2.7 VIGAS DE CONCRETO PREFABRICADAS EXCEPTO LAS VIGAS CAJÓN USADAS EN TABLEROS DE VIGAS MÚLTIPLES

Un puente de vigas múltiples se construye con vigas de concreto armado o de concreto pretensado que son colocadas de lado a lado sobre los soportes.

La interacción entre las vigas se desarrolla mediante las llaves de corte longitudinales continuas y planos transversales que pueden o no pueden ser pretensados. Diafragmas externos rígidos de gran altura son necesarios a fin de asegurar una apropiada distribución de cargas para elementos prefabricados en el cálculo de los momentos flectores en puentes de concreto de vigas múltiples de concreto prefabricado, convencionales o pretensada, se asumirá que no existe una distribución longitudinal de las cargas de rueda. El momento flector por carga viva en cada sección será determinada aplicando a la viga la fracción de una carga de rueda determinada por las siguientes relaciones:

$$\text{Fracción de la carga} = S / D$$

donde:

S = Ancho del elemento prefabricado, cuando $S < 4'$ ó $> 10'$ un análisis especial puede ser necesario.

$$D = (5.75 - 0.5 N_L) + 0.7 N_L (1 - 0.2C)^2 \quad \text{cuando } C \leq 5$$

$$D = (5.75 - 0.5 N_L) \quad \text{cuando } C > 5$$

$$C = K(W/L)$$

donde:

$$K = \{(1 + \mu)I/J\}^{1/2}$$

para diseño preliminar, los siguientes valores de K pueden ser usados:

Tipo de Puente	Tipo de Viga	K
Múltiples vigas	Vigas rectangulares sin huecos	0.7
	Vigas circulares con huecos circulares	0.8
	Vigas de sección canal	2.2

TABLA 3.0 Reducción de los factores de distribución de cargas de rueda para el cálculo de Momentos en vigas longitudinales apoyadas sobre apoyos esviados.

Clase de Tablero	Puentes con cualquier número de vías	Rango de Aplicación
MADERA:	1.0	N/A
Sobre vigas	$1 - c_1 (\text{tg} \theta)^{1.5}$ $c_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5}$ <p>Si θ es menor que 30°, $c_1 = 0.0$ Si θ es mayor que 60°, usar θ como 60°</p>	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $3'-6" \leq S \leq 16'-0"$ $20' \leq L \leq 240'$ $4.5" \leq t_s \leq 12.0"$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000 \text{ pulg}^4$ $N_b \geq 4$
Sobre vigas cajón de acero	1.0	N/A
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado; vigas cajón de concreto y vigas cajón pre-fabricadas usado en tableros de vigas múltiples	$1.05 - 0.25 \text{tg}(\theta) \leq 1.0$ Si θ es mayor que 60° , usar θ como 60°	$0 \leq \theta \leq 60^\circ$
Vigas de concreto prefabricado excepto vigas cajón usados en tablero de vigas múltiples	1.0	N/A
Emparrillado de asado	1.0	N/A

TABLA 4.0 Factores de Corrección para el cálculo de Momentos flectores en vigas longitudinales continuas

Clase de Tablero	Factor de Corrección para Momentos positivos	Factor de corrección para Momentos negativos
MADERA	1.00	1.00
CONCRETO:		
Sobre vigas de madera	1.05	1.00
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto pret-esforzado; vigas T de concreto	1.00	1.10
Sobre vigas cajón de acero	1.00	1.00
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado, vigas cajón de concreto; vigas cajón prefabricadas usadas en tableros de vigas múltiples	1.00	1.10
Vigas de concreto prefabricado excepto las vigas cajón usadas en tableros de vigas múltiples	1.00	1.00
EMPARRILLADO DE ACERO	1.00	1.00

TABLA 5.0 Distribución de cargas de rueda en vigas transversales

Clase de Tablero	Fracción de carga de rueda a cada viga de piso
Plataforma	S/4
Planchas laminadas clavadas o laminadas encoladas; 4 pulgadas de espesor, o pisos múltiples capas de más de 5 pulg. de espesor	S/4.5
Planchas laminadas clavadas o laminados encolados, 6 pulg. o más de espesor	$\frac{S'}{5}$
Concreto	$\frac{S'}{6}$
Emparrillado de acero (menos de 4 pulg. de espesor)	S/4.5
Emparrillado de acero (4 pulg. o más de espesor)	$\frac{S'}{6}$
Plataformas corrugadas de Puentes de Acero (Mínimo 2 pulg. de profundidad).	S/5.5

- S = Espaciamiento de vigas transversales en pies
 S' = Si S excede el valor del denominador, la carga sobre la viga deberá ser la reacción de las cargas de rueda actuantes entre las vigas, como una viga simple.

1.3 Corte en vigas longitudinales

1.3.1 GENERALIDADES

En el cálculo de fuerzas de corte en vigas longitudinales no se supone ninguna distribución longitudinal de las cargas de rueda.

Los efectos de diafragmas intermedios y secciones tipo pórtico no están incluidos en las fórmulas de distribución de cargas.

Cuando la inercia de la viga es usada en el cálculo de los factores de distribución y la viga es de sección variable, las propiedades de la sección en los extremos del tramo pueden ser usados.

1.3.2 VIGAS INTERIORES

El corte debido a carga viva para cada viga interior será determinada aplicando la fracción (g) de las cargas de rueda determinadas en la tabla 6.0. El rango de aplicación para cada fórmula está dado en la respectiva tabla. Cuando los valores no caen dentro del rango de aplicación, la exactitud puede ser menor, y un especial procedimiento de análisis debe ser realizado.

Para tipos de vigas no listados en tabla 6.0 o para el cálculo de cargas de fatiga, la distribución lateral de las ruedas o carga por eje adyacente al extremo del tramo será aquel que se produce de asumir al piso como un tramo simple entre vigas.

1.3.3 VIGAS EXTERIORES

El corte debido a carga viva para vigas exteriores será determinado aplicando la fracción (g) de una línea de rueda determinado en la tabla 7.0. El rango de aplicación de cada fórmula está dado en la respectiva tabla. Cuando los valores no caen dentro del rango de aplicación, la exactitud puede ser menor y un especial procedimiento puede ser necesario.

1.3.4 APOYOS ESVIADOS

El corte en la esquina obtusa exterior debe ser corregida cuando el apoyo es esviado. El valor del factor de corrección. El valor del factor de corrección es obtenido de la tabla 8.0. Estos factores son aplicados a los factores de distribución obtenidos de la tabla 7.0. En el cálculo de corte en tableros de vigas múltiples, todas las vigas deben ser tratadas como vigas de ángulo obtuso; por ejemplo: la corrección es aplicable a todas las vigas, y este factor será aplicado a los factores de distribución obtenidos de la tabla 6.0 para vigas interiores.

1.3.5 SUPERESTRUCTURAS CONTINUAS

Cuando la superestructura es continua sobre los soportes o continua e integral con sus soportes, los factores de distribución de corte dados en la tabla 6.0 y 7.0 deben ser incrementados. Los factores de corrección a ser aplicados a los factores de distribución están dados en la tabla 9.0. Los factores de distribución serán calculados para cada tramo usando su respectiva longitud.

1.3.6 CORTE EN VIGAS TRANSVERSALES

La distribución lateral de las cargas de rueda será aquella que se produce suponiendo que el tablero actúa como un simple tramo entre las vigas transversales.

Tabla 6.0 Distribución de cargas de rueda en vigas longitudinales para el cálculo de cortes en vigas longitudinales interiores			
Clase de Tablero	Puentes diseñados para un vía de tráfico	Puentes diseñados para dos o más vías de tráfico	Rango de Aplicación
MADERA:	Usar nota a	Usar nota a	N/A
Sobre vigas I de acero, vigas de concreto pre-esforzadas, y vigas T de concreto	$0.6 + \frac{S}{15'}$	$0.4 + \frac{S}{6'} - \left(\frac{S}{25'}\right)^2$	-3'-6" ≤ S 16'-0" N _b ≤ 4
	Si N _b < 4 usar nota a		
Sobre vigas cajón de concreto	$\left(\frac{S}{4'}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{3.4'}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	6' ≤ S ≤ 11'-6" 20' ≤ L ≤ 140' 3' ≤ d ≤ 9' N _b ≤ 3"
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado	$\left(\frac{S}{4.4'}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{3.1'}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	6' ≤ S ≤ 11'-6" 20' ≤ L ≤ 140' 1'-6" ≤ d ≤ 5'-6" N _b ≤ 3"
Vigas cajón prefabricados usadas en tableros de vigas múltiples	$1.15 \left(\frac{b}{L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{3.2}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	3' ≤ b ≤ 5' 20' ≤ L ≤ 120' 5' ≤ N _b ≤ 20 25,000 ≤ J ≤ 610,000 in ⁴ 40,000 ≤ I ≤ 610,000 in ⁴
	ó $1.15 \left(\frac{b}{L}\right)^{0.15}$	ó $\left(\frac{b}{3.2}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.1}$	
Vigas prefabricadas que no sean vigas usadas en tableros de vigas múltiples	Usar nota a	Usar nota a	N/A
EMPARRILLADO DE ACERO	Usar nota a	Usar nota a	N/A

Tabla 7.0 Distribución de cargas de rueda en vigas longitudinales para el cálculo de corte en vigas exteriores

Tipo de Tablero	Puente diseñados para un vía de tráfico	Puente diseñado para dos o más vías de tráfico	Rango de Aplicación
MADERA:	Usar nota a	Usar nota a	N/A
CONCRETO: Sobre vigas de madera	Usar nota a	Usar nota a	N/A
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto pretensado; vigas T de concreto	Usar nota a	$g = e * g_{interior}$ $e = \frac{6' + d_e}{10'} \geq 1.0$	$-1' \leq d_e \leq 5'-6"$
Vigas cajón de concreto	Usar nota a	$g = e * g_{interior}$ $e = \frac{8' + d_e}{12.5'} \geq 1.0$	$-2' \leq d_e \leq 5.0'$
Sobre vigas cajón de acero	(AASHTO 10.39.2)		
Sobre un arreglo de viga cajón de concreto pre-esforzado	Usar nota a	$g = e * g_{interior}$ $e = \frac{8' + d_e}{10'}$	$0' \leq d_e \leq 4'-6"$
Vigas cajón pre-fabricado usado en tableros de vigas múltiples	Usar nota a	$g = e * g_{interior}$ $e = \frac{51' + d_e}{50'}$	$-1' \leq d_e \leq 2'$
Vigas pre-fabricadas excepto vigas cajón usados en tableros de vigas múltiples	Usar nota a	Usar nota a	N/A
EMPARRILLADO DE ACERO	Usar nota a	Usar nota a	N/A

Tabla 8.0 Corrección de los factores de distribución de cargas de ruedas para corte en el apoyo de ángulo obtuso.

Tipo de Tablero	Puente diseñado para dos o más vías de tráfico	Rango de Aplicación
MADERA:	Usar nota b	N/A
CONCRETO: Sobre vigas de madera	Usar nota b	N/A
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto pre-esforzado; vigas T de concreto	$1.0 + c_1 \cdot \text{tg}\theta$ $c_1 = \frac{1}{5 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.3}}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $3'-6" \leq S \leq 16'-0"$ $20' \leq L \leq 200'$ $4.5" \leq t_s \leq 12.0"$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000 \text{in}^4$ $N_b \geq 4$
Sobre vigas cajón de acero	Usar nota b	N/A
Sobre vigas cajón de concreto	$1.0 + c_1 \cdot \text{tg}\theta$ $c_1 = 0.25 \frac{1}{70d}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $6' \leq S \leq 13'$ $20' \leq L \leq 240'$ $3' \leq d \leq 9'$ $N_b \geq 3$
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado	$1.0 + c_1 \cdot \text{tg}\theta$ $c_1 = \frac{\sqrt{Ld}}{6S}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $6' \leq S \leq 11'-6"$ $20' \leq L \leq 140'$ $1'-6" \leq d \leq 5'-6"$ $N_b \geq 3$
sobre vigas cajón prefabricados usados en tableros de viga múltiples.	$1.0 + c_1 \sqrt{\text{tg}(\theta)}$ $c_1 = \frac{L}{90d}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $20' \leq L \leq 120'$ $1'-4" \leq d \leq 5'$ $3 \leq b \leq 5'$ $5 \leq N_b \leq 20$
Vigas de concreto prefabricado excepto vigas cajón usados en tablero de vigas múltiples	Usar nota b	N/A
EMPARRILLADO DE ACERO	Usar nota b	N/A

Nota: (b) Para este tipo de puente no es aplicable métodos aproximados. Usar un análisis más detallado.

Tabla 9.0 Factores de corrección para el cálculo de corte en el apoyo de vigas longitudinales continuas.

Clase de Tablero	Factor de Corrección para momentos positivos	Factor de corrección para momentos negativos
MADERA	1.00	1.00
CONCRETO:		
Sobre vigas de madera	1.00	1.00
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto pre-esforzado; vigas T de concreto	1.00	1.05
Sobre vigas cajón de acero	1.00	1.00
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado	1.00	1.05
Sobre vigas cajón de concreto	1.00	1.00
Sobre Vigas cajón prefabricados usadas en tableros de vigas múltiples	1.00	1.05
Vigas de concreto prefabricados excepto las vigas cajón usados en tableros de vigas múltiples.. Tablero de vigas múltiples.	1.00	1.00
EMPARRILLADO DE ACERO	1.00	1.00

Apéndice C

Estimación de Empujes Sobre Muros de Contención

ALCANCE

El presente Anexo documenta los métodos de análisis básicos que pueden emplearse para la estimación de los empujes de tierra sobre los muros de contención, de acuerdo a los casos en que deben ser considerados. El tema es de importancia para el diseño seguro de estribos y muros de protección, entre otros elementos de la subestructura de un puente, mas aun cuando se tienen que considerar los posibles efectos sísmicos, para lo cual se especifican criterios de diseño en base a la limitación de los desplazamientos, de acuerdo a lo establecido principalmente por la norma AASHTO, versión 1994. Las unidades empleadas corresponden al Sistema Internacional.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de los empujes sobre las estructuras de contención es un tema complejo, que requiere de simplificaciones para su consideración en los cálculos de proyecto, en donde no solamente interesan las fuerzas actuantes sobre el muro de contención sino también el estado limite de cargas cuando ocurra la falla en el relleno. La teoría de Coulomb en base a una cuña deslizante de relleno, en torno al cual se plantea el equilibrio de fuerzas, ha sido la principal vía de solución para estos cálculos. Las fórmulas presentadas en este Anexo han sido desarrolladas con el método de Coulomb para suelos con propiedades uniformes; sin embargo, el método puede ser aplicado para suelos estratificados. En el análisis debe tenerse en cuenta las condiciones de estabilidad del relleno, las deflexiones esperadas en el muro, los procedimientos constructivos y toda posibilidad de movimiento o restricción del mismo en el muro. De acuerdo a ello, se considerarán los estados de empuje activo, de reposo o de empuje pasivo de tierras. Además, deberán estimarse los incrementos en el empuje de tierra ocasionados por sobrecargas superficiales, sea durante la construcción o debidas al tráfico vehicular. Por otro lado, los efectos del agua en el incremento del empuje lateral o en las presiones de poro que origina el flujo cuando existe una diferencia de niveles de agua entre ambos lados del muro, deben ser analizados. Algunas consideraciones para su análisis se presentan a continuación.

2. FORMULACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

Se considera que el empuje de tierras, en forma general, es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, calculándose para una profundidad z con la siguiente expresión.

$$p = k_h \gamma_s g z^* 10^{-6} \quad (2.1)$$

donde:

- p = Empuje básico de tierras (MPa)
- k_h = Coeficiente de presión lateral de tierras
- γ_s = Densidad del suelo (kg/m^3)
- z = Profundidad bajo la superficie del suelo (m)
- g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

A menos que se especifique lo contrario, puede suponerse que la resultante de los empujes laterales debidos al peso del relleno estará a una altura de $0.4 H$ sobre la base del muro, donde H es la altura total del muro, medida desde la superficie del terreno hasta la base de la cimentación. Usualmente, se suponía que la resultante quedaba ubicada a un tercio de la altura total; sin embargo, estudios experimentales sobre muros reales han demostrado que el valor de $0.4 H$ es

una aproximación razonable a los resultados de tales estudios.

El coeficiente de presión lateral deberá ser considerado de acuerdo a los desplazamientos admisibles especificados o a las restricciones al movimiento del muro asumidas en el proyecto. La magnitud de la rotación requerida para el desarrollo de las presiones activas y pasivas se presentan en la Tabla 1.

TABLA 1. Relación entre el tipo de relleno y la rotación en el muro requerida para alcanzar el estado activo o pasivo en muros rígidos de contención		
RELLENO	ROTACION EN EL MURO Δ / H	
	E. ACTIVO	E. PASIVO
Granular denso	0.001	0.020
Granular suelto	0.004	0.060
Cohesivo rígido	0.010	0.020
Cohesivo blando	0.020	0.040

3. EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO

El empuje de tierra en muros que se considera que no van a deflectarse o mover, se calcula tomando el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, k_o , el cual variará de acuerdo al estado de consolidación del suelo.

Para suelos normalmente consolidados, el coeficiente k_o se calcula mediante:

$$k_{of} = -1 \operatorname{sen} \phi \quad (3.1)$$

donde :

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo drenado

Para suelos sobreconsolidados, puede asumirse que k_o varía en función de la relación de sobreconsolidación (OCR) o de la historia de esfuerzos, y puede calcularse como:

$$k_o = (1 - \operatorname{sen} \phi_f) (\operatorname{OCR})^{\operatorname{sen} \phi_f} \quad (3.2)$$

Como materiales de relleno, se preferirán los materiales drenantes granulares en comparación a los limos, arcilla de baja rigidez y arcillas con alta plasticidad.

La condición de reposo también puede considerarse en el diseño si es que los muros quedan cerca a estructuras sensibles a los desplazamientos o les sirven de soporte, como en el caso de los estribos.

4. EMPUJE ACTIVO DE TIERRA

En el caso de muros que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo, se considera el coeficiente de presión lateral activo de tierras, calculado de esta forma:

$$k_o = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \operatorname{sen}(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)} \right]^2} \quad (4.1)$$

donde:

δ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro

i = ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal

- β = ángulo de inclinación del respaldo interno del muro respecto a un eje vertical
- ϕ = ángulo de fricción interna

Para un análisis en condiciones de largo plazo, los empujes de tierra serán calculados usando los esfuerzos efectivos; además se adicionarán los empujes hidrostáticos en los casos que sea necesario.

Los valores de δ pueden ser tomados a partir de referencias bibliográficas; en la Tabla 2 se presentan algunos valores para materiales de distinta clase.

5. EMPUJE PASIVO DE TIERRA

En el cálculo del empuje pasivo de tierras se tendrá en cuenta, para el caso de suelos granulares, un coeficiente de presión lateral pasiva de tierras dado por:

$$k_o = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \delta) \text{sen}(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \tag{5.1}$$

Debe tenerse presente que el ángulo de fricción δ no deberá tomarse mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ .

Para suelos cohesivos, los empujes pasivos pueden ser estimados mediante:

$$p = k_h \gamma_s g z * 10^{-6} + 2c \sqrt{k_p} \tag{5.2}$$

donde:

- p = empuje pasivo (MPa)
- γ_s = densidad del suelo (kg/m³)
- z = profundidad bajo la superficie del suelo (m)
- c = cohesión del suelo (MPa)
- k_p = coeficiente de presión lateral pasiva calculada con (5.1)
- g = aceleración de la gravedad (m/s²)

TABLA 2. Ángulo de fricción entre la superficie de contacto de materiales distintos

MATERIALES EN LA INTERFASE	ÁNGULO DE FRICCIÓN δ (°)
Concreto masivo y mampostería sobre los siguientes suelos de cimentación: <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana limpia • Grava limpia, mezclas de grava-arena, arena gruesa • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa • Arena limpia fina, arena limosa o arcillosa fina a media • Arcilla arenosa fina, limo no plástico • Arcilla preconsolidada o residual muy rígido y duro • Arcilla media rígida a rígida y arcilla limosa 	35 29 a 31 24 a 29 19 a 24 17 a 19 22 a 26 17 a 19
Concreto prefabricado o premoldeado sobre: <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava-arena, relleno rocoso bien graduado con gravilla • Arena limpia, mezclas de arena limosa-grava, relleno de roca dura de un solo tamaño. • Arena limosa, grava o arena mezclada con limos o arcilla • Limo arenoso fino, limos no plásticos 	22 a 26 17 a 22 17 14
Varios materiales estructurales <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> • Roca débil sobre roca débil • Roca dura sobre roca débil • Roca dura sobre roca dura • Acero sobre acero en empalmes de tablestacas 	35 33 29 17

6. EMPUJES EN MUROS ANCLADOS

Cuando los muros tienen restricciones al desplazamiento mediante anclajes a una sola altura, el empuje de tierras puede suponerse linealmente proporcional a la profundidad; en este caso, el cálculo puede ser realizado con los análisis convencionales.

El empuje de tierras, en caso de muros anclados con anclajes en dos o más niveles, puede suponerse constante con la profundidad. Para muros anclados en taludes ya establecidos, el empuje de tierras P_a está dado por:

$$P_a = 0.65 \cdot 10^{-6} K_a \gamma'_s g_h \quad (6.1)$$

donde:

P_a = Empuje de tierras (MPa)

H = Altura total del muro (m)

K_a = Coeficiente de presión lateral activa = $\tan^2 (45 - \phi/2)$

γ'_s = Densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

Para muros construidos antes de la colocación del relleno, la magnitud total de la distribución rectangular uniforme deberá ser igual a 1.30 veces aquella de la distribución triangular determinada de acuerdo a lo indicado en el punto 4.

En todo caso, en el análisis de los empujes de tierras se tendrá en cuenta el método y la secuencia de construcción, la rigidez del sistema constituido por el muro y los anclajes, las deflexiones máximas permitidas en el muro, el espaciamiento de los anclajes y la posibilidad de fluencia en el anclaje.

7. EMPUJES DE TIERRA ESTABILIZADA

En muros de retención con tierra estabilizada con medios mecánicos, la fuerza por unidad de ancho, tal como se muestra en las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3, se considerará actuando a una altura de $h/3$ sobre la base del muro, con una magnitud dada por la expresión:

$$P_a = 0.5 \cdot \gamma_s \cdot gh^2 k_a \quad (7.1)$$

donde :

P_a = Fuerza resultante por unidad de ancho (N/m)

γ_s = Densidad del relleno (kg/m^3)

h = Altura nominal del diagrama de presiones horizontales de tierra (Fig. 7.1, 7.2 y 7.3), en m

k_a = Coeficiente de presión lateral activa, especificados especialmente.

Los coeficientes de presión lateral en el caso de tierra estabilizada mecánicamente pueden ser determinados como sigue:

- a) Para superficies horizontales o inclinadas del relleno, como se muestran en las figuras 7.1 y 7.2, el coeficiente puede ser determinados por:

$$k_a = \cos i \cdot \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi_f}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi_f}} \quad (7.2)$$

donde :

i = ángulo de inclinación del relleno

ϕ_f = ángulo de fricción interna ($^\circ$)

b) Para superficies con inclinación truncada (Figura 7.3), el coeficiente k_a está dado por:

$$k_a = \cos I * \frac{\cos I - \sqrt{\cos^2 I - \cos^2 \phi_f}}{\cos I + \sqrt{\cos^2 I - \cos^2 \phi_f}} \quad (7.3)$$

donde :

I = ángulo nominal de inclinación efectiva para el cálculo, determinado de acuerdo a la Figura 7.3

ϕ_f = ángulo de fricción interna (°)

c) Para el análisis de la seguridad contra la falla estructural, se determinará el coeficiente k_a como:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right) \quad (7.4)$$

d) El coeficiente de presión lateral en reposo, k_o se determinará para el análisis de la seguridad contra la falla estructural, como:

$$k_o = 1 - \text{sen } \phi_f \quad (7.5)$$

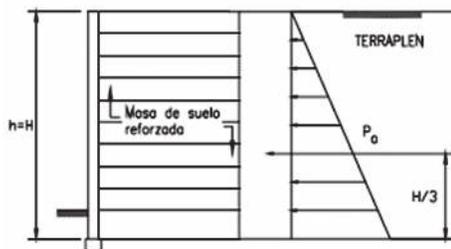


Fig 7.1 SUPERFICIE HORIZONTAL DE RELLENO

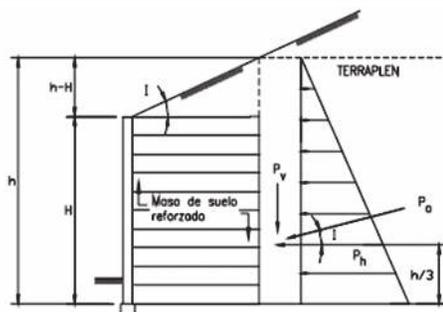


Fig 7.2 SUPERFICIE INCLINADA DEL TERRENO

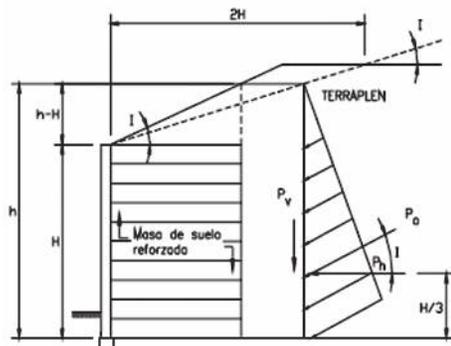


Fig 7.3 SUPERFICIE INCLINADA DE RELLENO TRUNCADO

8. EMPUJE SÍSMICO DE TIERRA

8.1 Muros sin Desplazamiento Restringido

Para elementos de contención de tierras, tales como los muros de gravedad o en voladizo, que pueden desplazarse lateralmente durante un sismo (como por ejemplo, en estructuras soportadas por apoyos que pueden desplazarse libremente), el método pseudo-estático de Mononobe-Okabe, es usado ampliamente para calcular los empujes de tierra inducidos por los sismos.

En áreas altamente sísmicas, el diseño de los estribos aceptando un desplazamiento lateral pequeño bajo aceleraciones máximas es la práctica general para lograr un diseño realista. Se hace referencia en esta subsección a un método desarrollado para calcular la magnitud del desplazamiento relativo del muro durante el sismo. Sobre la base de este método simple, se hacen recomendaciones para la selección de un coeficiente sísmico pseudo-estático y el nivel de desplazamiento correspondiente para una aceleración máxima del terreno determinada.

8.1.1. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

El método estático desarrollado por Mononobe y Okabe (1926) es el usado con más frecuencia en el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo actuando sobre el estribo de un puente. El análisis es una extensión de la teoría de falla de Coulomb, tomando en cuenta las fuerzas de inercia horizontal y vertical en el suelo. Se consideran las siguientes hipótesis:

1. La cimentación se desplaza lo suficiente para que se desarrollen las condiciones de máxima resistencia o presión activa en el suelo.
2. El relleno es granular, con un ángulo de fricción ϕ .
3. El relleno es no saturado, de modo que no se consideran problemas de la ecuación.

Las consideraciones de equilibrio de la cuña de suelo sobre el estribo, tal como se muestra en la Figura 8.1, conducen a un valor, E_{AE} , de la fuerza activa ejercida sobre la masa de suelo mediante el estribo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla, E_{AE} está dada por la expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-3} \quad (8.1)$$

Donde el coeficiente de empuje activo sísmico K_{AE} es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad (8.2)$$

donde:

- E_{AE} = fuerza activa del suelo (kN)
- g = aceleración de la gravedad (m/s²)
- γ = densidad del suelo (kg/m³)
- H = altura de la cara de suelo (m)
- ϕ = ángulo de fricción del suelo

$$\theta = \arctan \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo
- k_h = coeficiente de aceleración horizontal
- k_v = coeficiente de aceleración vertical
- i = ángulo de inclinación del relleno
- β = pendiente de la cara de suelo

La expresión equivalente para la fuerza pasiva, si el estribo se desplaza presionando sobre el relleno es:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \times 10^{-3} \quad (8.3)$$

donde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta(\delta - \beta + \theta)} \chi \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \delta) \text{sen}(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad (8.4)$$

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante de la presión del suelo actúa sobre el estribo, puede tomarse como $H/3$ o $0.4H$ para el caso estático sin considerar los efectos sísmicos; sin embargo, a medida que los efectos sísmicos aumentan llega a ser mayor. Otra forma de calcular h_a puede ser considerando la componente estática del empuje de tierras ($\theta = k_v = 0$) actuando a $H/3$ desde el nivel inferior del estribo, mientras que la componente dinámica adicional se consideraría actuando a una altura de $0.6H$ (Seed y Whitman, 1970). Para propósitos prácticos, es suficiente suponer $h_a = H/2$ con un empuje uniformemente distribuido.

De la ecuación (8.2), debe cumplirse que el contenido del radical debe ser positivo para que una solución real sea posible y, por ello, es necesario que:

$$\phi \geq i + \theta = i + \text{arc tan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (8.5)$$

Esta condición también puede ser útil para especificar un límite al coeficiente sísmico horizontal; la condición límite es:

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan(\phi - i) \quad (8.6)$$

Para una aceleración vertical nula, un relleno con cara vertical y un ángulo de fricción de 35° , el valor límite de k_h es 0.70.

Los efectos inerciales en el estribo no son tomados en cuenta en el análisis de Mononobe-Okabe. Se puede suponer que las fuerzas de inercia debidas a la masa del estribo pueden despreciarse en la consideración del comportamiento y análisis sísmicos. Esta hipótesis no es conservadora, y para aquellos estribos que tienen en su masa un elemento importante para su estabilidad, es una suposición poco razonable el no considerar la masa del estribo como un aspecto importante de su comportamiento. Los efectos inerciales en el muro fueron discutidos por Richards y Elms (1979), quienes demostraron que las fuerzas inerciales del muro no serían pequeñas y tendrían que ser consideradas en el diseño de muros de contención por gravedad.

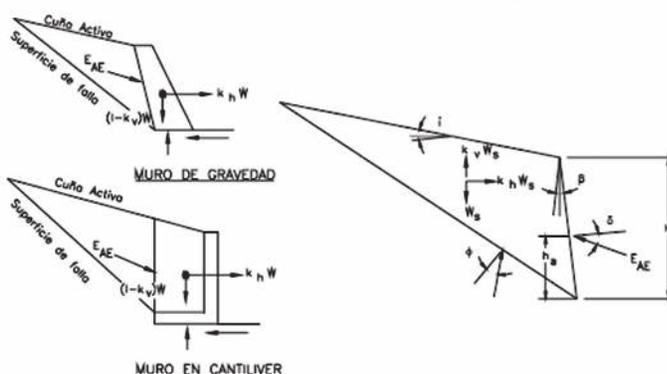


Fig 8.1 Diagrama de fuerzas del empuje activo del suelo

8.1.2 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

Cuando en el análisis con el método de Mononobe-Okabe se emplean las aceleraciones máximas del terreno, las dimensiones de las estructuras de contención de tierras pueden llegar a ser demasiado grandes. En tal caso es preferible diseñar aceptando un pequeño desplazamiento lateral admisible, para obtener una estructura más económica.

Diversos ensayos han demostrado que un muro de contención por gravedad falla en forma incremental durante un sismo. Para un movimiento sísmico del terreno, el desplazamiento relativo total puede ser calculado usando el método del bloque deslizante propuesto por Newmark (1965). En el método se supone que el patrón de desplazamiento es similar a aquel de un bloque sobre una superficie horizontal rugosa.

Análisis realizados con diversos registros sísmicos escalados a un mismo nivel de aceleración y velocidad, en el que fueron procesados y graficados los desplazamientos máximos, permitieron concluir que las envolventes de desplazamiento tenían aproximadamente la misma forma, para todos los registros (Franklin y Chang, 1977). Una aproximación a tales curvas, para desplazamientos relativamente bajos, está dada por la relación:

$$d = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{N}{A} \right)^4 \quad (8.7)$$

donde:

d = Es el desplazamiento relativo máximo de un muro sometido a un movimiento sísmico del terreno cuyo máximo coeficiente de aceleración es A y la máxima velocidad es V . Dado que esta expresión ha sido derivada de envolventes, la magnitud de d resulta sobreestimada para la mayoría de sismos.

Un posible procedimiento de diseño consistiría en elegir un valor admisible de desplazamiento máximo en el muro, d , junto con parámetros sísmicos apropiados, y usar la ecuación (8.7) para obtener un valor del coeficiente de aceleración sísmica para el cual el muro sería diseñado. Las conexiones en el muro, si existiesen, serían detalladas para permitir este desplazamiento. Aplicando este procedimiento a varios diseños simplificados, Elms y Martin (1979) han demostrado que un valor de diseño apropiado es:

$$k_h = A/2 \quad (8.8)$$

Se especifica que con este criterio se esperarían desplazamientos en el estribo de hasta (254A) mm.

Para puentes esenciales y no esenciales dentro de la zona sísmica 1 y para puentes esenciales en las zonas 1 o 2, se requerirá una consideración más detallada del mecanismo de transferencia de las fuerzas de inercia de la superestructura a través de los apoyos del puente hacia los estribos, particularmente para los puentes de la categoría D, donde es necesario mantener la accesibilidad del puente después de un sismo severo.

8.2 Muros con Desplazamiento Restringido

Como se anotó previamente, en el análisis de Mononobe-Okabe se supone que el estribo se desplaza lateralmente sin restricción, lo suficiente como para activar la resistencia del suelo en el relleno.

Para suelos granulares, la resistencia máxima se alcanza si las deflexiones al nivel superior del muro es 0.5% de la altura del estribo. Si este elemento está restringido contra el movimiento lateral mediante conectores o pilotes inclinados, los empujes laterales serán mayores que los calculados con el análisis de Mononobe-Okabe, lo cual ha sido comprobado analíticamente. Para el diseño se sugiere el uso de un factor de 1.5 y considerar las aceleraciones máximas del terreno, en los casos que hubiera dudas en que el estribo pueda alcanzar un desplazamiento suficiente para generar la condición de presiones activas del terreno.

9. EMPUJES DEBIDOS A SOBRECARGA SUPERFICIAL Y TRAFICO

Cuando se presente una sobrecarga superficial, al empuje de tierra básico debe sumársele un empuje de tierras constante debido a la sobrecarga. El empuje constante está dado por:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (9.1)$$

donde :

- Δ_p = incremento en el empuje horizontal de tierras debido a la sobrecarga (MPa)
 k_s = coeficiente de presión lateral debido a la sobrecarga; se tomará k_a para condiciones de empuje activo y k_o para condiciones de empuje en reposo.
 q_s = sobrecarga uniforme aplicada en la superficie de la cuña de tierra activada (MPa)

Si se espera que exista tráfico vehicular sobre la superficie del relleno y cerca al muro, dentro de una distancia igual a la altura del muro, se aplicará una sobrecarga viva superficial. Si la sobrecarga corresponde a una autopista, la intensidad de la carga será consistente con la sobrecarga indicada en el Reglamento. En caso contrario, la magnitud de la sobrecarga será especificada y aprobada por la entidad oficial.

El incremento en el empuje horizontal puede ser estimado mediante:

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} (*10^{-6}) \quad (9.2)$$

donde:

- Δ_p = incremento en el empuje horizontal de tierras (MPa)
 γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)
 k = coeficiente de presión lateral
 h_{eq} = altura equivalente de suelo para el camión de diseño (m), según los valores de la Tabla 3.

La altura del muro será medida desde la superficie del relleno y el nivel inferior de la cimentación.

TABLA 3. Altura equivalente de suelo para cargas de tráfico vehicular.	
ALTURA DEL MURO (m)	h_{eq} (m)
≤ 1.50	1.70
3.00	1.20
6.00	0.76
≥ 9.00	0.61

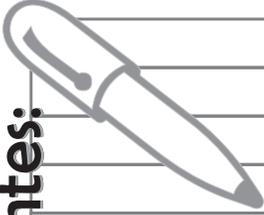
10. EMPUJES HIDROSTATICOS

El empuje debido a la presión del agua debe corresponder el máximo nivel de agua que pueda ocurrir durante la vida útil del elemento de construcción, para fines de análisis, si es que no se ha previsto medidas de drenaje adecuadas.

En la estimación del empuje deberá emplearse la densidad sumergida del suelo (densidad total del suelo saturado) para el calculo de la presión lateral, a partir del nivel freático.

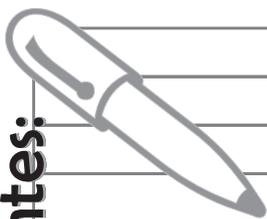
En caso de existir niveles de agua diferentes en las caras opuestas del muro, serán considerados los efectos del flujo de agua y la posibilidad de sifonamiento el análisis de los empujes hidrostáticos. Las presiones originadas por la filtración pueden ser estimadas mediante redes de flujo u otros procedimientos analíticos; los empujes totales laterales serán determinados mediante la suma de los esfuerzos efectivos horizontales y las presiones de poro resultantes del análisis.

Tomemos apuntes:



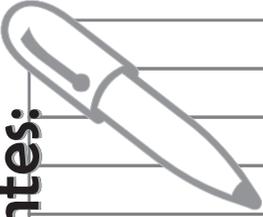
A large rectangular area containing horizontal lines for writing, intended for taking notes.

Tomemos apuntes:



A large rectangular area containing horizontal lines, intended for taking notes.

Tomemos apuntes:



A large rectangular area containing horizontal lines, intended for taking notes.