

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO COMPARATIVO EN CONDICIONES DE INCENDIO DEL
SISTEMA DE ENTREPISO DEL EDIFICIO “TORINO”**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

PAMELA ALEJANDRA CASTILLO CISNEROS

pamelacastillo93@hotmail.com

ELIZABETH ALEXANDRA FUERTES FUENTES

eaff_19@hotmail.com

DIRECTOR: PhD. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, noviembre 2017

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Pamela Alejandra Castillo Cisneros y Elizabeth Alexandra Fuertes Fuentes, bajo mi supervisión.

PhD. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

DIRECTOR DE PROYECTO

DECLARACIÓN

Nosotras, Pamela Alejandra Castillo Cisneros, Elizabeth Alexandra Fuertes Fuentes, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Pamela Alejandra Castillo Cisneros

Elizabeth Alexandra Fuertes Fuentes

DEDICATORIA

A Pedro Aníbal Castillo Jiménez y Fabiola Magdalena Cisneros Villarreal mis padres, por ser el motor de mi vida, mi refugio, fortaleza y ayudarme a ser la persona que soy hasta el día de hoy.

A mis compañeros de travesuras Jenniffer, Pedro David y Juan Pablo por hacerme reír y soñar en grande.

Con mucho amor.

Pamela Alejandra Castillo Cisneros

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico con todo el cariño del mundo a mi madre, porque con mucho sacrificio me ayudó a llegar a este punto de mi vida.

Este no es mi logro, es nuestro.

Elizabeth Alexandra Fuertes Fuentes

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme la salud y la vida.

A Pedro Aníbal Castillo Jiménez y Fabiola Magdalena Cisneros Villarreal mis padres, por brindarme ese apoyo incondicional y la confianza para poder llegar hasta donde estoy, sin ellos nada de esto hubiera sido posible.

A mis hermanos Jenniffer, Pedro David y Juan Pablo por ser la alegría de mi vida, y compañeros de vida. En especial a Jenniffer por la sabiduría y el amor que me brinda a diario.

Al Dr. Ing. Hernández por su dirección, apoyo y confianza puesto a lo largo del desarrollo de este proyecto.

A mis amigos Christian Díaz y Patricio Palacios por su amistad, consejos, paciencia y buenos momentos.

A Elizabeth Fuertes mi amiga y compañera de tesis, gracias por la fortaleza y por el apoyo incondicional, por hacerme reír y brindarme tu compañía a lo largo de esta etapa universitaria. Más que una amiga eres una hermana.

Y a todas las personas que contribuyeron de alguna u otra forma para alcanzar esta meta.

Pamela Alejandra Castillo Cisneros

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi madre por ser el pilar más importante en mi vida; su apoyo, cariño y consejos hicieron de mi la persona que soy ahora.

A Pamela, porque a lo largo de nuestra vida universitaria ha demostrado ser una excelente amiga y una maravillosa persona.

Al Ing. Hernández, por su guía durante el desarrollo de este proyecto.

A Patricio, un buen amigo que supo brindarnos su apoyo en los momentos difíciles.

Finalmente, a todos quienes me acompañaron a lo largo de mi formación académica.

Elizabeth Alexandra Fuertes Fuentes

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	I
DECLARACIÓN	II
DEDICATORIA	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
AGRADECIMIENTO	VI
ÍNDICE DE CONTENIDOS	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS	XV
RESUMEN	XXXI
ABSTRACT	XXXII
PRESENTACIÓN	XXXIII
1 INTRODUCCIÓN	34
1.1 ANTECEDENTES	34
1.2 OBJETIVOS	35
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	35
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	35
1.3 ALCANCE	35
1.4 JUSTIFICACIÓN	36
2 MARCO TEÓRICO	37
2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO	37
2.1.1 INCENDIO	37
2.1.2 FUEGO NORMALIZADO (CURVA ISO 834)	38

2.1.3	RESISTENCIA AL FUEGO	39
2.1.4	INCENDIO REAL VS INCENDIO NORMALIZADO	40
2.1.5	TEMPERATURA CRÍTICA	41
2.2	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	41
2.2.1	PROPIEDADES DEL ACERO	42
2.2.2	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN	45
2.3	ESTUDIOS INTERNACIONALES	48
2.4	NORMATIVA ECUATORIANA	49
3	PLANTEAMIENTO NORMATIVO	51
3.1	CONSIDERACIONES GENERALES	51
3.2	SISTEMA DE ENTREPISO.....	52
3.2.1	VIGAS DE ACERO	52
3.2.2	VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA	53
3.3	EUROCÓDIGO	53
3.3.1	CARGAS DE DISEÑO	55
3.3.2	PROPIEDADES DE DISEÑO DE LOS MATERIALES	59
3.3.3	CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	64
3.3.4	COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)	66
3.4	CÓDIGO BRASILEÑO	74
3.4.1	CARGAS DE DISEÑO	74
3.4.2	FACTORES DE REDUCCIÓN EN CONDICIONES DE INCENDIO	75
3.4.3	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES.....	76
3.4.4	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO (ELU)	77
3.5	AISC	87

3.5.1	CARGAS DE DISEÑO	87
3.5.2	FACTORES DE REDUCCIÓN BAJO CONDICIONES DE INCENDIO	88
3.5.3	DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EN CONDICIONES DE INCENDIO	89
4	DISEÑO DEL SISTEMA DE ENTREPISO	94
4.1	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	94
4.2	DISEÑO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA (NEC-SE-AC).....	96
4.2.1	MATERIALES	96
4.2.2	CARGAS DE DISEÑO	96
4.2.3	DISEÑO DE VIGA: V4	97
4.2.4	DISEÑO DE VIGA: VT1	115
4.2.5	DISEÑO DE VIGA: VT4	123
4.2.6	DISEÑO DE VIGA: V1	125
4.2.7	APLICACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES DE LA NEC-15. PROCEDIMIENTO ESTÁTICO	127
4.2.8	MODELACIÓN UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS	133
4.3	COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN EUROCÓDIGO.....	140
4.3.1	EJEMPLO 1: VIGA VT1	141
4.3.2	EJEMPLO 2: VIGA VT4	157
4.3.3	EJEMPLO 3: VIGA V1	164
4.3.4	EJEMPLO 4: VIGA V4	170
4.4	COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN CÓDIGO DE BRASIL ...	177
4.4.1	EJEMPLO 1: VIGA VT1	177
4.4.2	EJEMPLO 2: VIGA VT4	193

4.4.3	EJEMPLO 3: VIGA V1	202
4.4.4	EJEMPLO 4: VIGA V4	208
4.5	COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN AISC	215
4.5.1	EJEMPLO 1: VIGA VT1	216
4.5.2	EJEMPLO 2: VIGA VT4	223
4.5.3	EJEMPLO 3: VIGA V1	227
4.5.4	EJEMPLO 4: VIGA V4	230
5	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	233
5.1	RESULTADOS DE DISEÑO DE VIGAS EN CONDICIONES DE INCENDIO	233
5.1.1	EJEMPLO 1: VIGA VT1	233
5.1.2	EJEMPLO 2: VIGA VT4	248
5.1.3	EJEMPLO 3: VIGA V1	262
5.1.4	EJEMPLO 4: VIGA V4	273
5.2	DISEÑO DE VIGAS PARA 1 HORA DE RESISTENCIA AL FUEGO ...	283
5.2.1	EJEMPLO 1: VIGA VT1	284
5.2.2	EJEMPLO 2: VIGA VT4	290
5.2.3	EJEMPLO 3: VIGA V1	296
5.2.4	EJEMPLO 4: VIGA V4	302
5.3	ANÁLISIS ECONÓMICO	308
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	312
6.1	CONCLUSIONES	312
6.2	RECOMENDACIONES	315
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	317
	ANEXOS.....	322

ANEXO No. 1.....	323
ANEXO NO. 2.....	326
ANEXO NO. 3.....	330

ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS

FIGURA 2.1 Curva de fuego normalizado ISO 834.	39
FIGURA 2.2 Fases de un fuego natural comparando temperaturas atmosféricas con la curva de fuego normalizado ISO 834.	40
FIGURA 2.3 Variación del módulo de elasticidad al variar la temperatura en un perfil de acero.	43
FIGURA 2.4 Diagrama de tensión del acero.	44
FIGURA 2.5 Resistencia relativa del acero.	45
FIGURA 2.6 Isotermas en sección de hormigón.	46
FIGURA 3.1 Sistema de entrepiso típico.	52
FIGURA 3.2 Factores de reducción vs temperatura del acero.	62
FIGURA 3.3 Sección compuesta con eje neutro en viga de acero	86
FIGURA 4.1 Ubicación de vigas de diseño.	95
FIGURA 4.2 Área tributaria para el diseño de la vigueta V4.	97
FIGURA 4.3 Distribución de esfuerzos bajo diferentes etapas de carga.	102
FIGURA 4.4 Distribución de carga sobre la vigueta V4.	107
FIGURA 4.5 Viguetas a considerarse en el prediseño de la viga principal VT1.	116
FIGURA 4.6 Ubicación de carga debido al peso propio de la viga VT1.	120
FIGURA 4.7 Distribución de cargas sobre la viga VT4.	124
FIGURA 4.8 Distribución de cargas sobre la viga V1.	126
FIGURA 4.9 Planta Losa Nivel +0.85	133
FIGURA 4.10 Planta Losa N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09	134
FIGURA 4.11 Propiedades del Acero A36 (a) y propiedades del hormigón $F'c=210$ (b).	135

FIGURA 4.12 Distribución de vigas en Planta Losa N+0.85.	136
FIGURA 4.13 Distribución de vigas en Planta Losa N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09.	137
FIGURA 4.14 Demanda capacidad de las vigas y viguetas. N+0.85.	138
FIGURA 4.15 Demanda capacidad de las vigas y viguetas. N+3.91, N+6.91, N+10.03 y N+13.09.	139
FIGURA 5.1 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga VT1.	236
FIGURA 5.2 Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} , para viga VT1.	239
FIGURA 5.3 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	244
FIGURA 5.4 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1. Viga de acero y sección compuesta.	248
FIGURA 5.5 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga VT4.	251
FIGURA 5.6 Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} , para viga VT4.	254
FIGURA 5.7 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	258
FIGURA 5.8 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT4. Viga de acero y sección compuesta.	262
FIGURA 5.9 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga V1.	265
FIGURA 5.10 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V1.	270
FIGURA 5.11 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V1. Viga de acero y sección compuesta.	272

FIGURA 5.12 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga V4.	275
FIGURA 5.13 Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} , para viga V4.....	278
FIGURA 5.14 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	281
FIGURA 5.15 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V4. Viga de acero y sección compuesta.	283

ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS

TABLA 2.1 Propiedades de los materiales: madera, acero y hormigón.....	42
TABLA 2.2 Cambio de color en elementos de hormigón por incremento de temperatura.....	47
TABLA 3.1 Métodos alternativos para verificar el comportamiento bajo condiciones de incendio.....	54
TABLA 3.2 División de los usos por categorías.....	55
TABLA 3.3 Sobrecargas de uso sobre suelos, balcones y escaleras en edificios.....	56
TABLA 3.4 Valores recomendados de los coeficientes Ψ para edificios.....	57
TABLA 3.5 Valores recomendados del coeficiente parcial γ para las combinaciones fundamentales en condiciones normales.....	57
TABLA 3.6 Valores recomendados del coeficiente parcial γ para las combinaciones fundamentales en condiciones de incendio.....	58
TABLA 3.7 Factores de reducción de temperatura, relativo al esfuerzo de fluencia / módulo de elasticidad a temperatura ambiente ($T = 20^{\circ}\text{C}$).....	60
TABLA 3.8 Factores de reducción de temperatura del hormigón, relativo a su resistencia a temperatura ambiente ($T = 20^{\circ}\text{C}$).....	61
TABLA 3.9 Propiedades del acero.....	62
TABLA 3.10 Coeficiente k_1 para distribución no uniforme de temperatura en la sección transversal de la viga.....	63
TABLA 3.11 Coeficiente k_2 para distribución no uniforme de temperatura en la sección longitudinal de la viga.....	63
TABLA 3.12 (Hoja 1/3) Relaciones mínimas anchura/espesor para los elementos comprimidos.....	65

TABLA 3.13 (Hoja 2/3) Relaciones mínimas anchura/espesor para los elementos comprimidos.	66
TABLA 3.14 Coeficientes parciales para comprobación de ELU a temperatura ambiente.	67
TABLA 3.15 Coeficientes parciales para comprobación de ELU en condiciones de incendio.	67
TABLA 3.16 Recomendación para la elección de la curva de pandeo lateral.	71
TABLA 3.17 Valores recomendados para el coeficiente de imperfección para las curvas de pandeo lateral.	71
TABLA 3.18 Coeficientes de ponderación para el diseño bajo condiciones de incendio.	75
TABLA 3.19 Factores de corrección en condiciones de incendio.	76
TABLA 3.20 Coeficientes de ponderación de resistencia.	77
TABLA 3.21 Factores de reducción para las propiedades del acero a temperaturas elevadas.	88
TABLA 3.22 Factores de reducción para las propiedades del hormigón a temperaturas elevadas.	89
TABLA 4.1 Vigas a diseñar.	94
TABLA 4.2 Cargas de diseño según NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS).	97
TABLA 4.3 Datos arquitectónicos para diseño de vigueta V4.	98
TABLA 4.4 Nomenclatura de las secciones.	100
TABLA 4.5 Nomenclatura para el cálculo de propiedades geométricas de secciones metálicas.	100
TABLA 4.6 Sección transversal, viga V4.	100
TABLA 4.7 Propiedades de la sección transversal de la viga V4.	101
TABLA 4.8 Momento nominal y Momento resistente de la vigueta V4.	112
TABLA 4.9 Dimensiones sección transversal viga VT1.	116

TABLA 4.10 Propiedades de la sección transversal de la viga VT1	117
TABLA 4.11 Datos arquitectónicos, viga VT1	118
TABLA 4.12 Momento nominal y Momento resistente de la viga VT1.	121
TABLA 4.13 Sección transversal vigueta VT4.	123
TABLA 4.14 Propiedades de la sección transversal de la vigueta VT4.	123
TABLA 4.15 Carga de diseño según NEC para vigueta VT4.....	124
TABLA 4.16 Clasificación de la sección de la vigueta VT4.....	124
TABLA 4.17 Resultados del Diseño a flexión de la vigueta VT4.....	125
TABLA 4.18 Resultados del Diseño a corte de la vigueta VT4.	125
TABLA 4.19 Sección transversal vigueta V1	125
TABLA 4.20 Propiedades de la sección transversal de la vigueta V1.....	126
TABLA 4.21 Carga de diseño según NEC para vigueta V1.....	126
TABLA 4.22 Clasificación de la sección de la vigueta V1.....	127
TABLA 4.23 Resultados del Diseño a flexión de la vigueta V1.....	127
TABLA 4.24 Resultados del Diseño a corte de la vigueta V1.	127
TABLA 4.25 Datos espectro de Diseño.....	128
TABLA 4.26 Resultados del cálculo del período por el Método 1.	130
TABLA 4.27 Porcentaje de cortante basal.....	132
TABLA 4.28 Valor del coeficiente k.....	132
TABLA 4.29 Nomenclatura de propiedades de sección transversal según EUROCÓDIGO.....	140
TABLA 4.30 Factores de reducción de temperatura para $T=840\text{ }^{\circ}\text{C}$	140
TABLA 4.31 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga VT1.....	141
TABLA 4.32 Clasificación de sección para viga VT1.....	143
TABLA 4.33 Límites para clasificación de sección.	144

TABLA 4.34 Cálculo de cortante resistente para viga VT1.....	146
TABLA 4.35 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga VT1.....	147
TABLA 4.36 Cálculo de momento resistente para viga VT1.....	147
TABLA 4.37 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1.....	148
TABLA 4.38 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga VT1.	149
TABLA 4.39 Cálculo de momento resistente por pandeo bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	152
TABLA 4.40 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga VT1.....	154
TABLA 4.41 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio, viga VT1.	156
TABLA 4.42 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga VT4.....	157
TABLA 4.43 Clasificación de sección para viga VT4.....	158
TABLA 4.44 Cálculo de cortante resistente para viga VT4.....	158
TABLA 4.45 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga VT4.....	159
TABLA 4.46 Cálculo de momento resistente para viga VT4.....	159
TABLA 4.47 Cálculo de momento resistente en condiciones de incendio, para viga VT4.....	159
TABLA 4.48 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga VT4.	160
TABLA 4.49 Cálculo de momento resistente por pandeo en condiciones de incendio, para viga VT4.	161
TABLA 4.50 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga VT4.	162

TABLA 4.51 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio, viga VT4	163
TABLA 4.52 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga V1.....	164
TABLA 4.53 Clasificación de sección para viga V1.	165
TABLA 4.54 Cálculo de cortante resistente para viga V1.	165
TABLA 4.55 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga V1.....	166
TABLA 4.56 Cálculo de momento resistente para viga V1.	166
TABLA 4.57 Cálculo de momento resistente en condiciones de incendio, para viga V1.....	167
TABLA 4.58 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga V1.....	168
TABLA 4.59 Cálculo de momento resistente por pandeo en condiciones de incendio, para viga V1.....	169
TABLA 4.60 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga V1.	170
TABLA 4.61 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga V4.....	171
TABLA 4.62 Clasificación de sección para viga V4.	171
TABLA 4.63 Cálculo de cortante resistente para viga V4.	172
TABLA 4.64 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga V4.....	172
TABLA 4.65 Cálculo de momento resistente para viga V4.	173
TABLA 4.66 Cálculo de momento resistente, bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	173
TABLA 4.67 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga V4.....	174
TABLA 4.68 Cálculo de momento resistente por pandeo en condiciones de incendio, para viga V4.....	175

TABLA 4.69 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga V4.	176
TABLA 4.70 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga VT1.	177
TABLA 4.71 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga VT1.....	179
TABLA 4.72 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	181
TABLA 4.73 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga VT1.....	182
TABLA 4.74 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	184
TABLA 4.75 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga VT1.....	184
TABLA 4.76 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	186
TABLA 4.77 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga VT1, para cálculo de cortante.	187
TABLA 4.78 Cálculo de capacidad a corte para viga VT1.	188
TABLA 4.79 Cálculo de capacidad a corte para viga VT1 bajo condiciones de incendio.	189
TABLA 4.80 Clasificación de sección compuesta, para viga VT1.....	190
TABLA 4.81 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga VT1, bajo condiciones de incendio.	191
TABLA 4.82 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, viga VT1, bajo condiciones de incendio.	193
TABLA 4.83 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga VT4.	194

TABLA 4.84 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga VT4.....	195
TABLA 4.85 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	196
TABLA 4.86 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga VT4.....	196
TABLA 4.87 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	197
TABLA 4.88 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga VT4.....	197
TABLA 4.89 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	198
TABLA 4.90 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga VT4, para cálculo de cortante.....	198
TABLA 4.91 Cálculo de capacidad a corte para viga VT4.....	199
TABLA 4.92 Cálculo de capacidad a corte para viga VT4 bajo condiciones de incendio.	199
TABLA 4.93 Clasificación de sección compuesta, para viga VT4.....	200
TABLA 4.94 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga VT4.	200
TABLA 4.95 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, viga VT4, bajo condiciones de incendio.	201
TABLA 4.96 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga V1.	202
TABLA 4.97 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga V1.....	203
TABLA 4.98 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga V1.....	204

TABLA 4.99 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga V1.....	204
TABLA 4.100 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga V1.....	205
TABLA 4.101 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga V1.....	205
TABLA 4.102 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga V1.....	206
TABLA 4.103 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga V1, para cálculo de cortante.....	206
TABLA 4.104 Cálculo de capacidad a corte para viga V1.	207
TABLA 4.105 Cálculo de capacidad a corte para viga V1 bajo condiciones de incendio.	207
TABLA 4.106 Clasificación de sección compuesta, para viga V1.....	207
TABLA 4.107 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga V1.	208
TABLA 4.108 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga V4.	209
TABLA 4.109 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga V4.....	210
TABLA 4.110 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	210
TABLA 4.111 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga V4.....	211
TABLA 4.112 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	211
TABLA 4.113 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga V4.....	212

TABLA 4.114 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	212
TABLA 4.115 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga V4, para cálculo de cortante.....	213
TABLA 4.116 Cálculo de capacidad a corte para viga V4.	213
TABLA 4.117 Cálculo de capacidad a corte para viga V4 bajo condiciones de incendio.	214
TABLA 4.118 Clasificación de sección compuesta, para viga V4.....	214
TABLA 4.119 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga V4.	215
TABLA 4.120 Factores de reducción de temperatura según AISC, para T=840 °C.....	215
TABLA 4.121 Carga de diseño según AISC, para viga VT1.....	216
TABLA 4.122 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga VT1.....	217
TABLA 4.123 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	218
TABLA 4.124 Cálculo de resistencia de corte para viga VT1, bajo condiciones de incendio.	220
TABLA 4.125 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga VT1.	221
TABLA 4.126 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para sección compuesta de viga VT1.....	222
TABLA 4.127 Carga de diseño según AISC, para viga VT4.....	223
TABLA 4.128 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga VT4.....	223

TABLA 4.129 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	224
TABLA 4.130 Cálculo de resistencia de corte para viga VT4, bajo condiciones de incendio.	224
TABLA 4.131 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga VT4.	225
TABLA 4.132 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para sección compuesta de viga VT4.	226
TABLA 4.133 Carga de diseño según AISC, para viga V1.	227
TABLA 4.134 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga V1.	227
TABLA 4.135 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga V1.	228
TABLA 4.136 Cálculo de resistencia de corte para viga V1, bajo condiciones de incendio.	228
TABLA 4.137 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga V1.	229
TABLA 4.138 Carga de diseño según AISC, para viga V4.	230
TABLA 4.139 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga V4.	230
TABLA 4.140 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga V4.	231
TABLA 4.141 Cálculo de resistencia de corte para viga V4, bajo condiciones de incendio.	231
TABLA 4.142 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga V4.	232
TABLA 5.1 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT1, según EUROCÓDIGO.	233

TABLA 5.2 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA.....	234
TABLA 5.3 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT1, según AISC.	234
TABLA 5.4 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1. ...	235
TABLA 5.5 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga VT1.	237
TABLA 5.6 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1. ...	238
TABLA 5.7 Relación Demanda vs Capacidad ($M- / M_{fird}$), para viga VT1	240
TABLA 5.8 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga VT1.	242
TABLA 5.9 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT1.	243
TABLA 5.10 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para viga VT1.	245
TABLA 5.11 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT1, considerando sección compuesta. (Momento negativo).	246
TABLA 5.12 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT1, considerando sección compuesta. (Momento positivo).	247
TABLA 5.13 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT4, según EUROCÓDIGO.....	249
TABLA 5.14 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA.....	249
TABLA 5.15 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT4, según AISC.	249
TABLA 5.16 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	250
TABLA 5.17 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga VT4.	252
TABLA 5.18 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT4,	253
TABLA 5.19 Relación Demanda vs Capacidad ($M- / M_{fird}$), para viga VT4	255

TABLA 5.20 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga VT4	256
TABLA 5.21 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT4.	257
TABLA 5.22 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para viga VT4.	259
TABLA 5.23 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT4, considerando sección compuesta. (Momento negativo).	260
TABLA 5.24 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT4, considerando sección compuesta. (Momento positivo).	261
TABLA 5.25 Carga de diseño y solicitaciones para viga V1, según EUROCÓDIGO.	263
TABLA 5.26 Carga de diseño y solicitaciones para viga V1, según NORMA BRASILEÑA.	263
TABLA 5.27 Carga de diseño y solicitaciones para viga V1, según AISC.	263
TABLA 5.28 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga V1.....	264
TABLA 5.29 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga V1.	266
TABLA 5.30 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V1, ..	267
TABLA 5.31 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga V1.	268
TABLA 5.32 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V1.....	269
TABLA 5.33 Relación Demanda vs Capacidad para viga V1, considerando sección compuesta. (Momento positivo).	271
TABLA 5.34 Carga de diseño y solicitaciones para viga V4, según EUROCÓDIGO.	273
TABLA 5.35 Carga de diseño y solicitaciones para viga V4, según NORMA BRASILEÑA.	273
TABLA 5.36 Carga de diseño y solicitaciones para viga V4, según AISC.	273

TABLA 5.37 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	274
TABLA 5.38 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga V4.	276
TABLA 5.39 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V4, ..	277
TABLA 5.40 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga V4.	279
TABLA 5.41 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V4.....	280
TABLA 5.42 Relación Demanda vs Capacidad para viga V4, considerando sección compuesta. (Momento positivo).	282
TABLA 5.43 Nuevas secciones para viga VT1, según EUROCÓDIGO.	284
TABLA 5.44 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según EUROCÓDIGO.	284
TABLA 5.45 Nuevas secciones para viga VT1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	285
TABLA 5.46 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.....	285
TABLA 5.47 Nuevas secciones para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA. ...	286
TABLA 5.48 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA.....	286
TABLA 5.49 Nuevas secciones para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	287
TABLA 5.50 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	287
TABLA 5.51 Nuevas secciones para viga VT1, según AISC.	288
TABLA 5.52 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según AISC.	288
TABLA 5.53 Nuevas secciones para viga VT1, según AISC, considerando sección compuesta.	289

TABLA 5.54 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según AISC, considerando sección compuesta.	289
TABLA 5.55 Nuevas secciones para viga VT4, según EUROCÓDIGO	290
TABLA 5.56 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según EUROCÓDIGO.	291
TABLA 5.57 Nuevas secciones para viga VT4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	291
TABLA 5.58 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	292
TABLA 5.59 Nuevas secciones para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA. ...	292
TABLA 5.60 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA.	293
TABLA 5.61 Nuevas secciones para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	293
TABLA 5.62 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	294
TABLA 5.63 Nuevas secciones para viga VT4, según AISC.	294
TABLA 5.64 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según AISC.	295
TABLA 5.65 Nuevas secciones para viga VT4, según AISC, considerando sección compuesta.	295
TABLA 5.66 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según AISC, considerando sección compuesta.	296
TABLA 5.67 Nuevas secciones para viga V1, según EUROCÓDIGO	296
TABLA 5.68 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según EUROCÓDIGO.	297

TABLA 5.69 Nuevas secciones para viga V1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	297
TABLA 5.70 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	298
TABLA 5.71 Nuevas secciones para viga V1, según NORMA BRASILEÑA.	298
TABLA 5.72 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según NORMA BRASILEÑA.	299
TABLA 5.73 Nuevas secciones para viga V1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	299
TABLA 5.74 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	300
TABLA 5.75 Nuevas secciones para viga V1, según AISC.	300
TABLA 5.76 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según AISC.	301
TABLA 5.77 Nuevas secciones para viga V1, según AISC, considerando sección compuesta.	301
TABLA 5.78 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según AISC, considerando sección compuesta.	302
TABLA 5.79 Nuevas secciones para viga V4, según EUROCÓDIGO.	302
TABLA 5.80 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según EUROCÓDIGO.	303
TABLA 5.81 Nuevas secciones para viga V4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	303
TABLA 5.82 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.	304
TABLA 5.83 Nuevas secciones para viga V4, según NORMA BRASILEÑA.	304

TABLA 5.84 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según NORMA BRASILEÑA.....	305
TABLA 5.85 Nuevas secciones para viga V4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	305
TABLA 5.86 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.	306
TABLA 5.87 Nuevas secciones para viga V4, según AISC.	306
TABLA 5.88 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según AISC.	307
TABLA 5.89 Nuevas secciones para viga V4, según AISC, considerando sección compuesta.	307
TABLA 5.90 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según AISC, considerando sección compuesta.	307
TABLA 5.91 Resumen de Pesos del sistema de entepiso del edificio “TORINO” obtenidos con diferentes normativas: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC bajo condiciones de incendio.....	308
TABLA 5.92 Resumen Pesos obtenidos con las diferentes normativas para secciones compuestas.....	308
TABLA 5.93 Resumen de Presupuestos utilizando las diferentes normativas.	309
TABLA 5.94 Resumen de Presupuestos utilizando las diferentes normativas para secciones compuestas.....	310

RESUMEN

Este trabajo desarrolla el estudio teórico de la capacidad resistente del sistema de entrepiso del edificio “TORINO” bajo condiciones de incendio, considerando el diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción [NEC-SE-AC] y comprobándolo bajo las disposiciones de tres normativas extranjeras: EUROCODIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC.

El objetivo de este estudio es verificar si el diseño que se obtiene con la Norma Ecuatoriana de la Construcción [NEC-SE-AC] es capaz de resistir el tiempo mínimo requerido de exposición al fuego, cuando se evalúa de acuerdo con los planteamientos de las tres normas extranjeras.

Por un lado, se compara la capacidad resistente bajo condiciones de incendio que cada normativa extranjera calcula para las secciones originales, y posteriormente se plantean secciones alternativas que cumplan con el tiempo requerido de resistencia al fuego, de manera que el análisis comparativo no solo se realiza desde el punto de vista técnico sino también económico.

Estos resultados permiten conocer el tiempo de resistencia al fuego de los elementos estructurales cuando se considera únicamente el diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción [NEC-SE-AC] y se pueden plantear alternativas que mejoren su comportamiento bajo condiciones de incendio.

ABSTRACT

This work develops the theoretical study of the resistant capacity of the mezzanine system of the "TORINO" building under fire conditions, considering the design according to the Ecuadorian Construction Standard [NEC-SE-AC] and verifying it under the provisions of three foreign regulations: EUROCODIGO, BRAZILIAN NORMA and AISC.

The objective of this study is to verify if the design obtained with the Ecuadorian Construction Standard [NEC-SE-AC] is able to withstand the minimum required time of exposure to fire, when evaluated in accordance with the approaches of the three foreign standards.

On the one hand, it compares the resistant capacity under fire conditions that each foreign regulation calculates for the original sections, and subsequently alternative sections that meet the required fire resistance time are considered, so that the comparative analysis is not only carried out from the technical point of view but also economic.

These results allow to know the fire resistance time of the structural elements when considering only the design according to the Ecuadorian Construction Standard [NEC-SE-AC] and alternatives can be proposed that improve their behavior under fire conditions.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación está conformado por seis capítulos organizados de la siguiente manera:

En el capítulo uno se realiza una introducción del comportamiento de los materiales (acero y hormigón), cuando estos son sometidos a altas temperaturas, adicionalmente se presenta los objetivos, justificación y la hipótesis alrededor de la cual se desarrollará toda la investigación expuesta en este compendio. Finalmente se justifica y se determina el alcance de esta investigación.

En el capítulo dos se tiene el marco teórico, en el mismo se redactan conceptos que se manejarán a lo largo de esta investigación y que permiten comprender los contenidos que se abordan en la misma.

En el capítulo tres se expone el planteamiento normativo, en el mismo se explica de manera general el enfoque de cada norma respecto al diseño de vigas y losas en condiciones de incendio. Además, se plantea generalidades y las expresiones que cada código ha desarrollado y recomienda para el diseño de elementos sometidos a flexión, específicamente vigas tipo I y losas con sistema deck.

En el capítulo cuatro “Diseño del sistema de entrepiso del edificio TORINO” se realiza un diseño de vigas utilizando la NEC-SE-AC a temperatura ambiente, y las secciones que se obtengan se verificarán bajo los estándares de tres normativas extranjeras: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC - ANEXO 4 en condiciones de incendio, lo que permitirá conocer su capacidad resistente ante el fuego.

En el capítulo cinco se hace un análisis comparativo de los resultados obtenidos después de emplear las tres normas para determinar la capacidad resistente de las vigas estudiadas.

Finalmente, en el capítulo seis se exteriorizan la conclusiones y recomendaciones que fueron realizadas en base a los resultados que se obtuvieron en el capítulo cinco de la presente investigación.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Las estructuras metálicas son muy utilizadas debido a las múltiples ventajas que presentan frente a materiales como el hormigón o la madera, sin embargo, sus propiedades se ven afectadas por el incremento de temperatura. El módulo de elasticidad, así como el esfuerzo de fluencia decaen rápidamente, por lo que conforme aumenta la temperatura, su capacidad resistente disminuye drásticamente. Además, los esfuerzos adicionales causados por el cambio de temperatura, genera deformaciones que se pueden traducir en daños severos o el colapso de la estructura (Lien, Chiou, Wang, & Hsiao, 2009).

Múltiples investigaciones, experimentales y analíticas, se han llevado a cabo alrededor del mundo con el fin de comprender mejor el comportamiento de las estructuras ante condiciones de incendio. Los resultados obtenidos sirvieron para plantear propuestas de cálculo para el diseño de estructuras tomando en cuenta los efectos ocasionados por el incremento de temperatura. Esta información está recopilada en diferentes códigos, de los cuales se estudiarán el EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y el AISC (Wald F. , 2008).

Si bien la principal amenaza en un edificio que se incendia es el humo y los gases que se desprenden, muchas vidas se han perdido por el colapso de la estructura. De ahí la importancia de diseñar estructuras que resistan un tiempo determinado de exposición al fuego, para que los ocupantes puedan desalojar y el equipo de bomberos sea capaz de apaciguar las llamas, evitando de esta manera que se propague a edificaciones vecinas (García, 2008).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño estructural en condiciones de incendio del sistema de entrepiso del edificio "TORINO" utilizando diferentes normas extranjeras.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el diseño estructural del sistema de entrepiso del edificio "TORINO" utilizando la norma ecuatoriana NEC-SE-AC.
- Realizar el diseño estructural en condiciones de incendio del sistema de entrepiso del edificio "TORINO" utilizando la norma AISC, EUROCÓDIGO, y la NORMA BRASILEÑA.
- Analizar y comparar los resultados obtenidos del diseño en condiciones de incendio en orden de su factibilidad de uso en Ecuador.

1.3 ALCANCE

Los elementos estructurales sufren de una disminución en su rigidez y resistencia cuando se ven expuestos a altas temperaturas (Costa, Ajala, Júnior, Oliveira, & Miller, 2016), lo que puede ocasionar el colapso de la estructura, dejando como resultado la pérdida de vidas humanas (Costa, Ajala, Júnior, Oliveira, & Miller, 2016).

Velar por el bienestar de los ocupantes del edificio y preservar en lo posible los bienes inmuebles es la principal preocupación de este trabajo investigativo. Esto se logrará mediante un análisis comparativo del diseño del sistema de entrepiso bajo condiciones normales y el diseño para situación de incendio.

El desarrollo de este trabajo permitirá conocer qué código nos brinda un diseño del sistema de entrepiso que cumpla con el estado límite de resistencia al fuego que demanda la normativa ecuatoriana, sin sobredimensionar las secciones que lo conforman y a su vez, ofreciendo un diseño confiable y económico. Adicionalmente servirá de punto de partida para nuevas investigaciones sobre el tema en las cuales se pueda llegar a proponer un método simplificado de cálculo.

1.4 JUSTIFICACIÓN

El acero es un material con muchas cualidades como su alta resistencia, ductilidad y homogeneidad (González García, 2015), sin embargo, presenta una considerable vulnerabilidad ante la exposición a altas temperaturas, porque a pesar de ser incombustible, sus propiedades físicas y químicas cambian, lo que implica una disminución en su resistencia y rigidez (Costa, Ajala, Júnior, Oliveira, & Miller, 2016). De igual manera se ve afectada la sección de hormigón, ya que sufre una serie de alteraciones en su composición química que repercute en su resistencia mecánica (Quevedo & Silva, 2013). Estas variaciones en las propiedades de los elementos estructurales implican una disminución en la capacidad portante del edificio, lo que puede desencadenar en el colapso del mismo (Santos, 2013), dejando innumerables pérdidas no solo materiales sino también humanas (Reina, 2010). Ésta es una de las principales razones por las que se desarrolla este trabajo investigativo, cuya finalidad es verificar si el empleo de la normativa ecuatoriana para el diseño de edificios de acero es suficiente para asegurar su capacidad resistente ante situación de incendio, de manera que no se ponga en peligro la vida de sus ocupantes.

Esta verificación permitirá conocer si las estructuras proyectadas actualmente en acero, según los criterios de la norma ecuatoriana, son seguras ante eventualidades como incendios prolongados, caso contrario se abre la posibilidad de plantear alternativas que mejoren esta condición insegura.

Además de la seguridad que debe ofrecer la estructura también es importante la parte económica para que no afecte la viabilidad del proyecto, motivo por el cual se realiza un análisis presupuestario de diseños y alternativas que cumplen con el tiempo mínimo de resistencia al fuego, información que sirve como punto de referencia para el desarrollo de proyectos futuros.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

Para comprender mejor el origen y factores que hacen del fuego una amenaza para las estructuras, es necesario conocer algunos conceptos y definiciones que se emplearán en el desarrollo de este trabajo. Es importante comprender el comportamiento de los materiales ante elevadas temperaturas, ya que de esto depende ampliamente el objeto de esta investigación.

2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO

2.1.1 INCENDIO

En el desarrollo de este trabajo se entenderá que un incendio hace referencia al fuego que se origina de manera no deseada e incontrolada dentro de una estructura (Rodríguez, 1987). Dicho fuego no es más que una reacción exotérmica que tiene lugar en cuanto se presentan tres parámetros fundamentales: oxígeno, combustible y aporte de energía, y cuya mayor consecuencia es el incremento de temperatura, que afecta gravemente las propiedades de los materiales que conforman la estructura (Rodríguez, 1987).

2.1.1.1 Etapas de desarrollo del incendio

El incendio se desarrolla siguiendo estas etapas:

Etapa 1: IGNICIÓN

La temperatura es baja, el incendio es pequeño y se restringe al primer material que se incendia. En esta etapa se lo puede apagar fácilmente (Vega, Llinares, Villagrà, Gallego, & González, 2010).

Etapa 2: CRECIMIENTO

Inicia el desprendimiento de gases calientes y el crecimiento del fuego depende de la disponibilidad del material combustible y el oxígeno (Vega, Llinares, Villagrà, Gallego, & González, 2010). Conforme crece el incendio, la temperatura va en aumento. Una vez alcanzado este punto, el proceso no cesará (Basset, 2003).

Etapa 3: FLASH OVER

El Flash Over es la transición del incendio entre su etapa de crecimiento y la etapa de incendio totalmente desarrollado. Este fenómeno se da cuando la temperatura alcanza un rango entre 483°C y 649°C (Basset, 2003). Si las personas no han salido del edificio antes de que se presente el Flash Over, muy probablemente morirán (Basset, 2003).

Etapa 4: INCENDIO TOTALMENTE DESARROLLADO

En esta etapa todos los materiales se encuentran incendiados, liberan la máxima cantidad posible de calor y emanan grandes cantidades de gases (Vega, Llinares, Villagrà, Gallego, & González, 2010).

Etapa 5: DECRECIMIENTO

Una vez consumido todo el material combustible, el incendio disminuye y la temperatura comienza a descender. Pueden existir zonas en rescoldo que mantengan una temperatura elevada e insoportable para las personas (Rodríguez, 1987).

2.1.2 FUEGO NORMALIZADO (CURVA ISO 834)

A nivel internacional se adoptó la curva estandarizada de fuego ISO 834, que reproduce de manera aproximada la acción del incendio (Pitanga & Almeida, 2005). Muestra como aumenta la temperatura a través del tiempo una vez llega a la fase del Flash Over, también conocido como Combustión Súbita Generalizada, en este punto el incendio se encuentra totalmente desarrollado y la liberación de energía térmica es la máxima posible (Virgili, 2007).

La curva de fuego estandarizado viene dada por la siguiente expresión:

$$T - T_0 = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

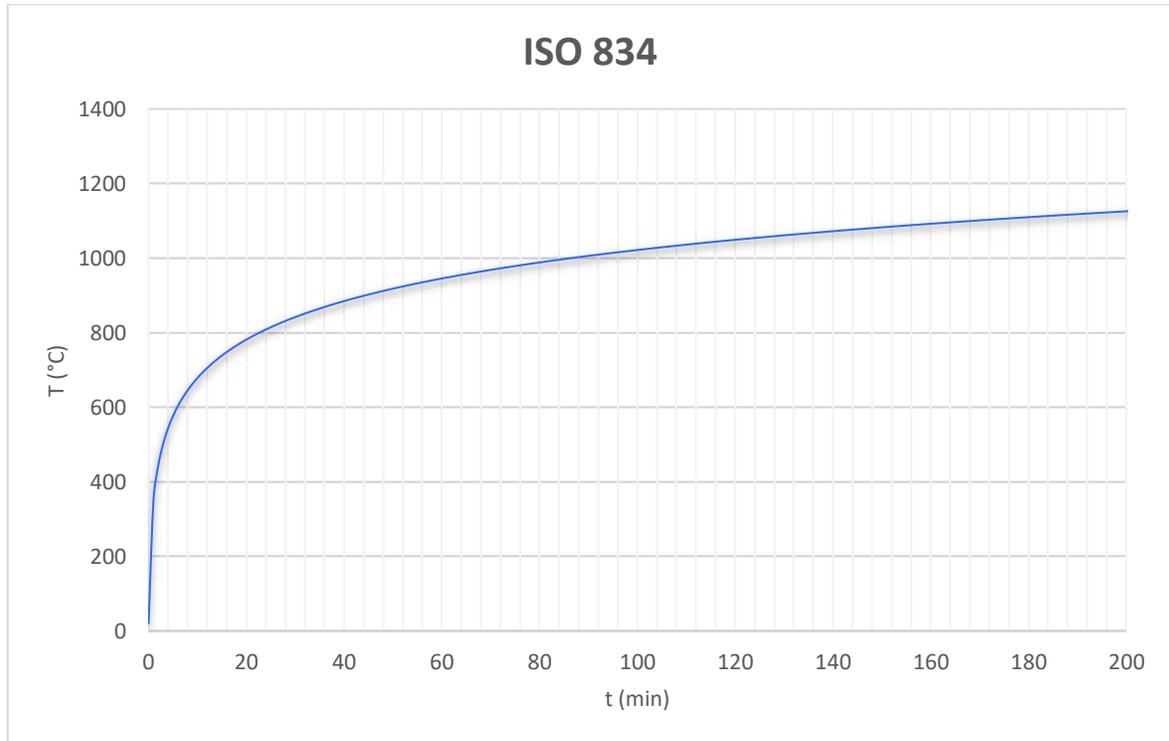
Donde:

t = Tiempo de referencia, en minutos

T_0 = Temperatura ambiente inicial, en °C (normalmente 20°C)

T = Temperatura ambiental en el instante t , en $^{\circ}\text{C}$

FIGURA 2.1 Curva de fuego normalizado ISO 834.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Como se ve en la FIGURA 2.1, esta curva normalizada presenta una tendencia creciente en todo momento, sin embargo, en los primeros minutos es donde presenta una mayor tasa de crecimiento, ya que superados los 20 minutos la temperatura ha sobrepasado los 600 $^{\circ}\text{C}$, lo que implica una disminución del 70% en la capacidad resistente del acero (Procel, 2016). Superados los 1200 $^{\circ}\text{C}$ el acero alcanza su punto de fusión, por lo que quedaría completamente obsoleto (Procel, 2016).

2.1.3 RESISTENCIA AL FUEGO

El objetivo de desarrollar la curva ISO 834 no fue reproducir las condiciones de un incendio real, sino brindar un punto de evaluación del comportamiento de los elementos estructurales bajo un fuego estandarizado, fácil de reproducir (Construmática Servicios de Información Profesional, S.L., 2009) . De esta forma se puede definir la resistencia de un elemento estructural al fuego como el tiempo

que puede soportar altas temperaturas sin perder la capacidad de carga principalmente (Wald F. , 2008).

La definición que maneja el National Institute of Standards and Technology es la siguiente:

“Resistencia al fuego es una medida de la habilidad de un elemento estructural a resistir el fuego, usualmente el tiempo para el cual el elemento puede alcanzar un criterio durante la exposición al fuego estandarizado”

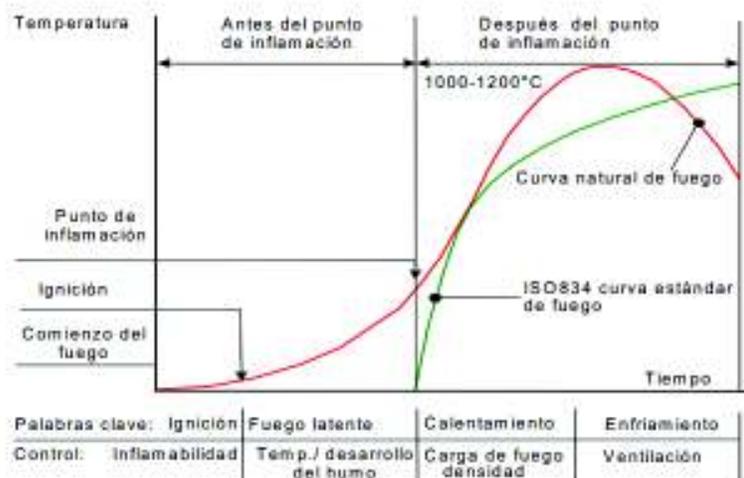
Individualmente un material no posee resistencia al fuego, este concepto únicamente aplica como una propiedad de los elementos estructurales construidos con uno o varios materiales (National Institute of Standards and Technology, 2009).

2.1.4 INCENDIO REAL VS INCENDIO NORMALIZADO

Un incendio real difiere del incendio normalizado porque su desarrollo, duración y temperatura máxima dependerá del material combustible y la ventilación disponibles, por ello cada incendio será diferente uno de otro (Wald F. , 2008).

En la FIGURA 2.2 se ve claramente la diferencia entre el incendio real vs el incendio normalizado:

FIGURA 2.2 Fases de un fuego natural comparando temperaturas atmosféricas con la curva de fuego normalizado ISO 834.



FUENTE: (Gudayol, 2005).

Si bien la curva ISO 834 no alcanza la misma temperatura máxima que un fuego real, esto se compensa porque tiene una tendencia creciente en todo momento, algo que difiere completamente de la realidad ya que una vez se haya consumido por completo el material combustible, el incendio inevitablemente se extingue.

La curva de fuego real tiene dos ramas: una ascendente cuando el fuego empieza a desarrollarse y una descendente cuando empieza la etapa de enfriamiento (Larrúa, 2016). Estas curvas se construyen a través de ensayos que simulan la situación de un incendio real (Larrúa, 2016).

El uso de la curva ISO 834 para diseñar las estructuras metálicas resistentes a cierto tiempo de exposición al fuego, brinda diseños seguros, y en cierta medida diseños sobredimensionados porque como se ha mencionado, ningún incendio es igual a otro y por lo mismo si se desea conseguir un diseño óptimo se debería hacer un estudio del potencial incendio y diseñar de acuerdo a esas condiciones particulares (Wald F. , 2008).

2.1.5 TEMPERATURA CRÍTICA

Conforme aumenta la temperatura, las propiedades de los elementos estructurales se ven afectadas, sin embargo, el elemento alcanza una temperatura conocida como temperatura crítica, en que pierde completamente su capacidad de mantener las condiciones de resistencia mecánica, aislamiento térmico, estanqueidad a las llamas y ausencia de emisión de gases tóxicos (Gudayol, 2005).

Que el elemento alcance su temperatura crítica implica que ha llegado a un estado límite, y por lo mismo se puede presentar deformaciones excesivas y colapso (Gudayol, 2005). Una manera de asegurar la resistencia de un elemento estructural a cierto tiempo de exposición al fuego es confirmar que la temperatura que alcanzará durante el incendio no llega y mucho menos sobrepasa a su temperatura crítica (Eurocode Committe for Standardization, 2009).

2.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Ningún material empleado en la construcción está a salvo de ser dañado por acción del fuego. Los materiales combustibles se suman a la carga de fuego, es decir, son

consumidos conforme avanza el incendio; mientras que aquellos no combustibles sufren de disminución en su resistencia y rigidez, además se presentan deformaciones adicionales que pueden afectar gravemente el comportamiento de la estructura (Vega & Burón, 2007).

TABLA 2.1 Propiedades de los materiales: madera, acero y hormigón.

	Madera	Acero	Hormigón
Resistencia al fuego sin protección	Muy baja	Baja	Alta
Combustibilidad	Alta	Ninguna	Ninguna
Contribución a la carga de fuego	Alta	Ninguna	Ninguna
Conductividad del calor	Baja	Muy alta	Muy baja
Incorpora protección frente al fuego	Muy baja	Baja	Alta
Posibilidad de reparación después del fuego	Ninguna	Baja	Alta
Protección para los usuarios durante la evacuación y los bomberos	Baja	Baja	Alta

FUENTE: (Vega & Burón, 2007).

En la TABLA 2.1 se presentan las principales propiedades de materiales como la madera, acero y hormigón, pero para el desarrollo de esta investigación, únicamente se estudiará el acero y el hormigón.

2.2.1 PROPIEDADES DEL ACERO

El acero es un material con muy alta conductividad de calor, es decir que conforma incrementa la temperatura, su sección alcanzará la misma temperatura al instante, algo que no sucede con el hormigón, su sección se calienta lentamente por lo que las temperaturas que alcanza son mucho menores ante condiciones de incendio (Vega & Burón, 2007).

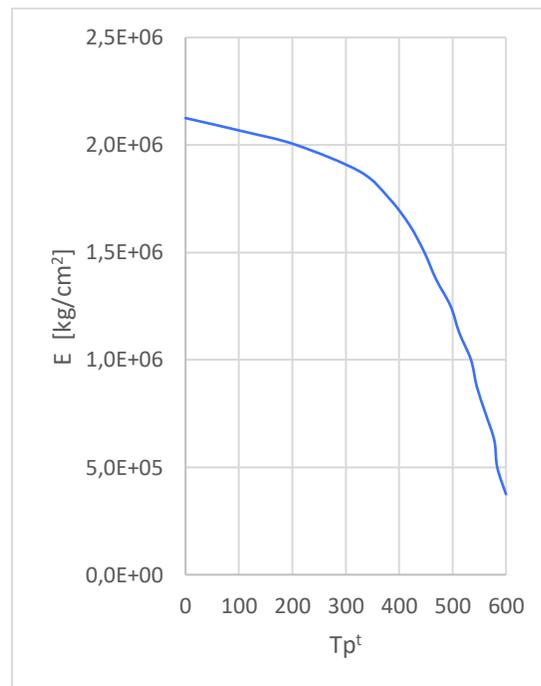
El acero sufre cambios considerables en sus propiedades físicas cuando se ve sometido a altas temperaturas. A pesar de que la temperatura a la que se funde el acero varía entre los 1300°C y 1400°C, éste presenta una enorme pérdida en su resistencia. Cuando alcanza los 500°C, ya se ha perdido el 50% de su capacidad resistente, lo que incrementa el riesgo de colapso (Roscardi, 2015).

La estabilidad de los elementos estructurales depende en gran parte de las propiedades mecánicas de los materiales que los componen, y si éstas se ven modificadas entonces el comportamiento del elemento y de la estructura tendrá cambios (Procel, 2016).

2.2.1.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero varía con la temperatura de acuerdo con la curva de la FIGURA 2.3:

FIGURA 2.3 Variación del módulo de elasticidad al variar la temperatura en un perfil de acero.



FUENTE: (García, 2008).

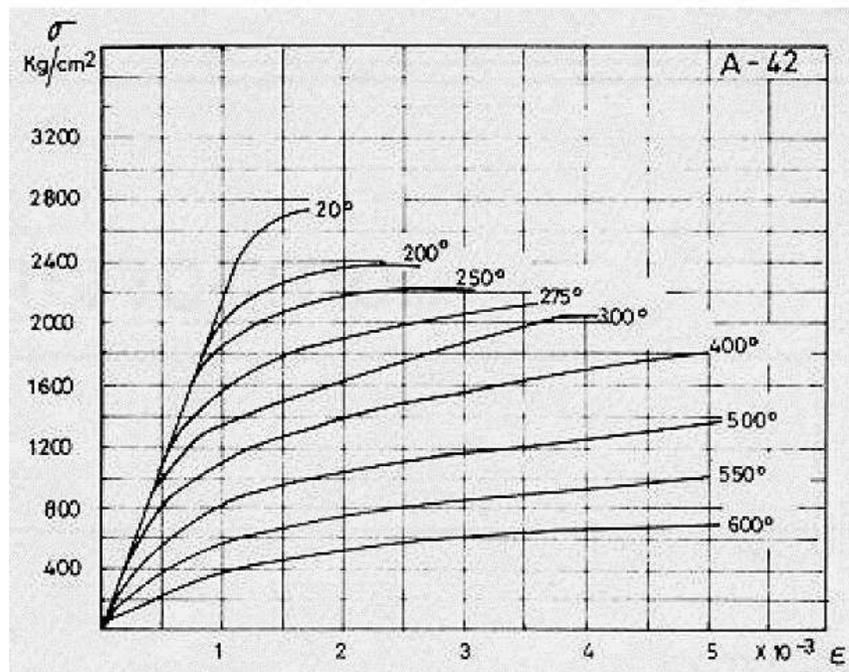
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Inicialmente la variación que presenta es del 5% hasta alcanzar los 200°C, sin embargo, cuando la temperatura se duplica, el módulo de elasticidad ha perdido el 21% de su valor original, el mismo que cuando alcanza los 600°C es de apenas el 18% (Lien, Chiou, Wang, & Hsiao, 2009).

2.2.1.2 Diagrama esfuerzo - deformación

La FIGURA 2.4 muestra las curvas de la relación esfuerzo – deformación para diferentes temperaturas. Estas gráficas evidencian que conforme incrementa la temperatura en el elemento de acero, bajo la acción del mismo esfuerzo, la deformación que sufre es cada vez mayor (García, 2008). De ahí que, cuando se le aplica un esfuerzo de 800 (kg/cm²) a un elemento expuesto a 500°C presenta la misma deformación que aplicando 2200 °C a temperatura ambiente (Roscardi, 2015).

FIGURA 2.4 Diagrama de tensión del acero.



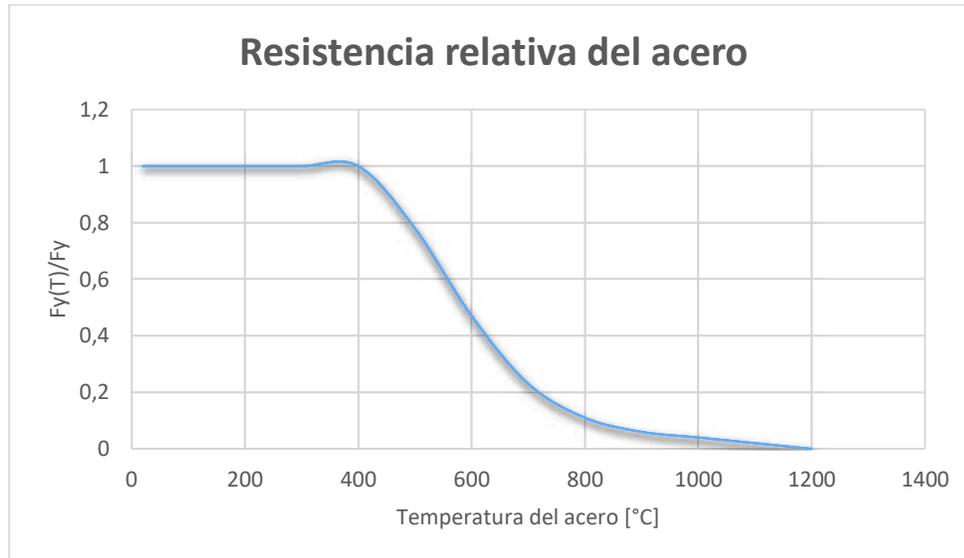
FUENTE: (García, 2008).

La relación entre la deformación unitaria y el módulo de elasticidad es inversamente proporcional, es decir, en cuanto las condiciones de temperatura varíen, aparecerán deformaciones que pueden ocasionar inestabilidad en la estructura. Si un elemento de acero se ve sometido a altas temperaturas, sufre un aumento de longitud, lo que implica que existirán esfuerzos adicionales que pueden afectar a la estructura (García, 2008).

2.2.1.3 Resistencia del acero (Límite elástico)

La FIGURA 2.5 muestra la variación de la resistencia relativa del acero en función de la temperatura:

FIGURA 2.5 Resistencia relativa del acero.



FUENTE: (Procel, 2016).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

A partir de los 400°C inicia una reducción muy notable de la resistencia del acero estructural, y de acuerdo con la curva de fuego normalizado, esta temperatura se alcanza antes de los 5 primeros minutos del incendio desarrollado. Además, es importante recordar que, a los 500°C, el acero alcanza su temperatura crítica (Procel, 2016), por estos motivos es importante hacer un diseño que brinde el tiempo necesario para que los ocupantes del edificio evacuen y se logre controlar el fuego.

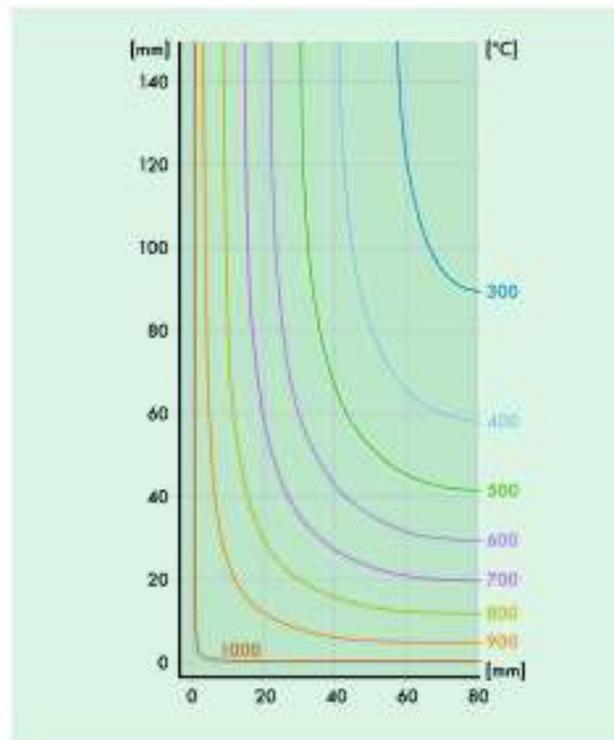
2.2.2 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

Ante un incendio, difícilmente una estructura de hormigón sufrirá colapso, pero esto no quiere decir que no se vea afectada por las elevadas temperaturas. A 800°C la capacidad a compresión del hormigón se reduce en un 80%, cuando alcanza

1000°C la grava se disgrega y el cemento se deshidrata, dando como resultado desprendimiento de material y cambio de color (Roscardi, 2015), (Gillie, 2010).

Su mayor ventaja frente al acero se debe a que es un material con muy baja conductividad del calor, es decir, su sección se calienta a temperaturas por debajo de la temperatura del incendio en proceso (Roscardi, 2015).

FIGURA 2.6 Isotermas en sección de hormigón.



FUENTE: (Vega & Burón, Seguridad frente al fuego de las estructuras de hormigón, 2007).

En la FIGURA 2.6 se presentan las isotermas correspondientes a la sección transversal de hormigón de 16 cm de ancho. Como se evidencia, su conductividad de calor es realmente baja, porque si bien en la superficie tiene una temperatura de 1000°C, a nivel del recubrimiento de 40 mm la temperatura que alcanza apenas supera los 500°C (Vega & Burón, 2007).

Por este motivo las estructuras de hormigón son menos vulnerables ante un incendio que las estructuras metálicas, pero, aun así, la acción del fuego tiene

consecuencias adversas sobre el hormigón, entre las cuales se puede mencionar *spalling*, cambio de color, pérdida de adherencia del acero de refuerzo y fisuración (Flores, 2012).

2.2.2.1 Spalling

Cuando una superficie de hormigón es sometida a la acción del fuego, la humedad intrínseca que posee intenta liberarse. Las moléculas de agua generan presión interna que rompe los puentes moleculares que mantiene unidos los componentes del hormigón. Una vez se ha perdido esta cohesión, el material se desprende y a este fenómeno se lo conoce como *spalling* (Pavez, 2011).

El desprendimiento de material resulta peligroso por dos motivos: primero porque puede ser de forma violenta dependiendo del tamaño de los poros del hormigón, cuanto más resistente es, más pequeños son sus poros y por lo mismo el desprendimiento de material puede ser de manera explosiva (Pavez, 2011). El segundo motivo se debe a que el acero de refuerzo se ve expuesto a la acción del fuego y en pocos minutos puede perder completamente su capacidad resistente (Flores, 2012).

2.2.2.2 Cambio de color

El color de un elemento de hormigón sometido a la acción del fuego permite estimar la temperatura a la que estuvo expuesto y su resistencia residual (Gillie, 2010), como se presenta en la TABLA 2.2.

TABLA 2.2 Cambio de color en elementos de hormigón por incremento de temperatura.

Temperatura	Color	Porcentaje de resistencia perdida
0-300°C	Gris	Mínima
300-650°C	Rosado, rojo o rojo/café	10-60%
650-900°C	Gris claro	60-100%
Sobre 1000°C	Blanco o amarillo claro	100%

FUENTE: (Señas, Maiza, Priano, & Valea, 2010).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La pérdida de resistencia del hormigón empieza cuando supera los 300°C y toma una coloración rosácea como consecuencia del hierro en la composición mineralógica de los agregados. Cuando alcanza los 650°C ya ha perdido el 60% de su resistencia inicial y conforme alcanza los 900°C cambia a una tonalidad gris clara y su resistencia disminuye drásticamente. Superados los 1000°C ya no tiene resistencia y su color es blanco (Señas, Maiza, Priano, & Valea, 2010).

2.2.2.3 Pérdida de adherencia del acero de refuerzo

La pérdida de adherencia del acero de refuerzo se presenta porque los dos materiales, el hormigón y el acero, tienen diferentes coeficientes de dilatación. El acero de refuerzo al expandirse o contraerse genera tensiones en la superficie de contacto que debilitan la adherencia y en ocasiones el hormigón de recubrimiento se desprende (Señas, Maiza, Priano, & Valea, 2010).

2.2.2.4 Fisuración

La aparición de micro fisuras en el hormigón se presenta porque el agua utilizada para controlar el incendio provoca un enfriamiento acelerado en el hormigón sobrecalentado (Pavez, 2011). Estas fisuras no causan un desprendimiento de material, pero si debilitan al elemento estructural (Flores, 2012).

2.3 ESTUDIOS INTERNACIONALES

A nivel internacional se han llevado a cabo múltiples investigaciones teóricas y experimentales sobre el comportamiento de las estructuras en condiciones de incendio. Entre las más conocidas se encuentra el ensayo de fuego a escala real realizado por el laboratorio de Cardington, Reino Unido.

“The Building Research Establishment (BRE) Cardington Laboratory” está conformado por tres edificios de seis, siete y ocho niveles cada uno construido con madera, hormigón armado y acero estructural, respectivamente. En enero de 2003, el edificio de acero se sometió a la acción de un incendio real con el fin de determinar: la distribución de la temperatura en las conexiones, los esfuerzos internos en dichas conexiones y el comportamiento de la losa compuesta (British Steel, 2005).

Sacos de arena se emplearon para simular el 100% de la carga muerta y 56% de la carga viva. Del ensayo se esperaba llegar al colapso de la estructura, tal como se definió en el análisis con elementos finitos, sin embargo, esto no sucedió. También se definió el alto grado de conservadurismo del diseño ante fuego empleando el EUROCÓDIGO (British Steel, 2005).

El “*Centre Technique Industriel de la Construction Métallique*” (CTICM), en Francia ensayó por primera vez conectores a elevadas temperaturas. Partieron de ensayos a temperatura ambiente con el fin de obtener la resistencia última de los conectores, posteriormente se incluyó el incremento de temperatura: 4 ensayos sin carga y 31 ensayos con diferentes cargas aplicadas. Además, se ensayaron 15 vigas compuestas en condiciones de incendio, que brindaron información sobre su tiempo de resistencia al fuego, modo de falla y temperatura en sección transversal (Larrúa, 2016).

Las investigaciones para comprender de mejor manera el comportamiento de losas compuestas, conexiones y columnas, continúan con el fin de obtener resultados que permitan calibrar modelos analíticos y numéricos (Wald, Simoes da Silva, Moore, & Lennon, 2004).

2.4 NORMATIVA ECUATORIANA

En el Ecuador existen normas que velan por la seguridad de los ocupantes de edificios ante situación de incendio como la Norma Ecuatoriana de la Construcción: Contra Incendios (NEC-HS-CI), donde se establecen los parámetros mínimos para el diseño y mantenimiento de edificaciones, sin embargo, estas disposiciones están enfocadas a la protección activa¹ del edificio, mas no a la protección pasiva. Ningún capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-HS-CI, 2015) contempla un método de diseño de la estructura que asegure la capacidad resistente de la misma ante situación de incendio, a pesar de que la Regla Técnica Metropolitana RTQ 3/2014 menciona que el tiempo de resistencia al fuego de elementos

¹ **Protección activa:** Se refiere al sistema de alerta cuyo objetivo es evitar la propagación del fuego (Álvarez, 2004).

estructurales debe ser de 30 minutos en caso de bajo riesgo, 60 minutos si es un riesgo moderado y 90 minutos para alto riesgo. Esta información se complementa con el Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN Parte 8:1986 que en la Tabla 1 clasifica a los edificios residenciales como “*Baja carga de fuego*” y en concordancia con la Tabla 2, el tiempo de resistencia mínima para un incendio normal debe ser de 1 hora, mismas que constan en el ANEXO No. 1.

En vista de que en la norma ecuatoriana no se encuentra una propuesta para el diseño de estructuras bajo condiciones de incendio, se tomará como referencia las disposiciones del EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC.

CAPÍTULO 3

PLANTEAMIENTO NORMATIVO

Ecuador no posee una normativa que considere el diseño de estructuras metálicas bajo condiciones de incendio, por lo que se tomará como referencia las disposiciones de tres códigos extranjeros: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC.

El AISC en su ANEXO 4 trata de manera simplificada el diseño de vigas metálicas considerando la acción del fuego. Esta norma no presenta un apartado especial para vigas mixtas como si es el caso de los otros dos códigos. El EUROCÓDIGO 3 parte 2 estudia el caso de vigas metálicas sometidas a altas temperaturas, mientras que diferentes condiciones de interacción de la viga metálica con la losa se abordan en el EUROCÓDIGO 4 parte 2. Planteamientos similares se encuentran en la NORMA BRASILEÑA NBR 14323 y se presentan en el desarrollo de este capítulo.

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El incendio se considera como una acción de carácter accidental que puede comprometer gravemente la capacidad resistente de la estructura, por lo que es imprescindible asegurar que ante condiciones de incendio no se presente colapso, permitiendo a los ocupantes del edificio evacuar o ser rescatados oportunamente, y a su vez el cuerpo de bomberos puede controlar la propagación del fuego (Pitanga & Almeida, 2005).

Las diferencias fundamentales entre el diseño tradicional a temperatura ambiente y aquel que toma en cuenta las condiciones de incendio, radica en los siguientes puntos (National Institute of Standards and Technology, 2009) :

1. Las cargas aplicadas son menores.
2. Los esfuerzos internos adicionales se generan por la dilatación térmica del material.
3. La capacidad resistente de los materiales se debe corregir por un factor debido al incremento de temperatura.

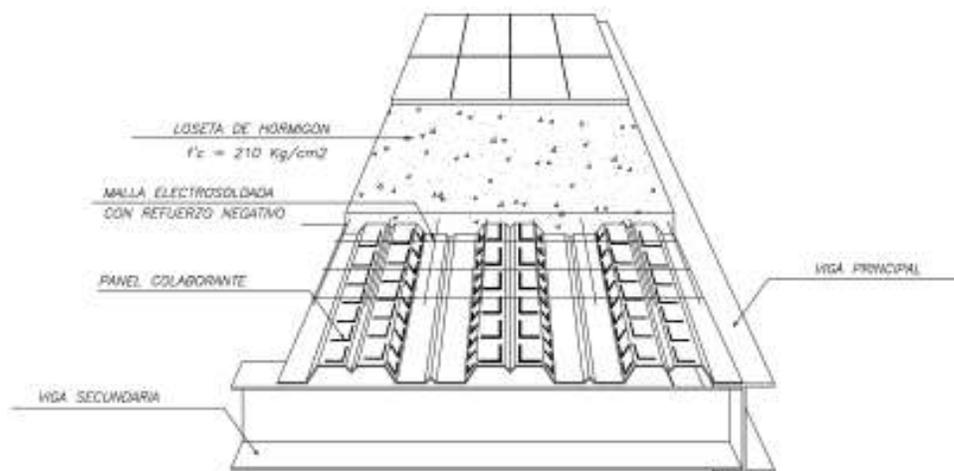
4. La sección transversal de los elementos estructurales de deben considerar menores, en el caso del hormigón debido a que pierde material cuando se presenta el efecto de *spalling*.
5. Se pueden emplear factores de seguridad menores debido a que el incendio es una acción de carácter accidental y además se asume que no existe explosión o algún daño estructural asociado al fuego (Zhao, 2014).

3.2 SISTEMA DE ENTREPISO

El objetivo del sistema de entrepiso es recibir las cargas gravitacionales y transmitir las a las columnas, y ante cargas horizontales actúa como diafragma horizontal, distribuyendo dichas fuerzas entre los sistemas resistentes verticales, de manera proporcional a sus rigideces relativas (Heredia, 2004).

Un sistema de entrepiso tradicional está conformado por vigas de acero y losa de hormigón como se muestra en FIGURA 3.1

FIGURA 3.1 Sistema de entrepiso típico.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

3.2.1 VIGAS DE ACERO

El objetivo de diseño de una viga de acero es verificar que su capacidad resistente no sea superada por las solicitaciones a las que se ve expuesta, es decir:

$$M_{resistente} \geq M_{actuante}$$

El momento resistente de la viga depende de algunos parámetros como sección transversal, propiedades del material y clasificación de la sección, ya que no será igual el comportamiento de una viga compacta, capaz de plastificar, que una viga esbelta cuyo fallo será por pandeo local (Guardiola, 2010).

Las normativas han desarrollado parámetros mínimos que permiten determinar la capacidad resistente de la viga en función de sus características.

3.2.2 VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA

En la actualidad se proyectan estructuras compuestas que aprovechan al máximo la capacidad de los materiales, con el fin de obtener un diseño eficiente, seguro y dinámico (Corporación Instituto chileno del Acero, 2009). Esto se logra, en el caso de los sistemas de entrepiso, empleando la resistencia a compresión del hormigón para la losa y la resistencia a tensión del acero para las vigas (Heredia, 2004).

Al trabajar con una sección compuesta, el eje neutro que tenía originalmente la viga cambia de posición (Pineda López). Cuando se ubica en la losa de hormigón se puede aplicar la *Distribución Equivalente de Esfuerzos de Whitney* que considera la teoría plástica para la viga de acero, es decir, la viga está sometida únicamente a esfuerzos de tensión por lo que tiene la capacidad de plastificar, mientras que la zona de compresión corresponde únicamente al espesor de la losa de hormigón, en caso de existir hormigón en zonas de tracción se supone que estará agrietado y no brinda aporte alguno (Pineda López).

El momento resistente de la sección compuesta depende de la fuerza de tracción o de la fuerza de compresión, multiplicada por el brazo de palanca entre dichas fuerzas (Alvarez & Cházaro, 2013).

3.3 EUROCÓDIGO

El EUROCÓDIGO presenta mayor grado de detalle en lo que respecta al diseño de estructuras bajo condiciones de incendio en comparación con otras normativas. A pesar de que todos los EUROCÓDIGOS tienen especial relación entre ellos, aquí principalmente se tomará como referencia los siguientes:

EN 1990 EUROCÓDIGO 0: Bases de cálculo de estructuras.

EN 1991 EUROCÓDIGO 1: Acciones en estructuras.

EN 1993 EUROCÓDIGO 3: Diseño de estructuras metálicas.

EN 1994 EUROCÓDIGO 4: Diseño de estructuras mixtas de acero y hormigón.

El EUROCÓDIGO reconoce tres niveles de análisis del comportamiento de la estructura: análisis de elemento estructural, análisis de partes de la estructura y análisis global de la estructura. De igual manera existen tres niveles para el diseño resistente al fuego: datos tabulados, método simplificado de cálculo y métodos avanzados de cálculo (National Institute of Standards and Technology, 2009).

En la TABLA 3.1 se presenta una matriz que permite conocer la aplicabilidad de estos niveles para verificar el comportamiento de la estructura bajo condiciones de incendio:

TABLA 3.1 Métodos alternativos para verificar el comportamiento bajo condiciones de incendio.

	Datos tabulados	Método simplificado de cálculo	Métodos avanzados de cálculo
Análisis de elemento estructural	SI (únicamente para fuego normalizado)	SI (fuego normalizado y fuego paramétrico)	SI (fuego paramétrico)
Análisis de partes de la estructura	NO	SI (fuego normalizado y fuego paramétrico)	SI (fuego paramétrico)
Análisis global de la estructura	NO	NO	SI (fuego paramétrico)

FUENTE: (National Institute of Standards and Technology, 2009).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En este trabajo investigativo se estudiará el comportamiento de los elementos estructurales empleando métodos simplificados de cálculo.

3.3.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño se obtienen de EUROCÓDIGO 1. La carga permanente considera el peso propio de la estructura incluidas paredes, instalaciones y acabados, mientras que la sobrecarga de uso se determina de acuerdo con la categoría de la estructura, conforme indica la TABLA 3.2.

TABLA 3.2 División de los usos por categorías.

Categoría	Uso específico	Ejemplo
A	Zonas de actividades domésticas y residenciales	Habitaciones en edificios residenciales y viviendas individuales; dormitorios y pasillos en hospitales; dormitorios en hoteles y cocinas y lavabos en hostales.
B	Zonas de oficinas	
C	Zonas donde pueda congregarse la gente (con excepción de las zonas definidas bajo las categorías A, B y D ¹⁾	<p>C1: Zonas con mesas, etc., por ejemplo, zonas en colegios, cafés, restaurantes, comedores, salas de lectura, recepciones.</p> <p>C2: Zonas con asientos fijos, por ejemplo, zonas en iglesias, teatros o cines, salas de conferencias, salones de actos, salas de reuniones, salas de espera, salas de espera en estaciones de ferrocarril.</p> <p>C3: Zonas sin obstáculos para el movimiento de personas, por ejemplo, zonas en museos, salas de exposiciones, etc., y zonas de acceso en edificios públicos y de la administración, hoteles, hospitales, antecámaras de estaciones del ferrocarril.</p> <p>C4: Zonas con posibles actividades físicas, por ejemplo, salones de baile, salas de gimnasio, escenarios.</p> <p>C5: Zonas susceptibles de reunir grandes masas, por ejemplo, en edificios para celebraciones públicas como salas de conciertos, palacios de deportes incluidas las gradas, terrazas y zonas de acceso y andenes del tren.</p>
D	Zonas comerciales	<p>D1: Zonas en tiendas al detalle</p> <p>D2: Zonas en grandes almacenes</p>
<p>1) Se llama la atención sobre el apartado 6.3.1.1 (2), en particular en cuanto a C4 y C5. Véase la Norma EN 1990 cuando haya que tener en cuenta los efectos dinámicos. En cuanto a la categoría E, véase la tabla 6.3.</p>		
<p>NOTA 1 – Dependiendo de los usos previstos, zonas que puedan ser de las categorías C2, C3, y C4 pueden pasar a ser de la categoría C5 por decisión del cliente y/o el anexo nacional.</p>		
<p>NOTA 2 – El anexo nacional puede establecer sub-categorías para A, B, C1 a C5, D1 y D2.</p>		
<p>NOTA 3 – Véase el apartado 6.3.2 para la actividad industrial y de almacenamiento.</p>		

FUENTE: EN 1991 EUROCÓDIGO 1 Parte 1, Tabla 6.1 (Eurocode Committee for Standardization., 2003).

La categoría de la estructura permite seleccionar la sobrecarga de uso recomendada, que se presenta en la TABLA 3.3.

TABLA 3.3 Sobrecargas de uso sobre suelos, balcones y escaleras en edificios.

Categorías de zonas de carga	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoría A		
– Suelos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
– Escaleras	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
– Balcones	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoría B	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoría C		
– C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
– C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
– C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoría D		
– D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

FUENTE: EN 1991 EUROCÓDIGO 1 Parte 1, Tabla 6.2 (Eurocode Committee for Standardization., 2003).

Definidas las cargas se puede realizar las combinaciones pertinentes como lo establece en el EUROCÓDIGO 0 para condiciones normales:

$$Ed = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot \Psi_0 \cdot Q \quad (3.1)$$

Ed = Valor de cálculo del efecto de una acción.

G = Valor de la carga permanente.

γ_G = Coeficiente parcial de la acción permanente.

γ_Q = Coeficiente parcial de la acción variable.

Ψ_0 = Coeficiente del valor de combinación de una acción variable.

Q = Valor de la sobrecarga de uso.

Los coeficientes se determinan en función de la categoría de la edificación, como se muestra en la TABLA 3.4 y TABLA 3.5.

TABLA 3.4 Valores recomendados de los coeficientes Ψ para edificios.

Acción	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico, 30 kN $<$ peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas $H > 1$ 000 m sobre el nivel del mar	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas $H \leq 1$ 000 m sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA – Los valores de Ψ pueden establecerse mediante los anexos nacionales.			
* Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes			

FUENTE: EN 1990 EUROCÓDIGO 0, Tabla A.1.1 (Eurocode Committee for Standardization., 2003).

TABLA 3.5 Valores recomendados del coeficiente parcial γ para las combinaciones fundamentales en condiciones normales.

Coeficiente parcial de la acción permanente j para el cálculo de los valores superior/ inferior de cálculo	$\gamma_{G,j,sup}$	1.1
	$\gamma_{G,j,inf}$	0.9
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_Q	1.5

FUENTE: EN 1990 EUROCÓDIGO 0 (Eurocode Committee for Standardization., 2003).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando la variación entre $\gamma_{G,j,sup}$ y $\gamma_{G,j,inf}$ es mínima, entonces se puede considerar el promedio.

Además de la carga muerta y sobrecarga de uso, se debe tomar en cuenta la acción térmica indirecta debida al incendio para definir el valor de cálculo del efecto de una acción $E_{d,fi}$, sin embargo, el EUROCÓDIGO 3 Parte 2 permite su calculo en base al análisis estructural realizado en condiciones normales, mediante el uso del factor de reducción para la carga de diseño en condiciones de incendio η_{fi} , que se obtiene con la siguiente expresión:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (3.2)$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (3.3)$$

$E_{d,fi}$ Valor de cálculo del efecto de una acción en condiciones de incendio.

Se debe tomar en cuenta que los coeficientes cambian, de acuerdo con la TABLA 3.6, más específicamente disminuyen, debido a que el incendio es una acción de carácter accidental.

TABLA 3.6 Valores recomendados del coeficiente parcial γ para las combinaciones fundamentales en condiciones de incendio.

Coeficiente parcial para acciones permanentes.	γ_G	1.0
Coeficiente de combinación para edificaciones.	ψ_{fi}	0.5
Coeficiente parcial de la acción variable.	γ_Q	1.5

FUENTE: EN 1990 EUROCÓDIGO 0 (Eurocode Committee for Standardization., 2003).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El método de comprobación empleado en esta norma se rige a la verificación de resistencia del elemento estructural, es decir, que la capacidad resistente de dicho

elemento no se vea superada por las solicitaciones, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad (3.4)$$

3.3.2 PROPIEDADES DE DISEÑO DE LOS MATERIALES

Además de modificar las cargas de diseño, la norma considera que las propiedades de los materiales se ven afectadas por el incremento de temperatura y para ello hace uso de los factores de reducción $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ en el caso del acero estructural, para el hormigón $k_{c,\theta}$ y para el acero de refuerzo $k_{ys,\theta}$.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$
Factor de reducción (relativo a f_y) para el límite proporcional	$k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$
Factor de reducción (relativo a f_c) para la resistencia del hormigón	$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c}$
Factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	$k_{ys,\theta} = \frac{f_{ys,\theta}}{f_{ys}}$

Estos factores de reducción se obtienen de acuerdo con la temperatura que se utilice para la comprobación de la resistencia. Estos valores se muestran en la TABLA 3.7, y para encontrar valores intermedios se permite realizar interpolación (Eurocode Committee for Standardization. , 2005).

TABLA 3.7 Factores de reducción de temperatura, relativo al esfuerzo de fluencia / módulo de elasticidad a temperatura ambiente ($T = 20^{\circ}\text{C}$).

Temperatura del acero		$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{ys,\theta} = \frac{f_{ys,\theta}}{f_{ys}}$
F	C				
68	20	1.000	1.000	1.000	1.000
212	100	1.000	1.000	1.000	1.000
392	200	1.000	0.807	0.900	1.000
572	300	1.000	0.613	0.800	1.000
752	400	1.000	0.420	0.700	0.940
932	500	0.780	0.360	0.600	0.670
1112	600	0.470	0.180	0.310	0.400
1292	700	0.230	0.075	0.130	0.120
1472	800	0.110	0.050	0.090	0.110
1652	900	0.060	0.038	0.068	0.090
1832	1000	0.040	0.025	0.045	0.050
2012	1100	0.020	0.013	0.023	0.030
2192	1200	0.000	0.000	0.000	0.000

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-2: Reglas generales, Diseño estructural en condiciones de incendio (Eurocode Committee for Standardization. , 2005).

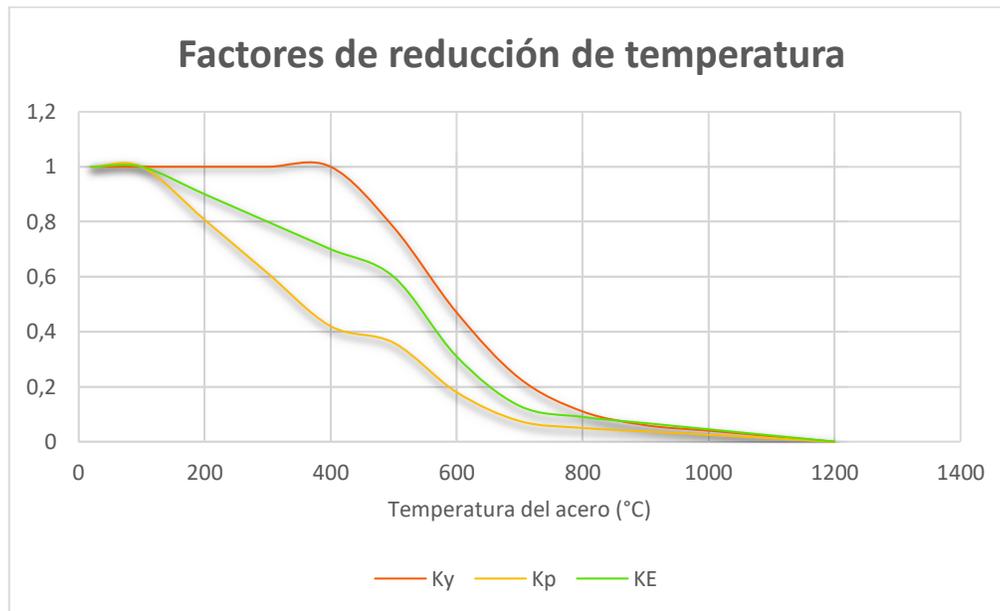
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 3.8 Factores de reducción de temperatura del hormigón, relativo a su resistencia a temperatura ambiente ($T = 20^{\circ}\text{C}$).

Temperatura del Hormigón		$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c}$	
F	C	Hormigón de peso normal	Hormigón ligero
68	20	1.00	1.00
212	100	1.00	1.00
392	200	0.95	1.00
572	300	0.85	1.00
752	400	0.75	0.88
932	500	0.60	0.76
1112	600	0.45	0.64
1292	700	0.30	0.52
1472	800	0.15	0.40
1652	900	0.08	0.28
1832	1000	0.04	0.16
2012	1100	0.01	0.04
2192	1200	0.00	0.00

FUENTE: EN 1994 EUROCÓDIGO: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-2: Reglas generales, Proyecto de estructuras sometidas al fuego (Comité europeo de normalización, 2011).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

FIGURA 3.2 Factores de reducción vs temperatura del acero.

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La FIGURA 3.2 presenta la variación de los factores de reducción en función de la temperatura. Conforme se supera los 800°C, estos coeficientes toman valores menores a 0.1, lo que significa que el acero ha perdido el 90% de sus propiedades iniciales. Dichas propiedades se resumen en la TABLA 3.9:

TABLA 3.9 Propiedades del acero.

Acero	36	(Ksi)
Módulo de elasticidad del acero	E = 210000	(N/mm ²)
Resistencia del acero	fy = 2530	(Kg/cm ²)
Resistencia del acero	fy = 248.1	(N/mm ²)
Módulo de elasticidad transversal	G = 81000	(N/mm ²)

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-2: Reglas generales, Diseño estructural en condiciones de incendio (Eurocode Committee for Standardization. , 2005).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Una simplificación importante que hace la norma es considerar al peso específico del acero como una constante a pesar del aumento de temperatura.

Esta norma además permite considerar una distribución no uniforme de temperatura, para lo cual agrega dos coeficientes k_1 y k_2 presentados en la TABLA 3.10 y TABLA 3.11 respectivamente.

TABLA 3.10 Coeficiente k_1 para distribución no uniforme de temperatura en la sección transversal de la viga.

Viga expuesta por los cuatro lados	$k_1=1.00$
Viga sin protección expuesta por tres lados, losa de hormigón en el cuarto lado	$k_1=0.70$
Viga con protección expuesta por tres lados, losa de hormigón en el cuarto lado	$k_1=0.85$

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-2: Reglas generales, Diseño estructural en condiciones de incendio (Eurocode Committee for Standardization. , 2005).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 3.11 Coeficiente k_2 para distribución no uniforme de temperatura en la sección longitudinal de la viga.

Viga estáticamente indeterminada	$k_2=0.85$
Todos los demás casos	$k_2=1.00$

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-2: Reglas generales, Diseño estructural en condiciones de incendio (Eurocode Committee for Standardization. , 2005).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

3.3.3 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

El EUROCÓDIGO reconoce cuatro clases de sección transversal:

- Clase 1 es para aquellas secciones que permiten realizar un análisis global plástico (Eurocode Committee for Standardization, 2005)
- Clase 2 comprende las secciones que desarrollan el momento plástico, pero con capacidad limitada (Eurocode Committee for Standardization, 2005).
- Clase 3 son secciones que debido a fenómenos de inestabilidad local no desarrollan un momento plástico. Trabaja en el rango elástico.
- Clase 4 es para las secciones que primero fallan por pandeo local.

Para determinar a qué grupo pertenece en condiciones normales, se emplea el coeficiente ε que depende del límite elástico del acero f_y , como se ve en la ecuación (3.5):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.5)$$

En condiciones de incendio, debido a que la rigidez y el esfuerzo de fluencia varían a diferentes temperaturas, el riesgo de que se presente pandeo local es diferente y por este motivo es importante redefinir la clasificación a la que pertenece la sección transversal analizada (Zhao, 2014).

Para tomar en cuenta los aspectos mencionados, la norma incluye un factor de reducción de 0.85 debido al incremento de temperatura, por lo que la ecuación (3.5) se modifica:

$$\varepsilon_{fi} = 0.85 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.6)$$

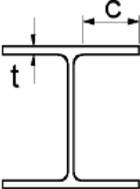
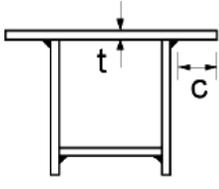
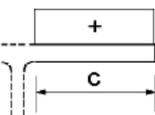
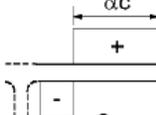
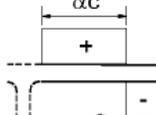
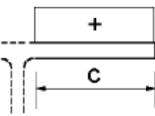
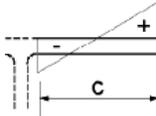
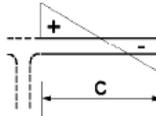
La clasificación de la sección depende de la relación máxima ancho/espesor para los elementos comprimidos (Eurocode Committee for Standardization, 2005). En la TABLA 3.12 y TABLA 3.13 se presentan los límites que permiten dicha clasificación:

TABLA 3.12 (Hoja 1/3) Relaciones mínimas anchura/espesor para los elementos comprimidos.

Elementos de chapa comprimidos internos						
				Eje de flexión		
				Eje de flexión		
Clase	Chapa flectada	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida			
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ cuando $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-1: Reglas generales, Tabla 5.2 (Eurocode Committee for Standardization, 2005).

TABLA 3.13 (Hoja 2/3) Relaciones mínimas anchura/espesor para los elementos comprimidos.

Alas en vuelo						
						
Secciones laminadas			Secciones soldadas			
Clase	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida				
		Extremo comprimido		Extremo traccionado		
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ , véase la Norma Europea EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Fuente: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-1: Reglas generales, Tabla 5.2 (Eurocode Committee for Standardization, 2005).

3.3.4 COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)

Una vez clasificada la sección se pueden calcular los esfuerzos máximos teóricos, que no deben superar la capacidad resistente calculada del elemento de acuerdo con los valores obtenidos con la comprobación de ELU (Estados Limite Últimos).

La comprobación de los ELU para edificios se realiza con los siguientes valores de coeficientes parciales recomendados para el análisis a temperatura ambiente:

TABLA 3.14 Coeficientes parciales para comprobación de ELU a temperatura ambiente.

Coeficiente parcial para la resistencia de las secciones transversales; independientemente de la clase	$\gamma_{M0} =$	1.00
Coeficiente parcial para la resistencia de los elementos a inestabilidad evaluado por la verificación de los elementos	$\gamma_{M1} =$	1.00
Coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción	$\gamma_{M2} =$	1.25

Fuente: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-1: Reglas generales (Eurocode Committee for Standardization, 2005).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Mientras que bajo condiciones de incendio se consideran los coeficientes mostrados en la TABLA 3.15 .

TABLA 3.15 Coeficientes parciales para comprobación de ELU en condiciones de incendio.

Coeficiente parcial para la resistencia de las secciones transversales; independientemente de la clase	$\gamma_{M0} =$	1.00
Coeficiente parcial para las propiedades del material, en condiciones de incendio	$\gamma_{M,fi} =$	1.00

Fuente: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-2: Reglas generales, Diseño estructural en condiciones de incendio (Eurocode Committee for Standardization. , 2005).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

3.3.4.1 Cálculo de cortante

El cálculo de la resistencia a corte bajo condiciones de incendio depende del cortante calculado considerando las propiedades del acero a temperatura ambiente y multiplicado por su respectivo factor modificador.

3.3.4.1.1 Cortante, a temperatura ambiente

La resistencia plástica de cálculo a cortante viene dada por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.7)$$

Para vigas armadas soldadas en I, el área a cortante (A_v) se calcula como:

$$A_v = h_w \cdot t_w \quad (3.8)$$

h_w = Altura del alma.

t_w = Espesor del alma.

3.3.4.1.2 Cortante bajo condiciones de incendio

La resistencia de cálculo de la sección transversal a corte bajo condiciones de incendio debe cumplir que la relación entre el cortante solicitante V_{Ed} y el cortante resistente $V_{fi,Rd}$ sea menor a 1.00.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad (3.10)$$

V_{Rd} = Resistencia a cortante calculada en condiciones normales.

$V_{fi,t,Rd}$ = Resistencia a cortante en condiciones de incendio.

3.3.4.2 Momento flector

El momento flector resistente bajo condiciones de incendio parte del cálculo del momento resistente considerando las propiedades del acero a temperatura ambiente y modificarlo por sus factores correspondientes.

3.3.4.2.1 Momento flector en condiciones normales

El momento flector resistente se calcula de acuerdo a la clase de la sección, empleando las ecuaciones (3.11), (3.12) y (3.13) y según corresponda a la clasificación:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot fy}{\gamma_{M0}}; \text{Clase 1 y 2} \quad (3.11)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot fy}{\gamma_{M0}}; \text{Clase 3} \quad (3.12)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot fy}{\gamma_{M0}}; \text{Clase 4} \quad (3.13)$$

W_{pl} = Módulo de sección plástico, a temperatura ambiente.

W_{el} = Módulo de sección elástico, a temperatura ambiente.

$M_{pl,Rd}$ = Momento plástico bajo condiciones de incendio.

$M_{el,Rd}$ = Momento elástico bajo condiciones de incendio.

3.3.4.2.2 Momento flector bajo condiciones de incendio

La resistencia de cálculo de la sección transversal bajo condiciones de incendio debe cumplir que la relación entre el momento solicitante M_{Ed} y el momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ sea menor a 1.00

$$\frac{M_{Ed}}{M_{fi,t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.14)$$

$M_{fi,t,Rd}$ = Resistencia plástica de cálculo bajo condiciones de incendio.

Para vigas **clase 1 y clase 2** se empleará la ecuación (3.15):

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad (3.15)$$

M_{Rd} = Momento elástico resistente de la sección transversal en condiciones normales.

Para vigas **clase 3** también se empleará la ecuación (3.15):

3.3.4.3 Resistencia a pandeo por flexión

3.3.4.3.1 Resistencia a pandeo lateral bajo condiciones normales

Para verificar el estado límite de pandeo lateral se debe modificar el momento resistente por varios factores:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.16)$$

χ_{LT} = Coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (3.17)$$

Este coeficiente χ_{LT} depende de algunos parámetros:

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (3.18)$$

α_{LT} = Coeficiente de imperfección.

$\bar{\lambda}_{LT}$ = Esbeltez adimensional.

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ = Longitud horizontal de las curvas de pandeo lateral-torsional para perfiles laminados.

β = Coeficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral-torsional para los perfiles laminados.

Los valores recomendados de los parámetros $\bar{\lambda}_{LT,0}$ y β son:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4 \quad \beta = 0.75$$

El coeficiente de imperfección α_{LT} depende de la curva de pandeo que se escoge por la relación h/b .

TABLA 3.16 Recomendación para la elección de la curva de pandeo lateral.

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones en I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secciones en I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Otras secciones transversales	–	d

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-1: Reglas generales, Tabla 6.4 (Eurocode Committee for Standardization, 2005).

TABLA 3.17 Valores recomendados para el coeficiente de imperfección para las curvas de pandeo lateral.

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coefficiente de imperfección α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

FUENTE: EN 1993 EUROCÓDIGO: Diseño de estructuras metálicas Parte 1-1: Reglas generales, Tabla 6.3 (Eurocode Committee for Standardization, 2005).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (3.19)$$

M_{cr} = Momento elástico crítico para pandeo lateral-torsional

$$W_y = \begin{cases} W_{pl}; \text{vigas Clase 1 y 2} \\ W_{el}; \text{vigas Clase 3} \end{cases}$$

El momento elástico crítico para pandeo lateral-torsional se obtiene de acuerdo con las características de la sección transversal.

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2} \cdot \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} \quad (3.20)$$

I_Z = Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje débil.

L_c = Longitud de pandeo lateral.

I_T = Módulo de torsión.

I_W = Módulo de alabeo.

En una sección I , el módulo de torsión I_T y el módulo de alabeo I_W se calculan con las siguientes expresiones:

$$I_T = \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot bf \cdot tf^2 + hw \cdot tw^3) \quad (3.21)$$

$$I_W = \frac{1}{4} \cdot h^2 \cdot I_Z \quad (3.22)$$

3.3.4.3.2 Resistencia a pandeo lateral bajo condiciones de incendio (Buckling resistance moment)

Para verificar el estado límite de pandeo lateral se debe modificar el momento resistente por algunos coeficientes:

$$M_{b,fi,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta,com} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.23)$$

$\chi_{LT,fi}$ = Coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional.

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \quad (3.24)$$

$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$ = Esbeltez adimensional bajo condiciones de incendio.

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}}} \quad (3.25)$$

$$\phi_{LT,\theta,com} = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2] \quad (3.26)$$

α = Coeficiente de transferencia de calor.

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.27)$$

3.3.4.4 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio

La clasificación de la sección es la que se presenta en el apartado 3.3.3. La viga deberá adoptar la menor clase de sus elementos comprimidos de acuerdo con la dirección del momento considerado. En todos los casos de análisis, se debe despreciar el aporte del hormigón traccionado.

$$T^+ = [f_{y,\theta}(b_1e_1) + f_{y,\theta}(h_w e_w) + f_{y,\theta}(b_2e_2)]/\gamma_{M,fi} \quad (3.28)$$

T^+ = Fuerza de tensión.

$f_{y,\theta}$ = Resistencia del acero a la temperatura θ .

b_1 = Ancho del patín superior.

e_1 = Espesor del patín superior.

h_w = Altura del alma.

e_w = Espesor del alma.

b_2 = Ancho del patín inferior.

e_2 = Espesor del patín inferior.

$$y_T = \frac{[f_{y,\theta}(b_1)(e_1^2/2) + f_{y,\theta}(h_w e_w)(e_1 + h_w/2) + f_{y,\theta}(b_2 e_2)(h - e_2/2)]}{T^+ \gamma_{M,fi}} \quad (3.29)$$

y_T = Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona traccionada.

$$h_u = \frac{T^+}{(b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi})} \quad (3.30)$$

h_u = Espesor de la zona de compresión en la losa.

b_{eff} = Ancho efectivo de la losa.

f_c = Resistencia del hormigón a temperatura ambiente cuando la temperatura es menor a 250 [°C], caso contrario se debe modificar factor de reducción para la resistencia del hormigón $k_{c,\theta}$.

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) \quad (3.31)$$

y_F = Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona comprimida.

y_c = Espesor de losa.

$$M_{fi,Rd} = T^+(y_F - y_T) \quad (3.32)$$

$M_{fi,Rd}$ = Momento resistente de la sección compuesta bajo condiciones de incendio.

3.4 CÓDIGO BRASILEÑO

Las normas que se analizarán son las siguientes:

NBR 6120: Cargas para el cálculo de estructuras de edificaciones.

NBR 8800: Diseño estructural de acero y estructuras compuestas de acero y hormigón.

NBR 14323: Diseño de estructuras de acero y estructuras compuestas, edificio de acero y hormigón en situación de incendio.

3.4.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño se obtienen de la norma NBR 6120. Al igual que el EUROCÓDIGO, esta norma considera la carga permanente y la sobre carga de uso, además es necesario considerar la acción del fuego como lo estipula la norma NBR 14323.

La sobrecarga de uso mínima se determina de la Tabla 2, de la norma NBR 6120, para edificios residenciales.

Al considerar el incendio como una acción de carácter accidental, se tiene la expresión (3.33) para definir la carga de diseño ante el fuego:

$$F_{d,fi} = \gamma_g * F_G + \Psi_0 * \gamma_q * F_Q \quad (3.33)$$

donde:

$F_{d,fi}$ = Valor de cálculo del efecto de una acción, bajo condiciones de incendio.

F_G = Valor de la carga permanente.

γ_g = Coeficiente de ponderación para acciones permanentes.

γ_q = Coeficiente de ponderación para acciones variables.

F_Q = Valor de la sobrecarga de uso.

Ψ_0 = Coeficiente de reducción para acciones variables, bajo condiciones de incendio.

TABLA 3.18 Coeficientes de ponderación para el diseño bajo condiciones de incendio.

Coeficiente de ponderación para acciones permanentes, bajo condiciones de incendio	γ_g	1.20
Coeficiente de ponderación para acciones variables, bajo condiciones de incendio	γ_q	0.70
Coeficiente de reducción para acciones variables, bajo condiciones de incendio	Ψ_0	0.30

FUENTE: NBR 8800: Diseño estructural de acero y estructuras compuestas de acero y hormigón, (Asociación Brasileña de Normas Técnicas, 2008)

3.4.2 FACTORES DE REDUCCIÓN EN CONDICIONES DE INCENDIO

Esta norma considera que las propiedades del material se ven afectadas por el incremento de temperatura, por ello se emplean factores de reducción:

Factor de reducción de la resistencia del acero a temperaturas elevadas $k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$

Factor de reducción del módulo de elasticidad del acero a temperaturas elevadas $k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$

Dichos factores coinciden con los presentados en el apartado 3.3.2 del EUROCÓDIGO, TABLA 3.7.

Además, se consideran dos factores adicionales k_1 y k_2 :

TABLA 3.19 Factores de corrección en condiciones de incendio.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	$k_1 = 1.00$
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga con tres lados expuesto y losa en el cuarto lado.	$K_1 = 1.15$
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	$k_2 = 1.00$

FUENTE: NBR 14323: Diseño de estructuras de acero y estructuras compuestas, edificio de acero y hormigón en situación de incendio (Asociación Brasileña de Normas Técnicas, 2003).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Estos factores, al igual que en el EUROCÓDIGO, consideran una corrección debido a una distribución no uniforme de la temperatura.

3.4.3 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES

Las secciones se clasifican como compactas, semi-compactas y esbeltas en función del parámetro de esbeltez λ :

Compactas	$\lambda \leq \lambda_p$
Semi-compactas	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
Esbeltas	$\lambda > \lambda_r$

El parámetro de esbeltez λ depende de cada ELU, y esta clasificación se la realiza con las propiedades a temperatura ambiente, de acuerdo con la norma NBR 8800.

3.4.4 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

Para secciones tipo *I* con doble eje de simetría y flexionada respecto al eje de mayor inercia se deben verificar los siguientes estados límites últimos:

FLT	Pandeo local del alma
FLM	Pandeo local del patín comprimido
FLA	Pandeo lateral-torsional

Para el cálculo de resistencia del acero estructural se deben emplear estos factores:

Fluencia, pandeo e inestabilidad $\gamma_{a1} = 1.10$

Ruptura $\gamma_{a2} = 1.35$

Tomados de la TABLA 3.20 para combinaciones normales.

TABLA 3.20 Coeficientes de ponderación de resistencia.

Combinaciones	Aço estrutural, pinos e parafusos (γ_a)		Concreto (γ_c)	Aço das armaduras (γ_s)
	Escoamento e Instabilidade (γ_{a1})	Ruptura (γ_{a2})		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

FUENTE: NBR 8800: Diseño estructural de acero y estructuras compuestas de acero y hormigón, Tabla 3 (Asociación Brasileña de Normas Técnicas, 2008).

3.4.4.1 Pandeo lateral-torsional (FLT)

El cálculo del momento resistente para el estado límite de pandeo lateral-torsional (FLT) bajo condiciones de incendio parte de la clasificación de la sección transversal considerando que no existe exposición a altas temperaturas, por este motivo se presentan los parámetros necesarios en el apartado 3.4.4.1.1.

3.4.4.1.1 Pandeo lateral-torsional (FLT) a temperatura ambiente

Para verificar el pandeo lateral-torsional primero es necesario clasificar la sección de acuerdo con el parámetro de esbeltez λ :

$$\lambda = \frac{L_b}{r} \quad (3.34)$$

L_b = Longitud no arriostrada de la viga.

r = Radio de giro de la sección en relación al eje principal perpendicular al eje de flexión.

$$\lambda_p = 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.35)$$

$$\lambda_r = \frac{1.38 \cdot \sqrt{I \cdot J}}{r \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I}}} \quad (3.36)$$

J = Constante de torsión de la sección transversal.

I = Inercia con respecto al eje que pasa a través del plano central del alma.

C_w = Constante de pandeo de la sección transversal.

d = Altura de la sección de la viga.

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W}{E \cdot J} \quad (3.37)$$

W = Módulo de sección elástico.

σ_r = Esfuerzo residual en patín comprimido (30% f_y).

$$C_w = \frac{I \cdot (d - tf)^2}{4} \quad (3.38)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I} \cdot \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w}\right)} \quad (3.39)$$

M_{cr} = Momento elástico crítico para pandeo.

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W \quad (3.40)$$

M_r = Momento flector correspondiente al inicio de la fluencia.

3.4.4.1.2 Pandeo lateral-torsional (FLT) bajo condiciones de incendio

Para verificar el pandeo lateral-torsional bajo condiciones de incendio primero es necesario clasificar la sección de acuerdo con el parámetro de esbeltez λ , a temperatura ambiente.

Para secciones compactas:

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (3.41)$$

M_{pl} = Momento flector de plastificación de la sección transversal, calculado a temperatura ambiente.

Para secciones semi-compactas:

$$M_{fi,Rd} = C_b \cdot k_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (3.42)$$

Para secciones esbeltas:

$$M_{fi,Rd} = k_{E,\theta} \cdot M_{cr} \quad (3.43)$$

3.4.4.2 Pandeo local del patín comprimido (FLM)

El cálculo del momento resistente para el estado límite de pandeo local del patín comprimido (FLM) bajo condiciones de incendio toma en cuenta la clasificación de la sección transversal con los parámetros presentados en el apartado 3.4.4.2.1.

3.4.4.2.1 Pandeo local del patín comprimido (FLM) a temperatura ambiente

Para verificar el estado de pandeo local del patín comprimido (FLM) se clasifica la sección de acuerdo con los parámetros de las ecuaciones (3.44), (3.45) y (3.46).

$$\lambda = \frac{bf/2}{tf} \quad (3.44)$$

$$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.45)$$

$$\lambda_r = 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(fy - \sigma_r)/kc}} \quad (3.46)$$

kc es un coeficiente que viene dado por la ecuación (3.47), y varía entre 0.35 y 0.76.

$$kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} \quad 0.35 \leq kc \leq 0.76 \quad (3.47)$$

$$M_{cr} = \frac{0.90 \cdot E \cdot kc}{\lambda^2} \cdot W_c \quad (3.48)$$

W_c = Módulo de resistencia elástica del lado comprimido de la sección relativo al eje de flexión

$$M_r = (fy - \sigma_r) \cdot W \quad (3.49)$$

W = Módulo de resistencia elástica mínima de la sección relativo al eje de flexión

3.4.4.2.2 Pandeo local del patín comprimido (FLM) bajo condiciones de incendio

Para verificar el estado de pandeo local del patín comprimido (FLM) bajo condiciones de incendio se clasifica la sección de acuerdo con los parámetros de las ecuaciones (3.44), (3.45) y (3.46).

Para secciones compactas se emplea la ecuación (3.41) y para secciones esbeltas es la ecuación (3.43).

Las secciones semi-compactas utilizarán la expresión:

$$M_{Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (3.50)$$

3.4.4.3 Pandeo local del alma (FLA)

El cálculo del momento resistente para el estado límite de pandeo local del alma (FLA) bajo condiciones de incendio toma en cuenta la clasificación de la sección transversal con los parámetros presentados en el apartado 3.4.4.3.1.

3.4.4.3.1 Pandeo local del alma (FLA) a temperatura ambiente

Para verificar el estado de pandeo local del alma (FLA) se clasifica la sección de acuerdo con los parámetros de las ecuaciones (3.51), (3.52) y (3.53).

$$\lambda = \frac{hw}{tw} \quad (3.51)$$

$$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.52)$$

$$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.53)$$

Mr se calcula con la expresión (3.54).

$$Mr = fy \cdot W \quad (3.54)$$

3.4.4.3.2 Pandeo local del alma (FLA) bajo condiciones de incendio

Para verificar el estado de pandeo local del alma (FLA) bajo condiciones de incendio, se clasifica la sección de acuerdo con los parámetros de las ecuaciones (3.51),(3.52) y (3.53).

La ecuación (3.41) se emplea para secciones compactas mientras que para secciones semi-compactas es la ecuación (3.50).

3.4.4.4 Cálculo de cortante

3.4.4.4.1 Cálculo de cortante a temperatura ambiente

La verificación para cortante se realiza clasificando la sección según las ecuaciones (3.51), (3.55) y (3.56).

$$\lambda = \frac{hw}{tw} \quad (3.51)$$

$$\lambda_p = 1.10 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{fy}} \quad (3.55)$$

$$\lambda_r = 1.37 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{fy}} \quad (3.56)$$

En las ecuaciones (3.55) y (3.56) se emplea un factor kv , coeficiente de pandeo por corte del alma, que toma en cuenta si el alma está o no rigidizada. En caso de tener rigidizadores y cumplir la relación de la ecuación (3.57), el

valor de k_v se toma igual a 5, caso contrario se debe calcular utilizando la ecuación (3.58).

$$\frac{a}{hw} > 3 \quad (3.57)$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{hw}\right)^2} \quad (3.58)$$

Siendo a la distancia que existe entre rigidizadores, y hw es la altura del alma.

3.4.4.4.2 Cálculo de cortante bajo condiciones de incendio

La verificación para cortante bajo condiciones de incendio se realiza clasificando la sección según las ecuaciones (3.51), (3.55) y (3.56), es decir, este análisis se hace considerando temperatura ambiente.

Para secciones compactas:

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{pl} \quad (3.59)$$

Para secciones semi-compactas:

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl} \quad (3.60)$$

Para secciones esbeltas:

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot 1.28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot V_{pl} \quad (3.61)$$

V_{pl} es el esfuerzo cortante por plastificación del alma, se calcula con la ecuación (3.62):

$$V_{pl} = 0.60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (3.62)$$

A_w es el área efectiva de corte que se calcula con la expresión (3.63):

$$A_w = h \cdot t_w \quad (3.63)$$

3.4.4.5 Diseño de sección compuesta

El ANEXO O de la norma NBR 8800 presenta los parámetros básicos para el diseño de secciones compuestas, siempre que se cumpla con:

$$\frac{hw}{tw} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.64)$$

Y preferentemente se debe trabajar con secciones compactas que cumplan con la expresión (3.65) cuando se debe calcular su capacidad resistente bajo condiciones de incendio.

$$\frac{hw}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.65)$$

El ancho efectivo de la losa de hormigón que se considera en el análisis de la sección compuesta se toma como el menor valor entre:

- 1/8 de la longitud de la viga compuesta, medida entre los apoyos.
- La mitad de la distancia entre el eje de la viga analizada y el eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.

3.4.4.5.1 Diseño de sección compuesta bajo condiciones de incendio

El cálculo del momento resistente de la sección compuesta depende de las siguientes ecuaciones cuando el eje neutro de la sección se encuentra en la losa:

$$C_{fi,d} = 0.85 \cdot k_c \cdot f_{ckn} \cdot b \cdot a \quad (3.66)$$

$C_{fi,d}$ = Fuerza de compresión de la losa de hormigón bajo condiciones de incendio.

k_c = Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón.

f_{ckn} = Resistencia del concreto a temperatura ambiente.

b = Ancho efectivo de la losa de hormigón.

a = Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón.

$$T_{fi,d} = (A \cdot f_y)_{fi} \quad (3.67)$$

$T_{fi,d}$ = Fuerza de tensión del acero, bajo condiciones de incendio.

A = Área de acero.

f_y = Resistencia de cálculo del acero a temperatura ambiente.

$$(A \cdot f_y)_{fi} = [k_{y,\theta 1} \cdot (b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w) + k_{y,\theta 2} \cdot (b_f \cdot t_f)] \cdot f_y \quad (3.68)$$

k_y = Factor de reducción de la resistencia del acero a temperaturas elevadas.

La ecuación (3.68) permite considerar diferente coeficiente $k_{y,\theta 2}$ para el patín superior y un $k_{y,\theta 1}$ para el patín inferior y el alma, por colaboración de la losa de hormigón que no se calienta a la misma velocidad que el acero.

$$C_{fi,d} = T_{fi,d} \quad (3.69)$$

Despejando a :

$$a = \frac{(A \cdot f_y)_{fi}}{0.85 \cdot k_c \cdot f_{ckn} \cdot b} \leq t_c \quad (3.70)$$

t_c = Espesor de losa de hormigón.

$$M_{Rd,fi} = \beta_a \cdot k_y$$

$$\begin{aligned} & \cdot f_y \left[(b_f \cdot t_f) \cdot \left(d + h_F + t_c - \frac{t_f + a}{2} \right) + (h_w \cdot t_w) \right. \\ & \cdot \left. \left(t_f + h_F + t_c + \frac{h_w - a}{2} \right) \right] + k_y \cdot f_y (b_f \cdot t_f) \\ & \cdot \left(h_F + t_c + \frac{t_f - a}{2} \right) \end{aligned} \quad (3.71)$$

$M_{Rd,fi}$ = Momento resistente de la sección compuesta bajo condiciones de incendio.

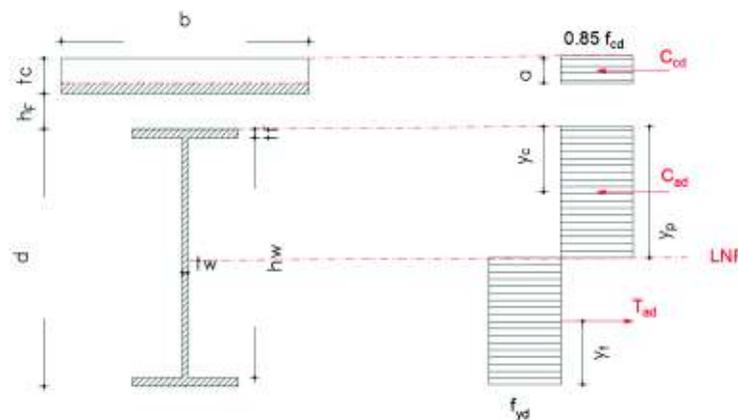
$\beta_a = \beta_{vm}$. Coeficiente utilizado en el diseño a temperatura ambiente, 1.00 para vigas biapoyadas o continuas.

d = Altura total de la viga de acero.

h_F = Espesor de las nervaduras de la lámina colaborante.

Cuando la fuerza de compresión no es capaz de equilibrarse con la fuerza de tensión, una parte de la viga pasa a trabajar a compresión y el eje neutro de la sección compuesta se ubica en la sección de acero como se presenta en la FIGURA 3.3:

FIGURA 3.3 Sección compuesta con eje neutro en viga de acero



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando el eje neutro se ubica en la sección de acero se emplean las siguientes ecuaciones:

$$(A \cdot f_y)_{fi} \geq C_{fi,d}$$

$$C_{fi,d} = 0.85 \cdot k_c \cdot f_{ckn} \cdot b \cdot tc \quad (3.72)$$

Para el cálculo de la fuerza de compresión se considera el espesor total de la losa, en lugar de emplear a .

- Eje neutro en patín superior

$$y_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{(A \cdot f_y)_{fi} - C_{fi,d}}{k_y \cdot b_f \cdot f_y} \quad (3.73)$$

$$y_c = tc$$

y_p = Distancia desde el eje neutro de la sección plastificada a la cara superior del perfil de acero.

$$M_{Rd,fi} = \beta_a \left\{ C_{fi,d} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_y \cdot f_y \cdot b_f \left[\frac{y_p^2 + (t_f - y_p)^2}{2} \right] + \left\{ k_y \cdot f_y \left[b_f \cdot t_f \left(d - \frac{t_f}{2} - y_p \right) + h_w \cdot t_w \left(\frac{h_w}{2} + t_f - y_p \right) \right] \right\} \right\} \quad (3.74)$$

- Eje neutro en alma de viga

$$y_p = \frac{1}{2} \frac{[k_y(b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w + 2 \cdot t_f \cdot t_w) - k_y \cdot b_f \cdot t_f] \cdot f_y - C_{fi,d}}{k_y \cdot t_w \cdot f_y} \quad (3.75)$$

$$M_{Rd,fi} = \beta_a \left\{ C_{fi,d} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_y f_y (b_f t_f) \left[y_p - \frac{t_f}{2} \right] + \left\{ k_y f_y \left[t_w \frac{(y_p - t_f)^2 + (h_w - y_p + t_f)^2}{2} + b_f t_f \left(d - \frac{t_f}{2} - y_p \right) \right] \right\} \right\} \quad (3.76)$$

3.5 AISC

El AISC, en su ANEXO 4 hace un análisis simplificado para el diseño de secciones bajo condiciones de incendio, ya que presenta coeficientes de modificación a la capacidad de la viga calculada a temperatura ambiente (American Institute of Steel Construction, 2016).

3.5.1 CARGAS DE DISEÑO

El AISC considera la siguiente combinación de cargas gravitacionales para la condición de fuego:

$$0.9D + 0.5L + 0.2S \quad (3.77)$$

D = Carga muerta

L = Carga viva

S = Carga de nieve, misma que no tiene aplicabilidad en el país debido a sus condiciones ambientales.

3.5.2 FACTORES DE REDUCCIÓN BAJO CONDICIONES DE INCENDIO

Esta norma, al igual que las anteriores, toma en cuenta la reducción en las propiedades del acero para el diseño en condiciones de incendio. En la TABLA 3.21 se presentan los valores para cada factor de reducción de acuerdo con la temperatura para la cual se realice el diseño.

TABLA 3.21 Factores de reducción para las propiedades del acero a temperaturas elevadas.

Temperatura del Acero		$k_E = \frac{E(T)}{E} = \frac{G(T)}{G}$	$k_P = \frac{F_p(T)}{F_y}$	$k_y = \frac{F_y(T)}{F_y}$	$k_u = \frac{F_u(T)}{F_y}$
°F	°C				
68	20	1.00	1.00	1.00	1.00
200	93	1.00	1.00	1.00	1.00
400	204	0.90	0.80	1.00	1.00
600	316	0.78	0.58	1.00	1.00
750	399	0.70	0.42	1.00	1.00
800	427	0.67	0.40	0.94	0.94
1000	538	0.49	0.29	0.66	0.66
1200	649	0.22	0.13	0.35	0.35
1400	760	0.11	0.06	0.16	0.16
1600	871	0.07	0.04	0.07	0.07
1800	982	0.05	0.03	0.04	0.04
2000	1093	0.02	0.01	0.02	0.02
2200	1204	0	0	0	0

FUENTE: AISC – ANEXO 4, Tabla A 4.2.1 (American Institute of Steel Construction, 2016).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 3.22 Factores de reducción para las propiedades del hormigón a temperaturas elevadas.

Temperatura del Hormigón		$k_c = \frac{f'_c(T)}{f_c}$		$\frac{E_c(T)}{E_c}$
F	C	Hormigón de peso normal	Hormigón ligero	
68	20	1.00	1.00	1.00
200	93	0.95	1.00	0.93
400	204	0.90	1.00	0.75
600	316	0.86	1.00	0.61
750	399	0.83	0.98	0.57
800	427	0.71	0.85	0.38
1000	538	0.54	0.71	0.20
1200	649	0.38	0.58	0.09
1400	760	0.21	0.45	0.07
1600	871	0.10	0.31	0.06
1800	982	0.05	0.18	0.04
2000	1093	0.01	0.05	0.02
2200	1204	0.00	0.00	0.00

FUENTE: AISC – ANEXO 4, Tabla A 4.2.2 (American Institute of Steel Construction, 2016)

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

3.5.3 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EN CONDICIONES DE INCENDIO

3.5.3.1 Fluencia de la viga

El estado límite de fluencia se verifica con la expresión (3.78)

$$M_p(T) = Z_x \cdot F_y(T) \quad (3.78)$$

Z_x = Módulo plástico de la sección con respecto al eje x.

$F_y(T)$ = Fluencia a altas temperaturas.

3.5.3.2 Momento resistente por pandeo lateral – torsional (LTB)

Cuando $L_b \leq L_r(T)$

$$M_n(T) = Cb \left[M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right] \quad (3.79)$$

L_b = Longitud entre los puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida.

$L_r(T)$ = Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico.

$M_n(T)$ = Resistencia nominal a flexión para la condición de fuego.

Cb = Factor de modificación del pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes.

$M_r(T)$ = Momento calculado con la ecuación (3.83).

$M_p(T)$ = Momento plástico para la condición de incendio, calculado con la ecuación (3.78).

c_x = Coeficiente determinado con la ecuación (3.85) en función de la temperatura del acero.

Cuando $L_b > L_r(T)$

$$M_n(T) = F_{cr}(T)S_x \quad (3.80)$$

$F_{cr}(T)$ = Tensión crítica para la condición de incendio calculada con (3.81).

S_x = Módulo elástico de la sección con respecto al eje x.

donde:

$$F_{cr}(T) = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E(T)}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x \cdot h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.81)$$

$E(T)$ = Módulo de elasticidad del acero a altas temperaturas.

r_{ts} = Radio de giro efectivo.

h_o = Distancia entre centroides de las alas.

J_c = Constante torsional.

$$L_r(T) = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left[\frac{F_L(T)}{E(T)}\right]^2}} \quad (3.82)$$

$$M_r(T) = S_x \cdot F_L(T) \quad (3.83)$$

$F_L(T)$ = Tensión calculada para la condición de incendio, con la expresión (3.84).

$$F_L(T) = F_y(k_p - 0.3k_y) \quad (3.84)$$

k_p , k_y = Coeficientes de reducción por incremento de temperatura, tomados de la TABLA 3.21 .

$$c_x = 0.6 + \frac{T}{250} \leq 3.0 \quad (3.85)$$

T = Temperatura del acero, en °C.

3.5.3.3 Resistencia a corte

La resistencia a corte de almas atiesadas o no atiesadas se calcula con la expresión (3.86):

$$V_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \quad (3.86)$$

A_w = Área del alma.

C_v = Coeficiente de corte del alma, cuyo valor depende de la relación ancho espesor del alma.

El ANEXO 4 del AISC, en su sección 4.2.4.3 expresa que se puede determinar la resistencia de diseño tomando en cuenta las disposiciones del capítulo G (para el cálculo del cortante resistente) empleando las propiedades modificadas del acero

de acuerdo con la máxima temperatura de exposición. Por este motivo se calculará la resistencia a corte bajo condiciones de incendio, con la siguiente expresión:

$$V_{fi,n} = 0.60 \cdot F_y(T) \cdot A_w \cdot C_v \quad (3.87)$$

3.5.3.4 Sección compuesta

Acogiéndonos a las disposiciones mencionadas en el ANEXO 4 del AISC, en su sección 4.2.4.3 se presentan las ecuaciones para calcular el momento resistente de la sección compuesta.

$$C_{fi} = 0.85 \cdot k_c \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (3.88)$$

C_{fi} = Fuerza de compresión de la losa de hormigón bajo condiciones de incendio.

k_c = Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón.

f'_c = Resistencia del concreto a temperatura ambiente.

b = Ancho efectivo de la losa de hormigón.

a = Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón.

$$T_{fi} = A \cdot k_y \cdot f_y \quad (3.89)$$

T_{fi} = Fuerza de tensión del acero, bajo condiciones de incendio.

A = Área de acero.

f_y = Resistencia de cálculo del acero a temperatura ambiente.

k_y = Factor de reducción de la resistencia del acero a temperaturas elevadas.

El espesor de la región comprimida de la losa de hormigón se obtiene igualando

$$C_{fi} = T_{fi}$$

y despejando a :

$$a = \frac{A \cdot k_y \cdot f_y}{0.85 \cdot k_c \cdot f'_c \cdot b} \leq tc \quad (3.90)$$

$$Mn, fi = A \cdot k_y \cdot f_y \cdot d1 \quad (3.91)$$

Mn, fi = Momento resistente nominal bajo condiciones de incendio.

$d1$ = Brazo de palanca entre la fuerza de tensión del acero y la fuerza de compresión de la losa.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DEL SISTEMA DE ENTREPISO

El sistema de entrepiso del edificio “Torino” se diseñará bajo las consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción [NEC-SE-AC] y este diseño se verificará mediante el cálculo de su capacidad resistente bajo condiciones de incendio según las disposiciones del EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC.

4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio TORINO se ubica en Quito, en la zona administrativa norte, parroquia Kennedy, barrio La Victoria. Está conformado por 1 subsuelo y 4 pisos cuyo

principal uso es residencial. Sus plantas tipo se presentan en el Tabla 1

Ejemplos de clasificación de usos por carga de Fuego.

CLASE	USO	
	NORMAL	ANORMAL
Baja carga de fuego	Edificios residenciales descritos solamente como un lugar de residencia, incluyendo los pisos que forman parte de ellos. Hoteles, casas de alojamiento, restaurantes y similares.	Fabricas y bodegas en las cuales se presentan riesgos especiales debido al uso de cantidades limitadas de artículos y procesos peligrosos, los cuales de otro modo se clasificarían como <i>baja carga de fuego Uso normal</i> .
Baja carga de fuego	Escuelas y edificios usados para educación y/o entrenamiento que pueden comprender los siguientes locales: a) Salas de conferencias, gimnasios y oficinas adjuntas. b) Bibliotecas, salas de reunión, laboratorios, museos y bodegas adjuntas. c) Proyección de películas cinematográficas (solamente no inflamables) Hospitales, salas de enfermeras, sanatorios, asilos y dispensarios incluyendo oficinas adjuntas, plantas y equipos. Edificios para congregaciones religiosas y ceremonias de culto, como templos, iglesias, capillas, etc. Salas públicas, museos, galerías de arte, bibliotecas públicas y similares. Oficinas comerciales, bancos y oficinas del gobierno. Clubes sociales y culturales incluyendo Cine-clubs (con películas no inflamables) Teatros y cines (sujetos a calificación de bajo riesgo personal y siempre que la proyección y almacenamiento de películas inflamables sean adecuadamente separados) Fábricas y talleres en los cuales los materiales y procesos no son peligrosos, como en el caso de un taller de ingeniería.	
Carga moderada de fuego	Almacenes para venta al por menor, centros comerciales, bazares, fabricas y talleres en general.	Almacenes para venta al por menor, fábricas y talleres en los cuales se presentan riesgos especiales por el uso de grandes cantidades de materiales peligrosos o procesos peligrosos.
Alta carga de fuego	Grandes depósitos y bodegas usados para almacenamiento, en gran escala de materiales y artículos no peligrosos.	Grandes depósitos y bodegas usados para almacenamiento en gran escala de materiales y artículos peligrosos (ver apéndice W)

FUENTE: .

Tabla 2 Clasificación de componentes estructurales.

TIPO No.	Tiempo en horas Resistencia mínima contra un incendio normal	Clase de incendio	
		Carga de fuego en kcal/m ²	Clase de incendio
1	6	1 100 000 o más	Muy alto
2	4	550 000 a 1 100 000	Alto
3	2	275 000 a 550 000	Medio
4	1	menos de 275 000	Bajo
5	1/2	-----	Muy bajo

FUENTE:

ANEXO NO. , y las vigas que se van a diseñar constan en la TABLA 4.1, cuya ubicación se presenta en la FIGURA 4.1.

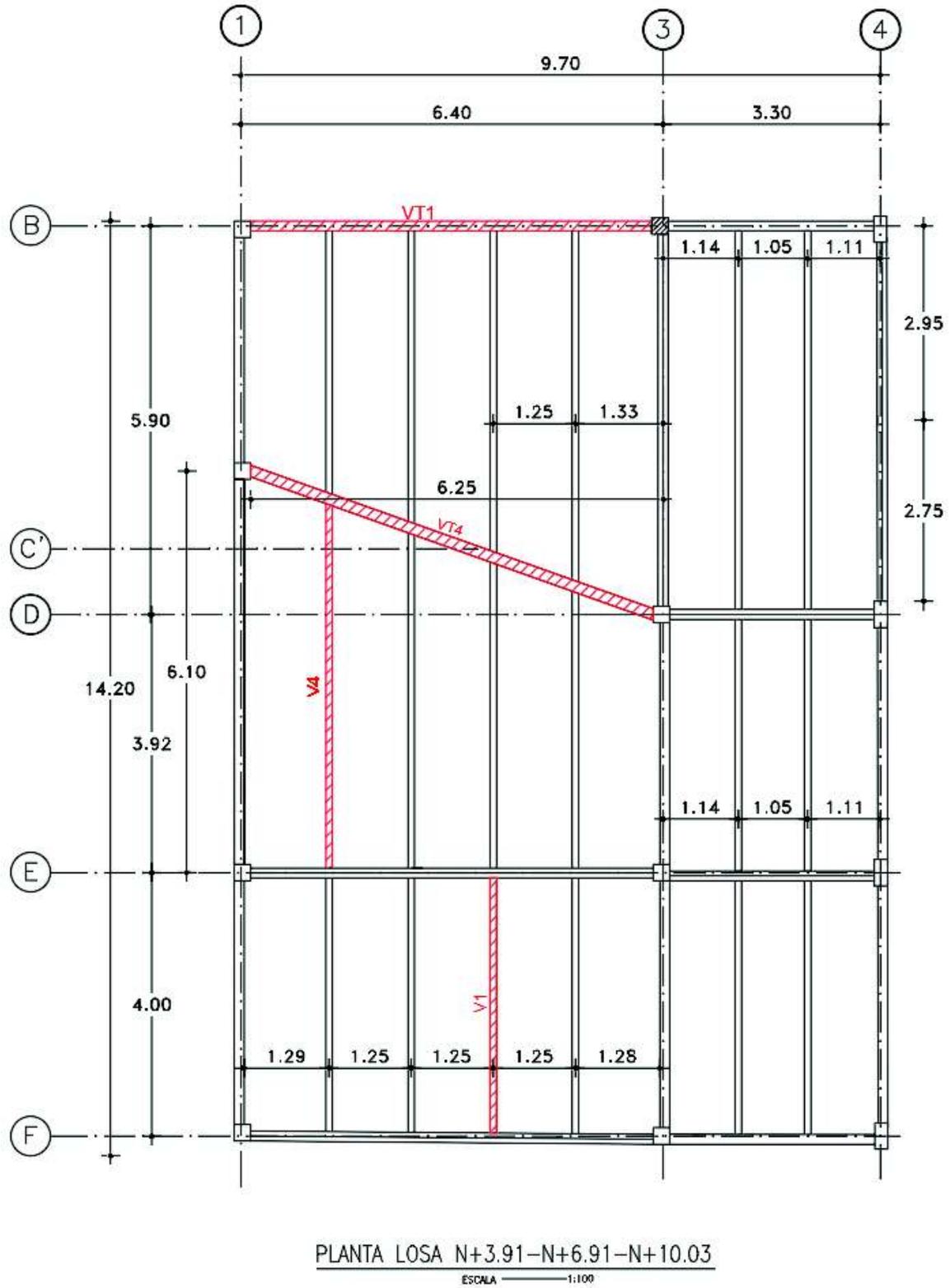
TABLA 4.1 Vigas a diseñar.

DISEÑO	Longitud
	[m]
V1	4.00
V4	5.50
VT1	6.40
VT4	6.76

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Estas vigas se eligieron por presentar el caso más desfavorable en cuanto a longitud, y por lo tanto carga se refiere.

FIGURA 4.1 Ubicación de vigas de diseño.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Estas vigas se diseñarán inicialmente de acuerdo con la NEC-SE-AC. Diseño que servirá de base para la comprobación de capacidad bajo condiciones de incendio según el EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC ANEXO 4.

4.2 DISEÑO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA (NEC-SE-AC)

De acuerdo con lo citado en la norma NEC-SE-AC (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015) *“las disposiciones utilizadas para el diseño se basan en códigos extranjeros como son ANSI/AISC, debido al avance y conocimiento que se ha desarrollado en Los Estados Unidos de Norteamérica”*.

4.2.1 MATERIALES

Los materiales a utilizarse en el diseño tienen las siguientes propiedades:

- Esfuerzo de fluencia del acero $F_y = 36$ [KSI]
- Módulo de elasticidad del acero $E = 2100000$ [kg/cm²]
- Resistencia del hormigón $f'_c = 210$ [kg/cm²]

Conforme a lo que se establece en el código NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS) (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015) el esfuerzo de fluencia en los elementos en los que se espera un comportamiento inelástico no debe sobrepasar los 50 [KSI].

El módulo de elasticidad del hormigón se tomará en base a ensayos experimentales que han permitido obtener la siguiente ecuación (Palacios, 2017):

$$E_c = 12000\sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

donde f'_c se expresa en [Kg/cm²].

4.2.2 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño se obtienen respecto a la normativa NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS):

TABLA 4.2 Cargas de diseño según NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS).

CARGA VIVA (L)	200	[kg /m²]
CARGA MUERTA (D)	500	[kg /m²]
Altura de hormigón (10 cm)	240	[kg /m ²]
Recubrimiento (2 cm)	40	[kg /m ²]
Instalaciones	30	[kg /m ²]
Paredes	180	[kg /m ²]
Vigas	10	[kg /m ²]

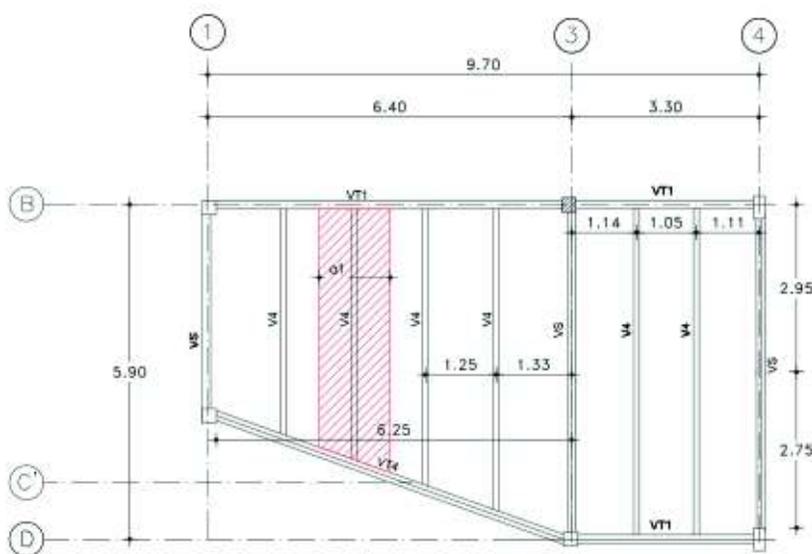
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La Carga Viva que se está considerando es para Viviendas (unifamiliares y bifamiliares), tomado de la Tabla 9 de la NEC CARGAS (NO SÍSMICAS).

4.2.3 DISEÑO DE VIGA: V4

La viga V4 es una correa cuyo predimensionamiento se explica en el desarrollo de esta sección.

La FIGURA 4.2 muestra el área tributaria que servirá para el diseño de la vigueta V4.

FIGURA 4.2 Área tributaria para el diseño de la vigueta V4.

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Se colocarán 4 correas entre el eje 1 y el eje 3.

$$at = \frac{Lt}{N \text{ de correas} + 1} \quad (4.2)$$

Donde: $1.20 \leq at \leq 1.60$

Lt = longitud de la viga de carga.

$L1$ = Longitud de la viga sísmica.

at = Espaciamiento entre correas.

TABLA 4.3 Datos arquitectónicos para diseño de vigueta V4.

DATOS ARQUITECTÓNICOS		
$L1$	6.1	[m]
Lt	6.4	[m]
Vigas	4	[u]
at	1.3	[m]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

$$at = \frac{6.40 \text{ m}}{4 + 1} = 1.28 \text{ m} \approx 1.30 \text{ [m]}$$

Mediante las combinaciones de cargas establecidas en la NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS), se calcula la carga última:

$$Cu = 1.2 D + 1.6 L \quad (4.3)$$

Según los datos se tiene:

$$Cu = 1.2 (0.5) + 1.6 (0.2) = 0.92 \left[\frac{T}{m^2} \right]$$

El área tributaria se basa en la FIGURA 4.2.

$$At = 1.30 \cdot 6.1 = 7.93 \text{ [m}^2\text{]}$$

La carga repartida que va a recibir la viga es la siguiente:

$$W = At \cdot Cu + Wpv \quad (4.4)$$

W_{pv} = Peso propio de la viga a diseñarse, el cual debe mayorarse con el factor de 1.2 ya que se considera como carga muerta.

$$W = 7.93 \text{ m}^2 \cdot 0.92 \frac{T}{\text{m}^2} + W_{pv}$$

$$W_{pv} = A \cdot \delta_a \quad (4.5)$$

Donde:

A = Área de la sección de acero.

δ_a = Densidad del acero 0.785 [kg/m³]

Reemplazando los valores en la ecuación (4.5) tenemos:

$$W_{pv} = 26.40 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1 \text{ m}^2}{100^2 \text{ cm}^2} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 20.72 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right]$$

Luego mediante la ecuación (4.4):

$$W = 7.81 \text{ m}^2 \cdot 0.92 \frac{T}{\text{m}^2} + 20.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \frac{1 T}{1000 \text{ kg}} \cdot 1.2 = 7.34 [T]$$

La carga repartida que actúa sobre la vigueta se obtiene a mediante:

$$W_r = \frac{W}{L_1} \quad (4.6)$$

Reemplazando los valores anteriores en la ecuación (4.6) se tiene:

$$W_r = \frac{7.34 T}{6.10 \text{ m}} = 1.20 \left[\frac{T}{\text{m}} \right]$$

4.2.3.1 Propiedades de la sección

TABLA 4.4 Nomenclatura de las secciones.

NOMENCLATURA	DESCRIPCIÓN	UNIDADES
bf	Ancho del patín	[cm]
tf	Espesor del patín	[cm]
hw	Altura del alma	[cm]
tw	Espesor del alma	[cm]
h	Altura total de la viga	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.5 Nomenclatura para el cálculo de propiedades geométricas de secciones metálicas.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	UNIDADES	ECUACIÓN
Área de la sección de acero	A	[cm ²]	(4.7)
Inercia alrededor del eje X-X	I_x	[cm ⁴]	(4.8)
Inercia alrededor del eje Y-Y	I_y	[cm ⁴]	(4.9)
Módulo elástico alrededor del eje X-X	S_x	[cm ³]	(4.13)
Módulo elástico alrededor del eje Y-Y	S_y	[cm ³]	(4.14)
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Z_x	[cm ³]	(4.16)
Módulo Plástico alrededor del eje Y-Y	Z_y	[cm ³]	(4.17)
Radio de giro alrededor del eje X-X	r_x	[cm]	(4.18)
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r_y	[cm]	(4.19)

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.6 Sección transversal, viga V4.

Ancho patín	bf	12.0	[cm]
Espesor patín	tf	0.8	[cm]
Altura de la viga	h	25.6	[cm]
Espesor del alma	tw	0.3	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Las características de esta sección:

TABLA 4.7 Propiedades de la sección transversal de la viga V4.

Área de acero	A	26.40	[cm ²]
Inercia con respecto a eje X	I_x	3298.82	[cm ⁴]
Inercia con respecto a eje Y	I_y	230.45	[cm ⁴]
Módulo de sección elástico con respecto a eje X	S_x	257.72	[cm ³]
Módulo de sección elástico con respecto a eje Y	S_y	38.41	[cm ³]
Módulo de sección plástico con respecto a eje X	Z_x	281.28	[cm ³]
Módulo de sección plástico con respecto a eje Y	Z_y	58.14	[cm ³]
Radio de giro con respecto a eje X	r_x	11.18	[cm]
Radio de giro con respecto a eje Y	r_y	2.95	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.3.1.1 *Área de la sección:*

$$A = b_f \cdot h - (b_f - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f) \quad (4.7)$$

$$A = 12 \text{ cm} \cdot 25.6 \text{ cm} - (12 \text{ cm} - 0.3 \text{ cm}) \cdot (25.6 - 2 \cdot 0.8) = 26.40 \text{ [cm}^2\text{]}$$

4.2.3.1.2 *Inercia de la sección:*

$$I_x = \frac{b_f \cdot h^3}{12} - \left(\frac{(b_f - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} \right) \quad (4.8)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$I_x = \frac{12 \cdot 25.6^3}{12} - \left(\frac{(12 - 0.3) \cdot (25.6 - 2 \cdot 0.8)^3}{12} \right) = 3298.82 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Cálculo de inercia con respecto a eje Y:

$$I_y = 2 \left(\frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \right) + \left(\frac{(h - 2 \cdot t_f) \cdot (t_w)^3}{12} \right) \quad (4.9)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$I_y = 2 \left(\frac{0.8 \cdot 12^3}{12} \right) + \left(\frac{(25.6 - 2 \cdot 0.8) \cdot (0.3)^3}{12} \right) = 230.45 \text{ [cm}^4\text{]}$$

4.2.3.1.3 Módulo elástico:

El módulo de sección elástico se calcula en base a la ecuación (4.10) y la ecuación (4.11) que permiten calcular la resistencia a flexión en el sentido x-x y en el sentido y-y respectivamente.

$$f_{bx} = \frac{M_x \cdot c_y}{I_x} = \frac{M_x}{S_x} \quad (4.10)$$

$$f_{by} = \frac{M_y \cdot c_x}{I_y} = \frac{M_y}{S_y} \quad (4.11)$$

Donde:

M_x = Momento flexionante aplicado con respecto al eje x-x.

M_y = Momento flexionante aplicado con respecto al eje y-y.

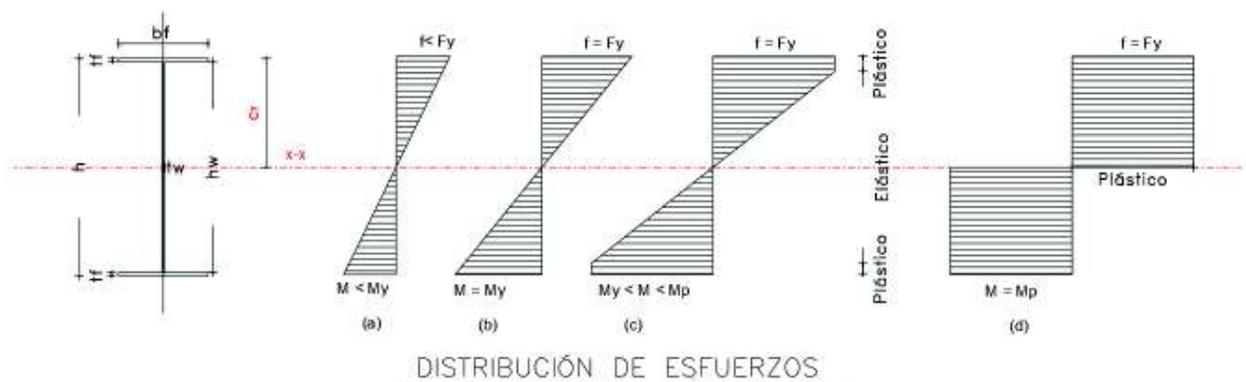
C_y = Distancia desde el eje neutro de flexión en x-x con respecto a la fibra extrema.

C_x = Distancia desde el eje neutro de flexión en y-y con respecto a la fibra extrema.

S_x = Módulo de sección en x-x [I_x/c_y].

S_y = Módulo de sección en x-x [I_y/c_x].

FIGURA 4.3 Distribución de esfuerzos bajo diferentes etapas de carga.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando la fibra extrema de la sección alcanza el esfuerzo de fluencia como se ve en FIGURA 4.3 parte (b) el momento nominal es conocido como momento de fluencia el cual se calcula de la siguiente manera:

$$M_n = M_y = S_x \cdot F_y \quad (4.12)$$

Mediante la ecuación (4.13) se calcula el módulo de sección en x-x:

$$S_x = \frac{I_x}{c_y} = \frac{I_x}{\frac{h}{2}} = \frac{2 \cdot I_x}{h} \quad (4.13)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$S_x = \frac{2 \cdot 3298.82}{25.6} = 257.72 [cm^3]$$

Mediante de la siguiente ecuación se tiene el módulo de sección en y-y:

$$S_y = \frac{I_y}{c_x} = \frac{I_y}{\frac{b_f}{2}} = \frac{2 \cdot I_y}{b_f} \quad (4.14)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$S_y = \frac{2 \cdot 230.45}{12} = 38.41 [cm^4]$$

4.2.3.1.4 Módulo plástico:

El cálculo del módulo plástico de la sección se basa en la FIGURA 4.3 parte d. En esa sección cada fibra de la viga de acero se encuentra en el rango plástico, por lo tanto, el momento nominal que se calcula de dicho estado es conocido como Momento plástico, y se presenta en la ecuación (4.15):

$$M_p = F_y \int y \, dA = F_y \cdot Z \quad (4.15)$$

Donde:

$Z = \int y \, dA$ Módulo plástico de la sección.

En otras palabras, el módulo plástico es la sumatoria de momentos estáticos de los elementos que conforman la sección de acero respecto a su eje neutro.

El módulo plástico de la sección en x-x se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Z_x = b_f \cdot t_f \cdot (h - t_f) + \left(\frac{h}{2} - t_f\right) \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)$$

$$Z_x = b_f \cdot t_f \cdot (h - t_f) + t_w \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2 \quad (4.16)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$Z_x = 12 \cdot 0.8 \cdot (25.6 - 0.8) + 0.3 \cdot \left(\frac{25.6}{2} - 0.8\right)^2 = 281.28 [cm^3]$$

El módulo plástico de la sección en y-y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Z_y = 2 \cdot \left(\frac{b_f}{2} \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{2}\right) + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot \frac{t_w}{2}$$

$$Z_y = \frac{t_f}{2} \cdot b_f^2 + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^2}{2} \quad (4.17)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$Z_y = \frac{0.8}{2} \cdot 12^2 + (25.6 - 2 \cdot 0.8) \cdot \frac{0.3^2}{2} = 58.68 [cm^4]$$

4.2.3.1.5 Radio de Giro:

Se entiende como radio de giro la distancia desde el punto donde se concentra la masa de la sección de acero al eje de giro.

Radio de giro en X-X:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad (4.18)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$r_x = \sqrt{\frac{3298.82 \text{ cm}^4}{26.40 \text{ cm}^2}} = 11.18 \text{ [cm]}$$

Radio de giro en Y-Y:

$$r_Y = \sqrt{\frac{I_Y}{A}} \quad (4.19)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 se tiene:

$$r_Y = \sqrt{\frac{230.45 \text{ cm}^4}{26.40 \text{ cm}^2}} = 2.95 \text{ [cm]}$$

4.2.3.1.6 Esbeltez de las secciones

Para la verificación de la esbeltez de la sección, se emplea los criterios presentados en la tabla D1.1 "Limitantes de proporción entre el ancho y el espesor de los elementos de compresión para moderadamente dúctil y miembros altamente dúctiles" ANSI/AISC 341-10 (American Institute of Steel Construction, 2010).

A continuación, se presentan los límites de esbeltez a considerar para patines de secciones tipo I:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{"SISMICAMENTE COMPACTO"} \quad (4.20)$$

$$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{"COMPACTO"} \quad (4.21)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 y las propiedades de los materiales se tiene los siguientes límites:

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 8.64$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 10.95$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{12}{2 \cdot 0.8} = 7.50$$

Dado que la relación entre el ancho del patín en la sección no atiesada vs el espesor del mismo cumple con la ecuación (4.20) se considera los patines de la viga V4 como “Sísmicamente compactos”.

A continuación, se presentan los límites de esbeltez a considerar para el alma de secciones tipo *I*:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{"SISMICAMENTE COMPACTO"} \quad (4.22)$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h_w}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{"COMPACTO"} \quad (4.23)$$

Reemplazando los valores en [cm] de la viga V4 y las propiedades de los materiales se tiene los siguientes límites:

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 70.59$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 108.33$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = \frac{25.6 - 2 \cdot 0.8}{0.3} = 80$$

Dado que la relación entre el ancho del alma vs el espesor del mismo cumple con la ecuación (4.23) se considera el alma de la viga V4 como “Sísmicamente compactos”.

4.2.3.2 Diseño de miembros a flexión

Para el diseño de miembros a flexión se usa del ANSI/ AISC 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016) el apartado F2. Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flejados en torno a su eje mayor.

Los límites de esbeltez que deben cumplir las secciones son:

- a) Esbeltez del patín "compacto".
- b) Esbeltez del alma "compacta".

Los estados límites que deben ser revisados son:

- a) Fluencia.
- b) Pandeo Lateral Torsional.

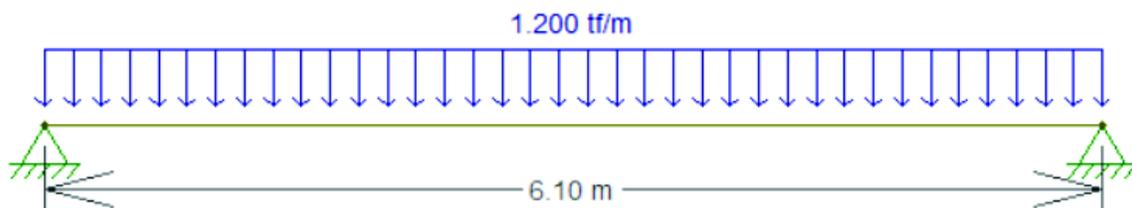
Para todos los estados límites se debe tener en cuenta los siguientes coeficientes:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

De acuerdo con lo que dice en el ANSI/ AISC 360-16 en el apartado F1, el factor de modificación del pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes C_b toma el valor de 1 cuando se tiene secciones doblemente simétricas y sin cargas transversales como las secciones que se trataran a continuación.

En el desarrollo del diseño para la vigueta V4, se trata como una viga simplemente apoyada tal como se muestra en la FIGURA 4.4.

FIGURA 4.4 Distribución de carga sobre la vigueta V4.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De acuerdo con las condiciones impuestas el momento último $[M_u]$ se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{W_r \cdot L^2}{8} \quad (4.24)$$

$$M_u = \frac{1.20 \text{ T/m} \cdot 6.10^2 \text{ m}^2}{8} = 5.58 \text{ [Tm]}$$

4.2.3.2.1 Fluencia

La ecuación siguiente permite calcular el momento nominal para el estado límite de fluencia:

$$M_n = M_p = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x \quad (4.25)$$

Reemplazando los datos de la vigueta V4, se tiene lo siguiente:

$$M_n = M_p = 0.9 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 281.28 \text{ cm}^3 = 6.40 \text{ [Tm]}$$

4.2.3.2.2 Pandeo Lateral Torsional

De acuerdo con el ANSI/AISC 360-10 (American Institute of Steel Construction, 2010) se tiene las siguientes condiciones a cumplir para verificar el estado límite de pandeo lateral torsional.

- a) Cuando $L_b \leq L_p$; el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.
- b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (4.26)$$

- c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (4.27)$$

donde:

L_b = Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección, cm [mm].

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{Jc}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (4.28)$$

donde:

E = Módulo de elasticidad del acero.

J = Constante torsional, cm^4 (mm^4).

S_x = Módulo de sección elástico en torno al eje x, cm^3 (mm^3).

Las longitudes L_p "longitud límite sin arriostamiento lateral para el estado límite de fluencia" y L_r "longitud límite sin arriostamiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico" se determinan a continuación:

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.29)$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad (4.30)$$

donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \quad (4.31)$$

Y el coeficiente c se determina como sigue a continuación:

a) Para secciones tipo I con simetría doble:

$$c = 1 \quad (4.32)$$

b) Para canales

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (4.33)$$

Para secciones tipo *I* doblemente simétricas con patines rectangulares, $C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4}$

De manera que la ecuación (4.31) queda de la siguiente manera:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x} \quad (4.34)$$

donde:

h_o = Distancia entre los centroides de los patines

$$h_o = h - t_f \quad (4.35)$$

Reemplazando los valores de la vigueta V4, se obtienen lo siguiente:

a) Cálculo de L_b :

$$L_b = \frac{L_1 \cdot 100}{N^\circ \text{ Apoyos} + 1} = \frac{6.10 \text{ m} \cdot 100 \text{ cm}}{(4 + 1) \cdot 1 \text{ m}} = 122 \text{ [cm]}$$

b) Cálculo de L_p con la ecuación (4.29):

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 2.95 \text{ cm} \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 149.58 \text{ [cm]}$$

c) Cálculo de L_r con la ecuación (4.30):

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

L_r

$$= 1.95 \cdot 3.33 \text{ cm}$$

$$\cdot \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.7 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \sqrt{\frac{4.33 \text{ cm}^4}{257.72 \text{ cm}^3 \cdot 24.8 \text{ cm}} + \sqrt{\left(\frac{4.33 \text{ cm}^4}{257.72 \text{ cm}^3 \cdot 24.8 \text{ cm}}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right)^2}}$$

$$L_r = 419.90 \text{ [cm]}$$

d) Cálculo del esfuerzo crítico F_{cr} con la ecuación (4.28):

- El coeficiente $C_b = 1$
- Reemplazando en la ecuación (4.34):

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x} = \frac{230.45 \text{ cm}^4 \cdot (25.6 - 0.8) \text{ cm}}{2 \cdot 257.72 \text{ cm}^3} = 11.09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{11.09 \text{ cm}^2} = 3.33 \text{ cm}$$

- Reemplazando en la expresión $\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2$

$$\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2 = \left(\frac{122 \text{ cm}}{3.33 \text{ cm}}\right)^2 = 1342.24$$

- Constante torsional de St. Venant J mide la resistencia a torsión pura y torsión uniforme para calcular el momento para los estados límites. Se calcula con la ecuación (4.36):

$$J = \frac{1}{3}(2 \cdot b \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) \quad (4.36)$$

$$J = \frac{1}{3}(2 \cdot 12 \cdot 0.8^3 + 25.6 \cdot 0.3^3) = 4.33 \text{ [cm}^4\text{]}$$

- Se calcula el esfuerzo crítico en base de la ecuación (4.28):

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{Jc}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1 \cdot \pi^2 \cdot 2100000 \text{ kg/cm}^2}{1342.24} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{4.33 \text{ cm}^4}{257.72 \text{ cm}^3 \cdot (25.6 - 0.8) \text{ cm}} \cdot 1342.24}$$

$$= 15904.72 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Se verifica que $L_b \leq L_p$, por lo tanto, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica y se utiliza la ecuación (4.25):

$$M_n = M_p = 0.9 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 281.28 \text{ cm}^3 = 6.40 \text{ [Tm]}$$

La capacidad a la que está trabajando la vigueta se calcula realizando la relación entre el momento último [Mu] y el momento resistente [Mn]:

$$\frac{D}{C} = \frac{Mu}{Mn} \quad (4.37)$$

La demanda capacidad de la viga es del 87%:

$$\frac{D}{C} = \frac{Mu}{Mn} = \frac{5.59 \text{ Tm}}{6.40 \text{ Tm}} = 87 \%$$

A continuación, se muestra una tabla resumen los momentos calculados:

TABLA 4.8 Momento nominal y Momento resistente de la vigueta V4.

MOMENTO NOMINAL ESTADO LÍMITE FLUENCIA			
Momento plástico	Mp	640441	[kg•cm]
		6.40	[Tm]
Longitud límete sin arriostramiento lateral para el estado ímite de fluencia	Lp	150	[cm]
MOMENTO RESITENTE DEMANDA-CAPACIDAD			
Momento último	Mu	5.59	[Tm]
Apoyos laterales para controlar el pandeo local	Apoyos	4	---
Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplzamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección	Lb	122.00	[cm]
Momento nominal	Mn	6.40	[Tm]
Relación demanda capacidad	D/C	0.87	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.3.3 Diseño a corte

Para determinar la resistencia a corte de la viga se utiliza la sección G2 “Miembros con almas no atiesadas o atiesadas” del código ANSI/ AISC 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016).

En la sección G2.1 del código ANSI/ AISC 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016) se analiza la resistencia nominal a corte cuando las secciones presentan doble o simple simetría a través de la siguiente ecuación (3.86):

$$V_n = 0.6 \cdot F_y A_w C_v \quad (3.86)$$

donde:

A_w = Área del alma, siendo el ancho por el espesor.

C_v = Coeficiente de corte del alma.

El coeficiente de cortante C_v se determina de la siguiente manera:

a) Cuando $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v \cdot E/F_y}$

$$C_v = 1.0 \quad (4.38)$$

b) Cuando $1.10\sqrt{k_v \cdot E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v \cdot E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E/F_y}}{h/t_w} \quad (4.39)$$

c) Cuando $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v \cdot E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51 \cdot E \cdot k_v}{(h/t_w)^2 \cdot F_y} \quad (4.40)$$

donde:

h = Distancia libre entre patines (secciones laminadas).

k_v = Es el coeficiente de pandeo por corte del alma.

El coeficiente de pandeo por corte del alma k_v , se determina de la siguiente manera:

- a) Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$:

$$k_v = 5.0$$

Excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1.2$.

- b) Para almas atiesadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (4.41)$$

$$= 5 \text{ cuando } \frac{a}{h} > 3.0 \text{ o } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2$$

donde:

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

4.2.3.3.1 Cálculo del cortante último $[V_u]$

El cortante último de la sección simplemente apoyada se calcula con la ecuación (4.42):

$$V_u = \frac{W}{2} \quad (4.42)$$

$$V_u = \frac{W}{2} = \frac{7.34 T}{2} = 3.66 [T]$$

4.2.3.3.2 Cálculo del cortante nominal $[V_n]$

- Distancia entre atiesadores $[a]$: No se coloca atiesadores.
 $a = 610 [\text{cm}]$
- Cálculo del coeficiente k_v :

$$\frac{a}{h} = \frac{610 \text{ cm}}{25.6 \text{ cm}} = 23.82$$

Como $a/h > 3$ se tiene que $k_v = 5$.

- Cálculo del coeficiente C_v :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25.6 \text{ cm}}{0.3 \text{ cm}} = 85.33$$

El valor anterior se compara con los siguientes límites:

$$1.10 \sqrt{k_v \cdot E/F_y} = 1.10 \cdot \sqrt{5 \cdot \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 70.86$$

$$1.37 \sqrt{k_v \cdot E/F_y} = 1.37 \cdot \sqrt{5 \cdot \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 88.25$$

Como $1.10 \sqrt{k_v \cdot E/F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v \cdot E/F_y}$ se calcula C_v con la ecuación (4.39) :

$$C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E/F_y}}{h/t_w} = \frac{70.86}{85.33} = 0.83$$

- Finalmente se calcula el cortante nominal mediante la ecuación (3.86) :

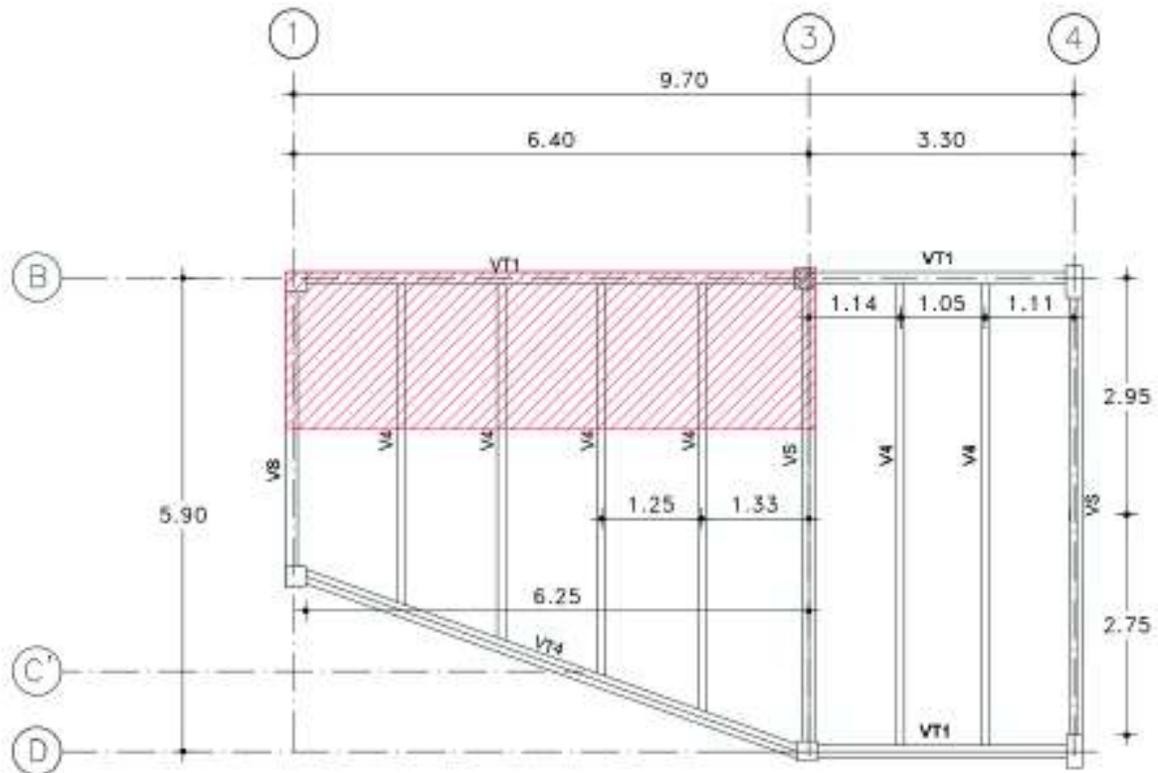
$$V_n = 0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 25.6 \cdot 0.3 \cdot 0.83 = 9.68 [T]$$

Como $V_u < V_n$, se concluye que la viga cumple por cortante y a su vez no necesita atiesadores.

4.2.4 DISEÑO DE VIGA: VT1

El predimensionamiento de las vigas principales toma en cuenta las cargas que recibe de las viguetas tal como se muestra en la FIGURA 4.5:

FIGURA 4.5 Viguetas a considerarse en el prediseño de la viga principal VT1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.4.1 Datos preliminares

El predimensionamiento se realiza para la viga VT1, cuyas dimensiones se presentan en la TABLA 4.9 y sus propiedades en la TABLA 4.10.

TABLA 4.9 Dimensiones sección transversal viga VT1.

Ancho patín	bf	17.0	[cm]
Espesor patín	tf	0.8	[cm]
Altura de la viga	h	41.6	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.10 Propiedades de la sección transversal de la viga VT1

Área de acero	A	59.20	[cm ²]
Inercia con respecto a eje X	I_x	15587.67	[cm ⁴]
Inercia con respecto a eje Y	I_y	656.77	[cm ⁴]
Módulo de sección elástico con respecto a eje X	S_x	749.41	[cm ³]
Módulo de sección elástico con respecto a eje Y	S_y	77.27	[cm ³]
Módulo de sección plástico con respecto a eje X	Z_x	874.88	[cm ³]
Módulo de sección plástico con respecto a eje Y	Z_y	122.00	[cm ³]
Radio de giro con respecto a eje X	r_x	16.23	[cm]
Radio de giro con respecto a eje Y	r_y	3.33	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.4.1.1 Esbeltez de las secciones

Los límites de esbeltez para patines de secciones tipo I se verifican con las expresiones (4.20) y (4.21):

$$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 8.64$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 10.95$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{17}{2 \cdot 0.8} = 10.63$$

La relación entre el ancho del patín en la sección no atiesada vs el espesor cumple con los límites de esbeltez de la sección 4.2.3.1.6 por lo tanto se considera que los patines de la viga VT1 son “compactos”.

Los límites de esbeltez para el alma de secciones tipo I se verifica con las expresiones (4.22) y (4.23):

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 70.59$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 108.33$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = \frac{41.6 - 2 \cdot 0.8}{0.8} = 50$$

La relación entre el ancho del alma vs el espesor del mismo cumple con los límites de esbeltez de la sección 4.2.3.1.6 por lo tanto se considera que el alma de la viga VT1 es “Sísmicamente compacta”.

4.2.4.2 Diseño de miembros en flexión

Los datos arquitectónicos a utilizar en el diseño a flexión son los siguientes:

TABLA 4.11 Datos arquitectónicos, viga VT1

DATOS ARQUITECTÓNICOS DE LA VIGA			
Longitud de la viga de carga	Lt	6.4	[m]
Carga que aporta cada correa a la viga principal	P_i	3.67	[T]
Número de correas	Num	4	[u]
Cortante izquierdo	$R1$	7.51	[T]
	Tipo de viga	EMPOTRADA	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los datos corresponden a la FIGURA 4.5, en donde se puede observar cuáles son las viguetas que aportan carga a la viga principal, adicionalmente las restricciones que se tienen en cuenta son empotramientos.

4.2.4.2.1 Cálculo de la carga actuante sobre la viga principal

Para el cálculo de la carga actuante se toma en cuenta la carga individual que aporta cada correa [P_i]:

$$P_i = \frac{w}{2} \cdot \left(1 + \frac{L2}{L1}\right) \quad (4.18)$$

Donde:

W = es la carga en [T] que actúa sobre la vigueta.

$L2$ y $L1$ = son luces consecutivas que descargan en la viga principal. Para este caso Reemplazando en la ecuación (4.18):

$$P_i = \frac{7.34}{2} \cdot \left(1 + \frac{0}{16.10 \text{ m}}\right) = 3.67 [T]$$

El peso propio de la viga también influye en el momento, por lo que se calcula mediante la ecuación (4.5):

$$W_{pv} = A \cdot \delta_a \quad (4.5)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (4.5) tenemos:

$$W_{pv} = 59.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1 \text{ m}^2}{100^2 \text{ cm}^2} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 46.47 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$$

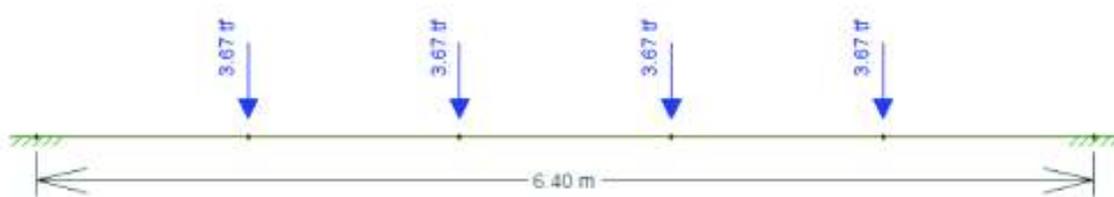
El peso propio de la viga al ser carga muerta se mayor por el factor de 1.2:

$$W_{pv} = 1.2 \cdot 46.47 = 55.77 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$$

4.2.4.2.2 Cálculo del Momento último

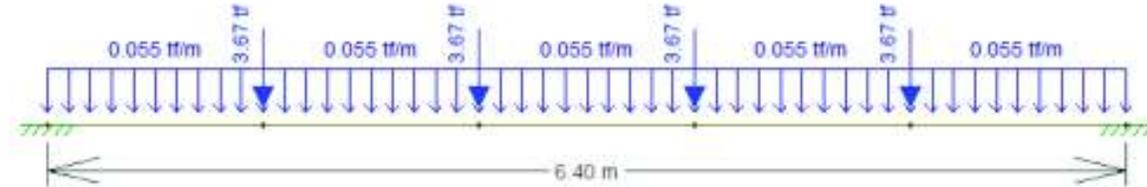
De acuerdo con la sección 4.2.3 son 4 viguetas que descargan sobre la viga VT1 como se muestra la FIGURA 4.1 :

FIGURA 4.1 Ubicación de fuerzas sobre la viga principal VT1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

FIGURA 4.6 Ubicación de carga debido al peso propio de la viga VT1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La reacción R1 se calcula como se indica a continuación:

$$R1 = P_i \cdot \frac{Num}{2} + W_{pv} \cdot \frac{L_t}{2} \cdot 1.2 \quad (4.43)$$

$$R1 = 3.67 T \cdot \frac{4 \text{ viguetas}}{2} + 46.47 \frac{kg}{m} \cdot \frac{6.40 m}{2} \cdot 1.2 = 7.51 [T]$$

Cálculo del momento último M_u :

$$M_u = P_i \cdot L_t \cdot \frac{(Num + 1)^2 - 1}{12 \cdot (Num + 1)} + W_{pv} \cdot \frac{L_t^2}{12000} \cdot 1.2 \quad (4.44)$$

$$M_u = 3.67 T \cdot 6.40 m \cdot \frac{(5)^2 - 1}{12 \cdot (5)} + 46.47 \frac{kg}{m} \cdot \frac{6.40^2}{12000} \cdot 1.2 = 9.58 [Tm]$$

4.2.4.2.3 Cálculo del momento resistente

El cálculo del momento resistente se basa en la sección F2 del ANSI/AISC 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016).

4.2.4.2.4 Fluencia

El cálculo del momento nominal para el estado límite de fluencia se calcula con la ecuación (4.25):

$$M_n = M_p = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x \quad (4.25)$$

Reemplazando los datos de la viga VT1, se tiene:

$$M_n = M_p = 0.9 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 874.88 cm^3 = 19.92 [Tm]$$

- Cálculo de L_p :

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 3.33 cm \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 169 [cm]$$

La separación at de la sección 4.2.3 es menor que L_p por lo tanto el número de correas colocado es el adecuado para arriostrar a la viga principal.

La demanda capacidad de la viga es del 48%:

$$\frac{D}{C} = \frac{Mu}{Mn} = \frac{9.58 Tm}{19.92 Tm} = 48 \%$$

A continuación, se muestra una tabla resumen los momentos calculados:

TABLA 4.12 Momento nominal y Momento resistente de la viga VT1.

MOMENTO NOMINAL ESTADO LÍMITE FLUENCIA			
Momento plástico	Mp	199200	[kg•cm]
		19.92	[Tm]
Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado ímite de fluencia	Lp	169	[cm]
MOMENTO RESITENTE DEMANDA-CAPACIDAD			
Momento último	Mu	9.58	[Tm]
Apoyos laterales para controlar el pandeo local	Apoyos	4	---
Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección	Lb	122.00	[cm]
Momento nominal	Mn	19.92	[Tm]
Relación demanda capacidad	D/C	0.48	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.4.3 Diseño a corte

Para determinar la resistencia a corte de la sección se utiliza la ecuación (3.86)

$$V_n = 0.6 \cdot F_y A_w C_v \quad (3.86)$$

donde:

A_w = Área del alma.

C_v = Coeficiente de corte del alma.

4.2.4.3.1 Cálculo del cortante último $[V_u]$

El cortante último se calcula con la ecuación (4.43):

$$V_u = 3.67 T \cdot \frac{4 \text{ viguetas}}{2} + 46.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \frac{6.40 \text{ m}}{2} \cdot 1.2 = 7.51 [T]$$

4.2.4.3.2 Cálculo del cortante nominal $[V_n]$

- Distancia entre atiesadores $[a]$: No se coloca atiesadores.

$$a = 640 [\text{cm}]$$

- Cálculo del coeficiente k_v :

$$\frac{a}{h} = \frac{640 \text{ cm}}{41.6 \text{ cm}} = 15.38$$

Como $a/h > 3$ se tiene que $k_v = 5$.

- Cálculo del coeficiente C_v :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{41.6 \text{ cm}}{0.8 \text{ cm}} = 52$$

El valor anterior se compara con los siguientes límites:

$$1.10 \sqrt{k_v \cdot E/F_y} = 1.10 \cdot \sqrt{5 \cdot \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 70.86$$

$$1.37 \sqrt{k_v \cdot E/F_y} = 1.37 \cdot \sqrt{5 \cdot \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 88.25$$

Como $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot E/F_y}$ se calcula C_v con la ecuación (4.38) :

$$C_v = 1.0$$

- Finalmente se calcula el cortante nominal mediante la ecuación (3.86)

$$V_n = 0.6 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 41.6 \cdot 0.8 \cdot 1 = 50.52 [T]$$

$V_u < V_n$, no necesita atiesadores.

4.2.5 DISEÑO DE VIGA: VT4

Siguiendo el procedimiento del prediseño dado en la sección 4.2.4 se presentan los resultados para la viga VT4.

La sección transversal de la viga se presenta en TABLA 4.13 y sus propiedades en la TABLA 4.14.

TABLA 4.13 Sección transversal vigueta VT4.

Ancho del patín	bf	25	[cm]
Espesor del patín	tf	1.2	[cm]
Altura del alma	h	35.4	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.14 Propiedades de la sección transversal de la vigueta VT4.

Área de la sección de acero	A	79.80	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	I_x	19348.65	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	I_y	3125.59	[cm ⁴]
Módulo elástico alrededor del eje X-X	S_x	1093.14	[cm ³]
Módulo elástico alrededor del eje Y-Y	S_y	250.05	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Z_x	1189.35	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje Y-Y	Z_y	380.94	[cm ³]
Radio de giro alrededor del eje X-X	r_x	15.57	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r_y	6.26	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

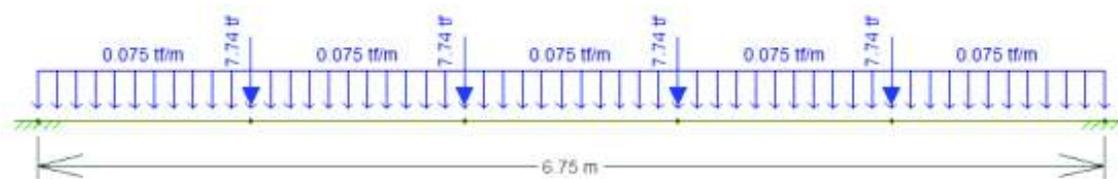
4.2.5.1 Cargas de Diseño

TABLA 4.15 Carga de diseño según NEC para vigueta VT4.

DATOS ARQUITECTÓNICOS			
Longitud de la viga principal	L_t	6.76	[m]
Longitud de la luz adyacente	L_2	6.1	[m]
Carga individual que aporta cada vigueta a la viga principal	P_i	7.74	[T]
Número de viguetas colocadas	Num	4	[u]
Reacción izquierda de la viga	R_1	15.73	[T]
CARGAS DE DISEÑO			
Carga Permanente	D	0.5	[T/m ²]
Carga Viva	L	0.2	[T/m ²]
Carga Última	C_u	0.92	[T/m ²]
Carga que recibe la vigueta	W	7.74	[T]
Carga repartida sobre la vigueta	W_r	1.27	[T/m]
Peso propio de la viga principal	W_{pv}	62.64	[kg/m]
Carga repartida sobre la viga principal	W_{pr}	0.075	[T/m]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

FIGURA 4.7 Distribución de cargas sobre la viga VT4.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.5.2 Clasificación de la sección

TABLA 4.16 Clasificación de la sección de la vigueta VT4.

bf	25	[cm]	COMP
tf	1.2	[cm]	
h	35.4	[cm]	SISM
tw	0.6	[cm]	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.5.3 Diseño a flexión

TABLA 4.17 Resultados del Diseño a flexión de la vigueta VT4.

Momento último	M_u	21.21	[Tm]
Número de Apoyos laterales	Apoyos	4	---
Longitud entre los puntos arriostrados	L_b	135.20	[cm]
Momento resistente	M_n	27.08	[Tm]
Demanda-Capacidad	D/C	0.78	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.5.4 Diseño a Corte

TABLA 4.18 Resultados del Diseño a corte de la vigueta VT4.

Número de atiesadores a cortes	Atiesadores	0	[u]
Distancia entre atiesadores	a	676.00	[cm]
Coefficiente de pandeo por corte del alma	k_v	5.00	---
Relación entre altura del alma vs espesor del alma	h/t_w	59.00	---
Coefficiente de corte del alma	C_v	1.00	---
Cortante nominal	V_n	32.24	[T]
Cortante último	V_u	15.73	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.6 DISEÑO DE VIGA: V1

Siguiendo el procedimiento dado en la sección 4.2.3 se presentan los resultados para la vigueta V1.

La sección transversal de la viga se presenta en la TABLA 4.19 y sus propiedades en la TABLA 4.20.

TABLA 4.19 Sección transversal vigueta V1

Ancho del patín	b_f	10	[cm]
Espesor del patín	t_f	0.6	[cm]
Altura del alma	h	20.2	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.3	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.20 Propiedades de la sección transversal de la vigueta V1.

Área de la sección de acero	A	17.70	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	I_x	1324.32	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	I_y	100.04	[cm ⁴]
Módulo elástico alrededor del eje X-X	S_x	131.12	[cm ³]
Módulo elástico alrededor del eje Y-Y	S_y	20.01	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Z_x	144.68	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje Y-Y	Z_y	30.86	[cm ³]
Radio de giro alrededor del eje X-X	r_x	8.65	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r_y	2.38	[cm]

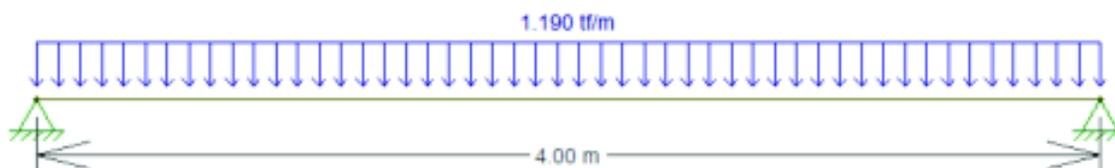
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.6.1 Cargas de Diseño

TABLA 4.21 Carga de diseño según NEC para vigueta V1.

DATOS ARQUITECTÓNICOS			
Longitud de la vigueta	$L1$	4	[m]
Longitud de la viga principal	Lt	6.4	[m]
Número de viguetas a colocar	Vigas	4	[u]
Ancho del área tributaria	at	1.3	[m]
CARGAS DE DISEÑO			
Carga Permanente	D	0.5	[T/m ²]
Carga Viva	L	0.2	[T/m ²]
Carga Última	Cu	0.92	[T/m ²]
Carga que recibe la vigueta	W	4.78	[T]
Carga repartida sobre la vigueta	Wr	1.19	[T/m]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

FIGURA 4.8 Distribución de cargas sobre la viga V1.

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.6.2 Clasificación de la sección

TABLA 4.22 Clasificación de la sección de la vigueta V1.

bf	10	[cm]	SISM
tf	0.6	[cm]	
h	20.2	[cm]	SISM
tw	0.3	[cm]	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.6.3 Diseño a flexión

TABLA 4.23 Resultados del Diseño a flexión de la vigueta V1.

Momento último	M_u	2.39	[Tm]
Número de Apoyos laterales	Apoyos	3.00	---
Longitud entre los puntos arriostrados	L_b	100.00	[cm]
Momento resistente	M_n	3.29	[Tm]
Demanda-Capacidad	D/C	0.73	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.6.4 Diseño a Corte

TABLA 4.24 Resultados del Diseño a corte de la vigueta V1.

Número de atiesadores a cortes	Atiesadores	0	[u]
Distancia entre atiesadores	a	400	[cm]
Coefficiente de pandeo por corte del alma	kv	5	---
Relación entre altura del alma vs espesor del alma	h/tw	67.33	---
Coefficiente de corte del alma	C_v	1.00	---
Cortante nominal	V_n	9.20	[T]
Cortante último	V_u	2.39	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.7 APLICACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES DE LA NEC-15. PROCEDIMIENTO ESTÁTICO

El proyecto se encuentra Ubicado en la Ciudad de Quito sector la Kennedy, dado la ubicación del proyecto y tomando como referencia estudios realizados

previamente el tipo de suelo que se toma encuentra para el diseño es tipo “D” (Dr. Aguiar , 2013), a través de esta información se realiza el análisis estático.

4.2.7.1 Espectro de Diseño de aceleraciones $S_a(T)$

El espectro de Diseño de aceleraciones $S_a(T)$ utiliza los datos que se presentan a continuación:

TABLA 4.25 Datos espectro de Diseño.

ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA DE ACELERACIONES [ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIONES]		
DATOS		DETALLE
Ubicación de la edificación	QUITO	
Tipo de suelo	D	Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
Z	0.4	Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
Fa	1.2	Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
Fd	1.19	Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
Fs	1.28	Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento Fs. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
n	2.48	Provincia Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
r	1	Capítulo 3.3, sección 3.3.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
I	1	Tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 1).
R	6	Tabla 15. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 2).
ϕ_p	1	Tablas: 11,13,14. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 2).
ϕ_e	1	Tablas: 11,13,14. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 2).

FUENTE: (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015)

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De acuerdo con el capítulo 3.3 “Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño”, en la sección 3.3.1 de la NEC-2015. Espectro

elástico horizontal de diseño, explica los criterios para el cálculo del período límite de vibración de la estructura.

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (4.45)$$

Tc	0.698	[seg]
Sa	1.1904	[g]

4.2.7.2 Zonificación Sísmica y factor de zona Z.

Al ubicarse la vivienda en Quito y de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica se tiene una aceleración de 0.4g, cuya caracterización del peligro sísmico es alta. Estos valores se basan en la NEC-SE-DS (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015). Sección 3.1 “Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico”.

4.2.7.3 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

De acuerdo con la NEC-SE-DS 2015, sección 3.2.1 el perfil de suelo tipo D corresponde a un suelo rígido que cumple el criterio de velocidad de la onda de cortante.

4.2.7.4 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fs, Fd.

Los coeficientes Fa, Fs y Fd se obtuvieron de las tablas de la NEC-SE-DS 2015 según corresponde:

- El coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto [Fa] tiene un valor de 1.2. Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa, (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).
- El coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca [Fd] tiene un valor de 1.19. Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd, (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015)
- El coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos [Fs] tiene un valor de 1.28. Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs, (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015)

De acuerdo con la NEC-SE-DS 2015 (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015), el valor del período de vibración T se puede determinar aproximadamente con la expresión:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (4.46)$$

donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Período de vibración.

Los coeficientes C_t y α se obtienen del capítulo 6.3 “Procedimiento de cálculo del DBF”, sección 6.3.3 Determinación del período de vibración T (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015). Estos parámetros toman en cuenta el tipo de estructura, para este caso, para estructuras de acero $C_t = 0.072$ y un coeficiente $\alpha = 0.8$.

De acuerdo con los datos anteriores se tiene:

TABLA 4.26 Resultados del cálculo del período por el Método 1.

Cálculo de periodo Método 1		
$T = C_t \cdot h_n^\alpha$		
Tipo de estructura	Estructuras de acero- Sin arriostramiento	
C_t	0.072	[---]
h_n	12.24	[m]
α	0.8	[---]
T	0.534	[seg]
Sa	1.190	[g]

FUENTE: (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.7.5 Categoría del edificio y coeficiente de importancia I.

El coeficiente de importancia de la edificación es 1, para todo tipo de estructuras excepto edificaciones esenciales y estructuras de ocupación especial, basados en la tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).

4.2.7.6 Valores de reducción de respuesta estructural R.

La edificación en cuestión presenta un sistema aporticado, por lo que se tiene un R de 6. Tablas 15,16 (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).

4.2.7.7 Coeficientes de irregularidad en planta y en elevación

La NEC-SE-DS 2015 plantea que para irregularidad en planta se debe comparar la longitud del entrante en cada dirección con la longitud total de la edificación en el caso de que la longitud del entrante sea mayor al 15% de la longitud total, el coeficiente de irregularidad será 0.9.

En el caso del proyecto que se está analizando se tiene los siguientes datos:

- B [entrante] = 3.32 [m]
- L [entrante] = 4 [m]
- B [total] = 9.7 [m]
- L [total] = 13.83 [m]
- 15 %Bt = 1.46 [%]
- 15 %Lt = 2.07 [%]

La longitud del entrante respecto a la longitud total no supera el 15% estipulado en la NEC-SE-DS 2015, se considera un coeficiente de irregularidad en planta de 1.

Analizando la estructura en elevación presenta alturas de entrepiso de 3.06 [m] en todos sus niveles, por lo que el coeficiente de irregularidad en elevación se considera 1. Los valores fueron tomados de las Tablas: 11, 13,14. NEC-SE-DS-PELIGRO SÍSMICO (Parte 2).

4.2.7.8 Porcentaje de Cortante Basal (V)

TABLA 4.27 Porcentaje de cortante basal.

Cálculo del Cortante Basal		
$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W$		
V	0.198	W

FUENTE: (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.2.7.9 Valor del coeficiente k

TABLA 4.28 Valor del coeficiente k.

k	Valor Ts
1	T < 0.5 seg
1.017	0.5 < T < 2.5
2	T > 2.5

FUENTE: (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

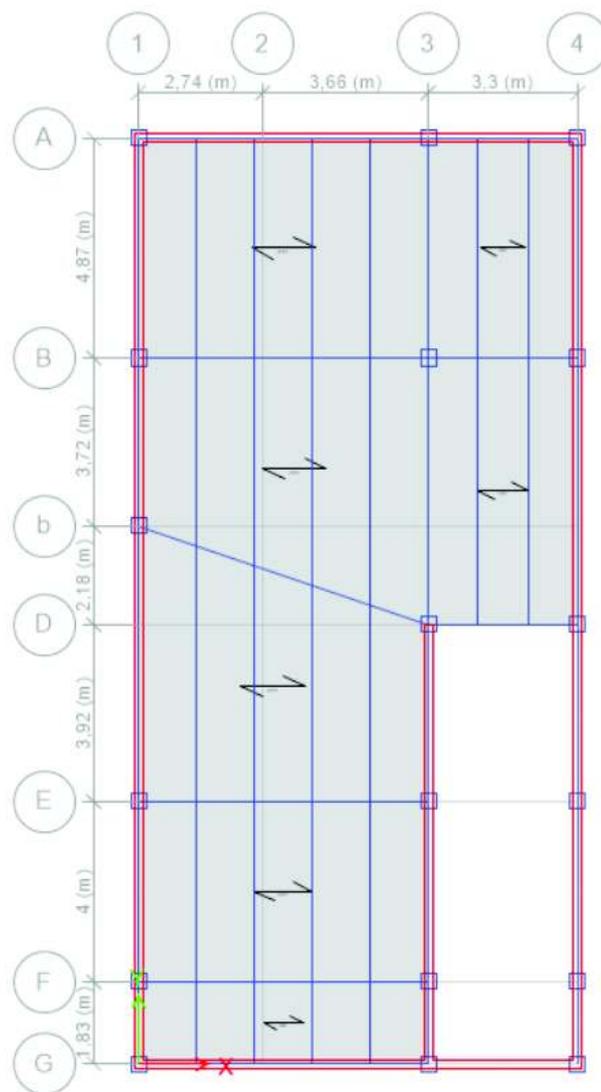
Dando como resultado para el diseño del edificio "TORINO" un coeficiente k= 1.02.

4.2.8 MODELACIÓN UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

Para corroborar el prediseño propuesto en las secciones 4.2.3 y 4.2.4 , y utilizando los ejemplos anteriores se realiza la modelación del edificio con el programa computacional ETABS:

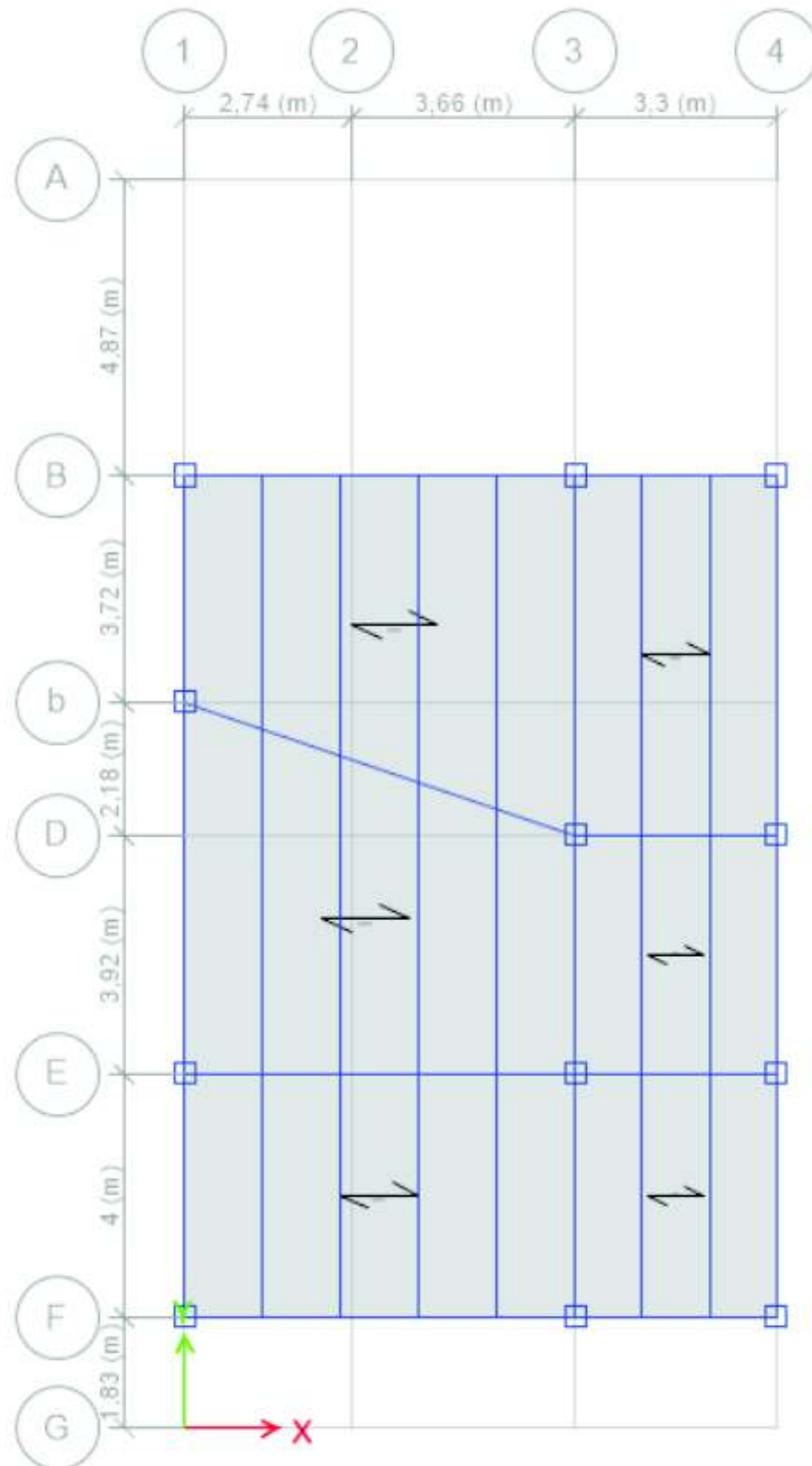
1. Basado en la propuesta arquitectónica se dibuja la planta del edificio “Torino” como se indica en las figuras:

FIGURA 4.9 Planta Losa Nivel +0.85



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

FIGURA 4.10 Planta Losa N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

2. Se crea el listado de materiales a utilizarse basados en la sección 4.2.1 y en la ecuación (4.1).

FIGURA 4.11 Propiedades del Acero A36 (a) y ropiedades del hormigón F'c= 210 (b).

The figure displays two screenshots of the 'Material Property Data' dialog box, labeled (a) and (b).

(a) Material Property Data for Steel (A36):

- General Data:** Material Name: A36, Material Type: Steel, Directional Symmetry Type: Isotropic.
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density, Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 7.848 tonf/m³, Mass per Unit Volume: 0.38038 tonf/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 21000000 tonf/m², Poisson's Ratio, U: 0.3, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000117 1/C, Shear Modulus, G: 8076221.08 tonf/m².
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

(b) Material Property Data for Concrete (F'c= 210):

- General Data:** Material Name: CONTE, Material Type: Concrete, Directional Symmetry Type: Isotropic.
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density, Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³, Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 1738965.21 tonf/m², Poisson's Ratio, U: 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C, Shear Modulus, G: 724568.84 tonf/m².
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

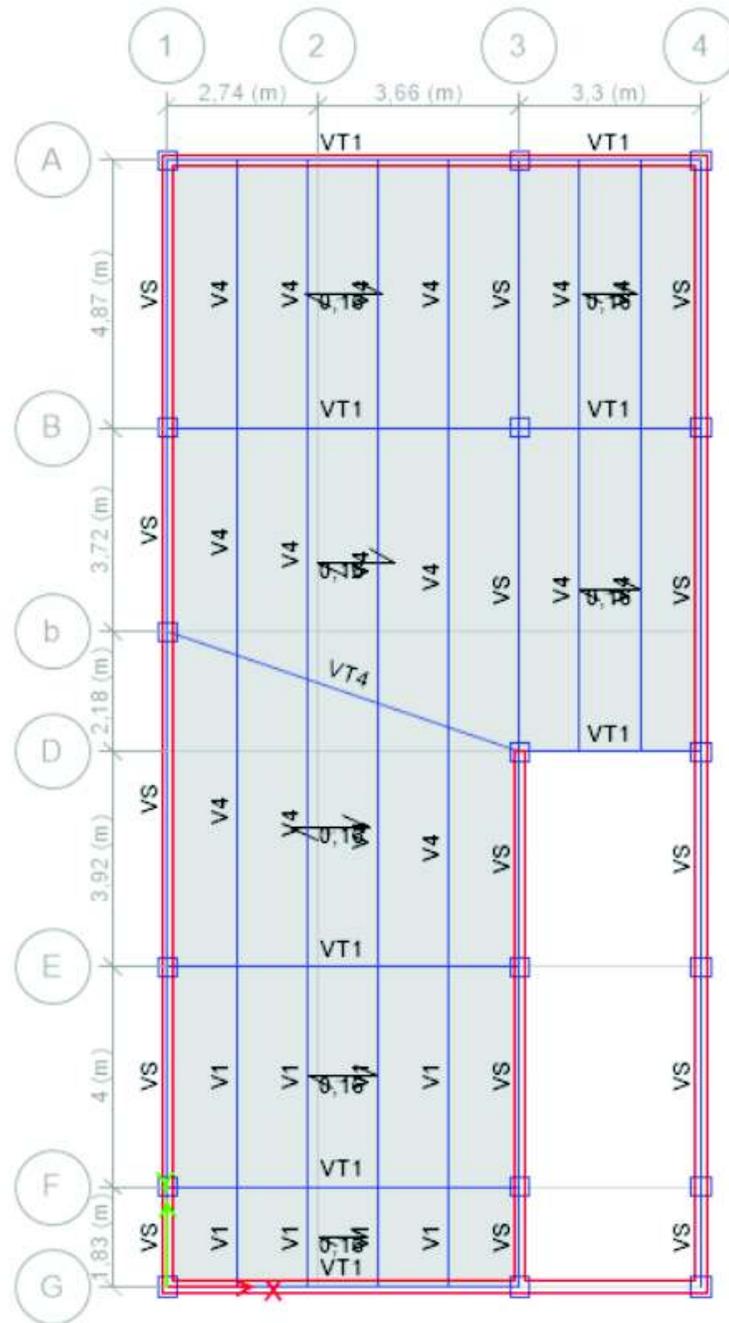
(a)

(b)

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

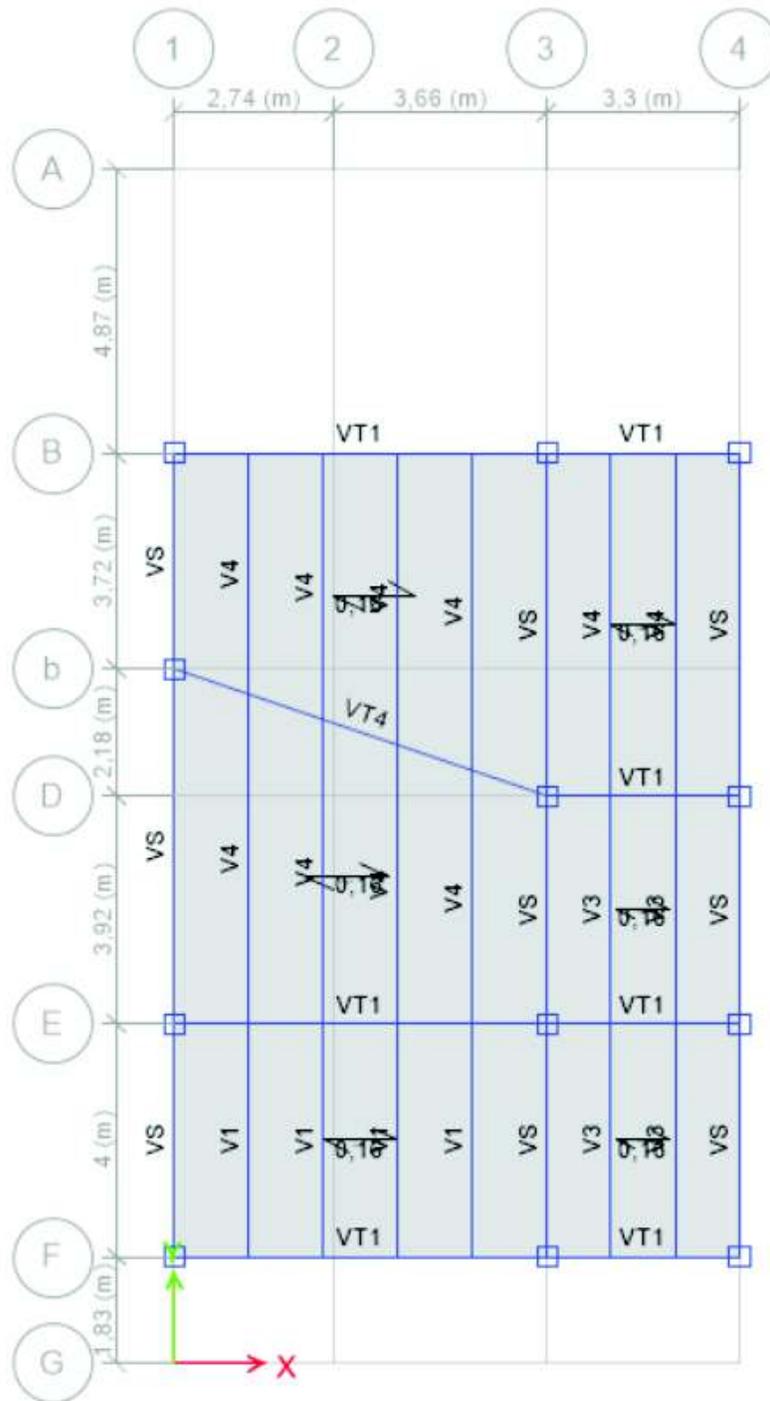
3. Se crearon las secciones previamente diseñadas en el apartado anterior.

FIGURA 4.12 Distribución de vigas en Planta Losa N+0.85.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

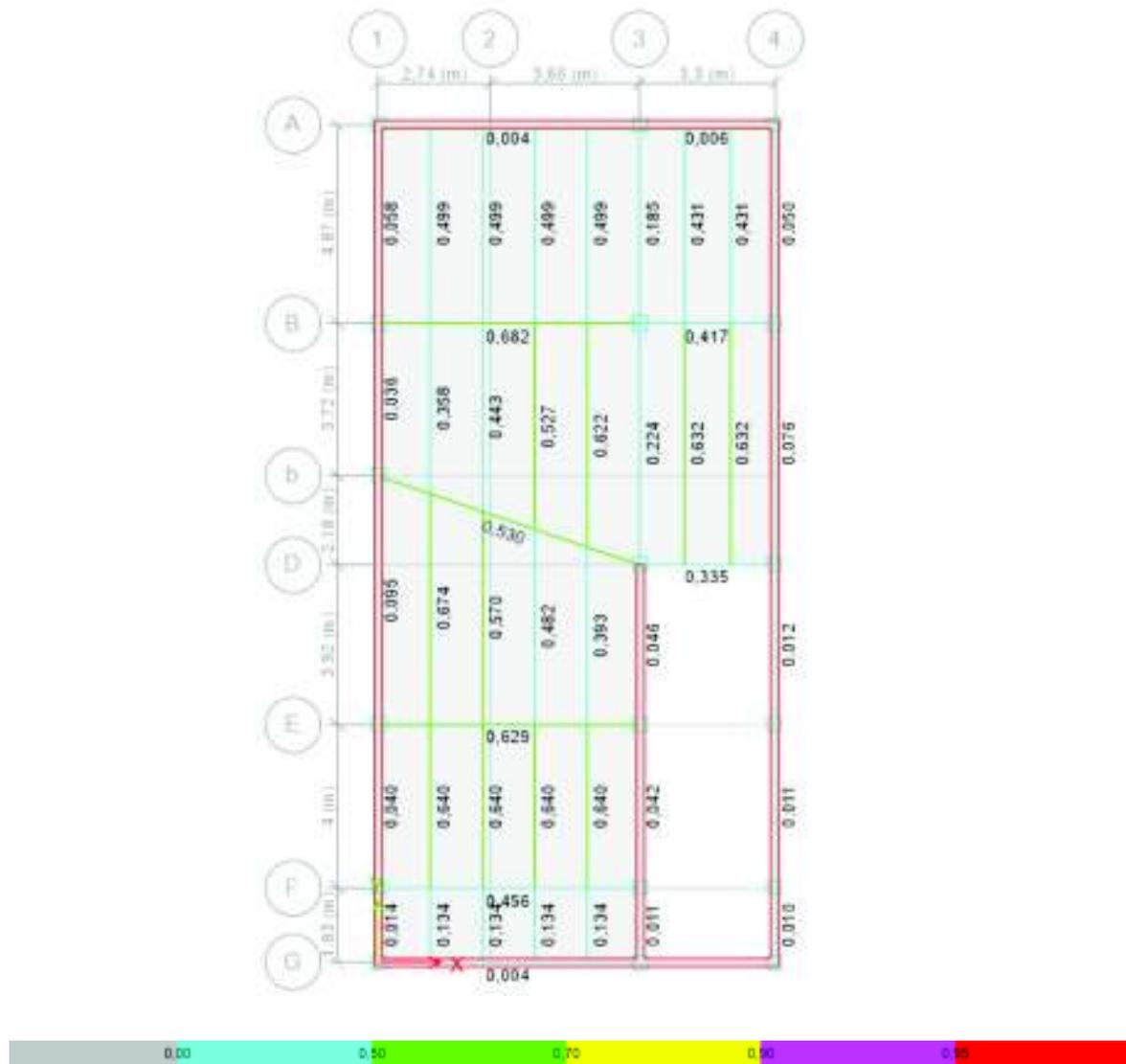
FIGURA 4.13 Distribución de vigas en Planta Losa N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4. Se crean las combinaciones de carga basadas en el NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS) (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).
5. Se colocan los patrones de carga como son: Carga Viva, Carga muerta, y Sismo, el último patrón de carga se basa en la sección 4.2.7 .
6. Se selecciona la fuente de masa, se toma en cuenta el peso propio de los elementos y los patrones de carga, pero al asignar la carga en los elementos Shell se debe descontar el peso propio de los mismos y de la losa.
7. Se comprueba el diseño en base a la relación demanda/capacidad.

FIGURA 4.14 Demanda capacidad de las vigas y viguetas. N+0.85.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

FIGURA 4.15 Demanda capacidad de las vigas y viguetas. N+3.91, N+6.91, N+10.03 y N+13.09.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3 COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN EUROCÓDIGO

El desarrollo de esta sección toma en cuenta la nomenclatura presentada en la TABLA 4.29.

TABLA 4.29 Nomenclatura de propiedades de sección transversal según EUROCÓDIGO.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	UNIDADES
Área de acero	A	[cm ²]
Inercia con respecto a eje X	I_x	[cm ⁴]
Inercia con respecto a eje Y	I_y	[cm ⁴]
Módulo de sección elástico con respecto a eje X	W_{elx}	[cm ³]
Módulo de sección elástico con respecto a eje Y	W_{ely}	[cm ³]
Módulo de sección plástico con respecto a eje X	W_{plx}	[cm ³]
Módulo de sección plástico con respecto a eje Y	W_{ply}	[cm ³]
Radio de giro con respecto a eje X	r_x	[cm]
Radio de giro con respecto a eje Y	r_y	[cm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La capacidad resistente de las vigas se verifica cuando el tiempo de exposición al fuego normalizado es de 30 minutos y cuya temperatura es 840 °C. Por lo tanto, los coeficientes correctores de temperatura son:

TABLA 4.30 Factores de reducción de temperatura para T=840 °C

Temperatura	T	840	[°C]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	[---]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el límite proporcional	k_p	0.042	[---]
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	k_E	0.075	[---]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.1 EJEMPLO 1: VIGA VT1

La sección transversal de la viga VT1 se presentó en la TABLA 4.9 y sus propiedades en la TABLA 4.10.

4.3.1.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.31 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga VT1

Valor de la carga permanente	G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_G	1.00	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_Q	1.50	
Coeficiente del valor de combinación de una acción variable	ψ_0	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	E_d	7.00	[kN/m ²]
Coeficiente del valor de combinación de una acción variable para condiciones de incendio	ψ_{fi}	0.50	
Factor de reducción para la carga de diseño en condiciones de incendio	η_{fi}	0.75	
Valor de cálculo del efecto de una acción en condiciones de incendio	$E_{d,fi}$	5.23	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	18.88	[m ²]
Carga repartida	q	1.57	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	M +	2.69	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	M -	5.37	[Tm]
Cortante solicitante	V	5.04	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De acuerdo con la TABLA 3.2 este edificio es categoría A, y por lo tanto la sobrecarga de uso correspondiente es 2.00 [kN/m²].

La carga muerta se determinó inicialmente en el apartado 4.2.2, $CM = 500$ [Kg/m²]

G	4.90	[KN/m ²]
Q	2.00	[KN/m ²]

Los coeficientes parciales se toman de la TABLA 3.4 y TABLA 3.5 y se reemplazan en la ecuación (3.1).

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q \quad (3.1)$$

$$Ed = 1.00 \cdot 4.90 + 1.5 \cdot 0.70 \cdot 2.00 = 7.00 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

La carga de diseño en condiciones normales sería $7.00 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$, sin embargo, se debe modificar para tener la carga de diseño en condiciones de incendio. Los coeficientes que se reemplazan en la ecuación (3.2) se toman de la TABLA 3.6.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (3.2)$$

$$\eta_{fi} = \frac{4.90 + 0.50 \cdot 2.00}{1.00 \cdot 4.90 + 1.50 \cdot 2.00} = 0.75$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (3.3)$$

$$E_{d,fi} = 0.75 \cdot 7.00 = 5.23 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$E_{d,fi}$ Valor de cálculo del efecto de una acción en condiciones de incendio

El área tributaria para la viga VT1 se calcula como:

$$At = L \cdot at \quad (4.47)$$

donde L es la longitud de la viga y at es la separación con respecto a las vigas adyacentes.

$$At = 6.00 \cdot 2.95 = 18.88 [m^2]$$

Cálculo de carga repartida sobre viga VT1:

$$q = \frac{At \cdot E_{d,fi} \cdot 0.102}{L} \quad (4.48)$$

El factor de conversión [kN] a [T] es 0.102.

$$q = \frac{18.88 \cdot 5.23 \cdot 0.102}{6.00} = 1.57 \left[\frac{T}{m} \right]$$

4.3.1.1.1 Momento y cortante solicitante

La viga VT1 es una viga de carga que se conecta a las columnas, por lo tanto, se considera biempotrada.

$$M^+ = \frac{q \cdot L^2}{24} \quad (4.49)$$

$$M^+ = \frac{1.57 \cdot 6.40^2}{24} = 2.69 [Tm]$$

$$M^- = \frac{q \cdot L^2}{12} \quad (4.50)$$

$$M^- = \frac{1.57 \cdot 6.40^2}{12} = 5.37 [Tm]$$

$$V = \frac{q \cdot L}{2} \quad (4.51)$$

$$V = \frac{1.57 \cdot 6.40}{2} = 5.04 [T]$$

4.3.1.2 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

TABLA 4.32 Clasificación de sección para viga VT1.

	ε	0.97	Temperatura ambiente
Altura del alma	c (alma)	40.00	
Espesor del alma	t (alma)	0.80	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	50.00	
Alma Clase 1			
Ancho medio de patín	c (patín)	8.50	
Espesor de patín	t (patín)	0.80	
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	10.63	
Patín Clase 3			
	ε_{fi}	0.83	Condiciones de incendio
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	50.00	
Alma Clase 1			
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	10.63	
Patín Clase 3			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El alma y patín de la sección se clasifican de acuerdo con los parámetros establecidos en la sección 3.3.3, cuyos límites se resumen a continuación:

TABLA 4.33 Límites para clasificación de sección.

	Elementos atiesados	Elementos no atiesados
Clase 1	72 ϵ	9 ϵ
Clase 2	83 ϵ	10 ϵ
Clase 3	124 ϵ	14 ϵ

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.1.2.1 Clasificación a temperatura ambiente

Reemplazando f_y en la ecuación (3.5):

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.5)$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{248.1}} = 0.97$$

Clasificación del alma según TABLA 3.12 :

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot tf}{tw}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{41.6 - 2 \cdot 0.8}{0.8} = 50.00 < 72 \epsilon$$

El alma es **Clase 1**

Clasificación del patín según TABLA 3.13:

$$\frac{c}{t} = \frac{bf/2}{tf}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{17/2}{0.8} = 10.63 < 14 \epsilon$$

El patín es **Clase 3**

La sección se clasifica de acuerdo con la condición más desfavorable, que en este caso es el patín, por ello se analiza como una sección **Clase 3**.

4.3.1.2.2 Clasificación en condiciones de incendio

Reemplazando f_y en la ecuación (3.6) se tiene:

$$\varepsilon_{fi} = 0.85 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{fi} = 0.85 \cdot \sqrt{\frac{235}{248.1}} = 0.82$$

Clasificación del alma según TABLA 3.12 :

$$\frac{c}{t} = 50.00$$

$$50.00 < 72 \varepsilon_{fi}$$

El alma es **Clase 1**

Clasificación del patín según TABLA 3.13 :

$$\frac{c}{t} = 10.63$$

$$10.63 < 14 \varepsilon_{fi}$$

El patín es **Clase 3**

El diseño en condiciones de incendio también considera una sección **Clase 3**.

4.3.1.3 Cálculo de cortante resistente

4.3.1.3.1 Cálculo de cortante, a temperatura ambiente

TABLA 4.34 Cálculo de cortante resistente para viga VT1.

Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.80	[cm]
Área a cortante	Av	3200.00	[mm ²]
Cortante resistente	$V_{pl,Rd}$	458360.97	[N]
	$V_{pl,Rd}$	46.74	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área a cortante Av se determina con la expresión (3.8).

$$Av = hw \cdot tw \quad (3.8)$$

$$Av = (41.60 - 2 \cdot 0.80) \cdot 0.80 = 32.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Reemplazando Av en (3.7), se calcula el cortante resistente:

$$V_{pl,Rd} = \frac{Av \cdot (fy/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.7)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{32.00 \cdot 10^2 \cdot \left(\frac{248.1}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 458360.97 \text{ [N]}$$

$$V_{pl,Rd} = 46.74 \text{ [T]}$$

4.3.1.3.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.35 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga VT1.

Factor de reducción (relativo a fy) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Cortante resistente calculado a temperatura ambiente	V_{Rd}	46.74	[T]
Coefficiente parcial para la resistencia de las secciones transversales	γ_{M0}	1.00	
Coefficiente parcial para las propiedades del material bajo condiciones de incendio	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Cortante resistente bajo condiciones de incendio	$V_{fi,Rd}$	3.58	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El cortante resistente de la sección bajo condiciones de incendio se determina reemplazando el cortante obtenido con la expresión (3.7) en la ecuación (3.10):

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad (3.10)$$

$$V_{fi,Rd} = 0.077 \cdot 46.74 \cdot \left[\frac{1.00}{1.00} \right] = 3.58 [T]$$

4.3.1.4 Cálculo de momento flector resistente

4.3.1.4.1 Momento flector resistente, a temperatura ambiente

TABLA 4.36 Cálculo de momento resistente para viga VT1.

Módulo de sección elástico	W_{el}	749407.18	[mm ³]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
Coefficiente parcial para la resistencia de las secciones transversales	γ_{M0}	1.00	
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	185924287.42	[N•mm]
	$M_{c,Rd}$	18.96	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De acuerdo con la clase de la sección se determina el momento flector resistente utilizando las ecuaciones (3.11), (3.12) y (3.13), en este caso se empleará únicamente la ecuación (3.12) por tratarse de una sección Clase 3.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \text{Clase 3} \quad (3.12)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{749.41 \cdot 10^3 \cdot 248.1}{1.00} = 185924287.42 [N \cdot mm]$$

$$M_{c,Rd} = 18.96 [Tm]$$

4.3.1.4.2 Momento flector bajo condiciones de incendio

TABLA 4.37 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Factor de reducción (relativo a fy) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Momento flector resistente, a temperatura ambiente	$M_{c,Rd}$	18.96	[Tm]
Coficiente parcial para la resistencia de las secciones transversales	γ_{M0}	1.00	
Coficiente parcial para las propiedades del material bajo condiciones de incendio	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	1.45	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Para determinar el momento resistente en condiciones de incendio, se reemplazan los datos de la sección anterior en la ecuación (3.15):

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad (3.15)$$

$$M_{fi,t,Rd} = 0.077 \cdot 18.96 \cdot \left[\frac{1.00}{1.00} \right] = 1.45 [Tm]$$

4.3.1.5 Cálculo de momento resistente a pandeo por flexión

4.3.1.5.1 Momento resistente a pandeo por flexión, a temperatura ambiente

TABLA 4.38 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga VT1.

Longitud horizontal de las curvas de pandeo lateral-torsional para perfiles laminados	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0.4	
Coefficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral-torsional para los perfiles laminados	β	0.75	
Altura de la viga	h	41.6	[cm]
Ancho de la viga	b	17.0	[cm]
Relación alto/ancho de la viga	$\frac{h}{b}$	2.45	
Curva de pandeo		d	
	α_{LT}	0.76	
Módulo de elasticidad del acero	E	210000	[N/mm ²]
Módulo de elasticidad transversal del acero	G	81000	[N/mm ²]
Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje débil	I_Z	6.57E+06	[mm ⁴]
Módulo de torsión	I_T	1.26E+05	[mm ⁴]
Módulo de alabeo	I_W	2.84E+11	[mm ⁶]
Longitud de pandeo lateral	L_c	1600	[mm]
Momento crítico	M_{cr}	1130330425	[N•mm]
Momento crítico	M_{cr}	115.26	[Tm]
Esbeltez adimensional	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.406	
	ϕ_{LT}	0.56	
Coefficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	χ_{LT}	0.995	
Momento flector resistente por pandeo lateral	$M_{b,Rd}$	18.87	[Tm]
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	18.96	[Tm]
Momento flector resistente de la sección	M_{Rd}	18.87	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los valores recomendados de los parámetros $\bar{\lambda}_{LT,0}$ y β son:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4 \quad \beta = 0.75$$

El coeficiente de imperfección α_{LT} se obtiene de la TABLA 3.17 de acuerdo con la curva de pandeo tomado de la TABLA 3.16. Para este caso particular la relación $\frac{h}{b} > 2$, por lo tanto, se toma la curva “d” y $\alpha_{LT} = 0.76$.

$$\frac{h}{b} = \frac{41.6}{17} = 2.45 > 2$$

El momento crítico se calcula reemplazando los valores característicos de la sección transversal en la ecuación (3.20):

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2} * \left[\frac{I_W}{I_z} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} \quad (3.20)$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 656 \cdot 10^4}{1600^2} \cdot \left[\frac{284146 \cdot 10^6}{656 \cdot 10^4} + \frac{1600^2 \cdot 81000 \cdot 12.63 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 656 \cdot 10^4} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 1130330425 [N \cdot mm]$$

$$M_{cr} = 115.26 [Tm]$$

Reemplazando el M_{cr} en (3.19), se obtiene la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (3.19)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{749.41 \cdot 10^3 \cdot 248.1}{1130330425}} = 0.406$$

$$\bar{\lambda}_{LT} \approx 0.41$$

Reemplazando $\bar{\lambda}_{LT}$, $\bar{\lambda}_{LT,0}$, β y α_{LT} en (3.18)

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (3.18)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + 0.76 \cdot (0.41 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.41^2] = 0.56$$

Se determina ϕ_{LT} y se calcula el coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional χ_{LT} con la expresión (3.17)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (3.17)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.56 + \sqrt{0.56^2 - 0.75 \cdot 0.41^2}} = 0.995$$

Por lo tanto, el momento resistente por pandeo lateral se calcula como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.16)$$

$$M_{b,Rd} = 0.995 \cdot 749.41 \cdot 10^3 \cdot \frac{248.1}{1.00} = 184994666 \text{ [N} \cdot \text{mm]}$$

$$M_{b,Rd} = 18.86 \text{ [Tm]}$$

El momento resistente de la sección a temperatura ambiente es el menor valor calculado con (3.12) y (3.16):

$$M_{Rd} = 18.86 \text{ [Tm]}$$

4.3.1.5.2 Resistencia a pandeo lateral bajo condiciones de incendio (Buckling resistance moment)

TABLA 4.39 Cálculo de momento resistente por pandeo bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Esbeltez adimensional en condiciones de incendio	$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	0.410	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	$k_{E,\theta}$	0.075	
Coeficiente de transferencia de calor	α	0.63	
	$\phi_{LT,\theta,com}$	0.71	
Coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	$\chi_{LT,fi}$	0.77	
Momento flector resistente por pandeo lateral en condiciones de incendio	$M_{b,fi,Rd}$	10982328.09	[N•mm]
	$M_{b,fi,Rd}$	1.12	[Tm]
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	1.45	[Tm]
Momento flector resistente de la sección en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	1.12	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los coeficientes que modifican el momento resistente se deben calcular nuevamente para considerar los efectos por incremento de temperatura.

Cálculo de la esbeltez adimensional en condiciones de incendio $\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$:

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}}} \quad (3.25)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = 0.41 \sqrt{\frac{0.077}{0.075}} = 0.41$$

Cálculo del coeficiente de transferencia de calor α :

$$\alpha = 0.65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.27)$$

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235}{248.1}} = 0.63$$

Cálculo de $\phi_{LT,\theta,com}$:

$$\phi_{LT,\theta,com} = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2] \quad (3.26)$$

$$\phi_{LT,\theta,com} = 0.5 \cdot [1 + 0.63 \cdot 0.41 + 0.41^2] = 0.71$$

Cálculo del coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional $\chi_{LT,fi}$:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \quad (3.24)$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.41^2}} = 0.77$$

Reemplazando estos coeficientes en (3.23):

$$M_{b,fi,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta,com} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.23)$$

$$M_{b,fi,Rd} = 0.77 \cdot 749.41 \cdot 10^3 \cdot 0.077 \cdot \frac{248.1}{1.00} = 10982230.52 [N \cdot mm]$$

$$M_{b,fi,Rd} = 1.12 [Tm]$$

El momento resistente en condiciones de incendio es el menor calculado con (3.15) y (3.23):

$$M_{fi,Rd} = 1.12 [Tm]$$

4.3.1.6 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio

TABLA 4.40 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga VT1.

Área de acero	A	59.20	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2530	[Kg/cm ²]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Resistencia del acero a elevada temperatura	$f_{y,\theta}$	193.96	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión	T^+	11.48	[T]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona traccionada	y_T	20.80	[cm]
1/8 de la longitud		80.00	[cm]
La mitad de la distancia entre ejes de vigas		127.50	[cm]
La distancia al borde de La losa		127.50	[cm]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b_{eff}	80.00	[cm]
Factor de reducción para la resistencia del hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Resistencia del concreto a elevada temperatura	$f'_{c,\theta}$	21.63	[Kg/cm ²]
Espesor de la zona de compresión en la losa	h_u	6.64	[cm]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona comprimida	y_F	48.28	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	3.16	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cálculo de la fuerza de tensión:

$$T^+ = [f_{y,\theta}(b_1e_1) + f_{y,\theta}(h_w e_w) + f_{y,\theta}(b_2e_2)]/\gamma_{M,fi} \quad (3.28)$$

$$T^+ = 193.96 \cdot [(17 \cdot 0.8) + (40 \cdot 0.8) + (17 \cdot 0.8)]/1.00 = 11.48 [T]$$

Cálculo de la distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona traccionada:

$$y_T = \frac{[f_{y,\theta}(b_1)(e_1^2/2) + f_{y,\theta}(h_w e_w)(e_1 + h_w/2) + f_{y,\theta}(b_2 e_2)(h - e_2/2)]}{T^+ \gamma_{M,fi}} \quad (3.29)$$

$$y_T = \frac{193.96 \cdot [(17)(0.8^2/2) + (40 \cdot 0.8)(0.8 + 40/2) + (17 \cdot 0.8)(41.6 - 0.8/2)]}{11.48}$$

$$y_T = 20.80 \text{ [cm]}$$

Cálculo del espesor de la zona de compresión en la losa:

$$h_u = \frac{T^+}{(b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi})} \quad (3.30)$$

$$h_u = \frac{11.48}{(80.00 \cdot 0.10 \cdot 210/1.00)} = 6.64 \text{ [cm]}$$

Cálculo de la distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona comprimida

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) \quad (3.31)$$

$$y_F = 41.6 + 10.00 - (6.64/2) = 48.28 \text{ [cm]}$$

Cálculo del momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio

$$M_{fi,Rd} = T^+(y_F - y_T) \quad (3.32)$$

$$M_{fi,Rd} = 11.48 \cdot (48.28 - 20.80) = 3.16 \text{ [Tm]}$$

TABLA 4.41 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio, viga VT1.

Área de acero de refuerzo	Ar	9.24	[cm ²]
Resistencia de armadura de refuerzo	Fys	4200.00	[Kg/cm ²]
Factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	kys	0.09	
Fuerza de tensión del acero de refuerzo	Tr	3.49	[T]
Fuerza de tensión del acero	Ta	4.00	[T]
Distancia desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero de refuerzo	hv	3.00	[cm]
Distancia entre el eje neutro y el patín superior	ht	8.75	[cm]
Distancia desde la cara superior de la viga al centro de gravedad de la zona en tensión	dt	2.02	[cm]
Distancia desde la cara inferior de la viga al centro de gravedad de la zona en compresión	dc	10.78	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la armadura de refuerzo y el centro de gravedad del área en compresión	d'	37.82	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero que trabaja a tensión y el centro de gravedad del área en compresión	d''	28.80	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	Mfi,rd	2.47	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2 EJEMPLO 2: VIGA VT4

Se verificará la capacidad resistente de la viga VT4 bajo condiciones de incendio siguiendo el mismo procedimiento presentado en la sección 4.3.1.

La sección transversal de la viga se presentó en la TABLA 4.13 y sus propiedades en la TABLA 4.14.

4.3.2.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.42 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga VT4.

Valor de la carga permanente	G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_G	1.00	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_Q	1.50	
Coeficiente del valor de combinación de una acción variable	ψ_0	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	Ed	7.00	[kN/m ²]
Coeficiente del valor de combinación de una acción variable para condiciones de incendio	ψ_{fi}	0.50	
Factor de reducción para la carga de diseño en condiciones de incendio	η_{fi}	0.75	
Valor de cálculo del efecto de una acción en condiciones de incendio	$E_{d,fi}$	5.23	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	36.50	[m ²]
Carga repartida	q	2.88	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	M +	5.48	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	M -	10.97	[Tm]
Cortante solicitante	V	9.74	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.2 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

TABLA 4.43 Clasificación de sección para viga VT4.

	ε	0.97	Temperatura ambiente
Altura del alma	c (alma)	33.00	
Espesor del alma	t (alma)	0.60	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	55.00	
Alma Clase 1			
Ancho medio de patín	c (patín)	12.50	
Espesor de patín	t (patín)	1.20	
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	10.42	
Patín Clase 3			Condiciones de incendio
	ε_{fi}	0.83	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	50.00	
Alma Clase 1			
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	10.42	
Patín Clase 3			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La sección se clasifica de acuerdo con la condición más desfavorable, que en este caso es el patín, por ello se analizará como una sección **Clase 3**, a temperatura ambiente y bajo condiciones de incendio se mantiene la clasificación.

4.3.2.3 Cálculo de cortante

4.3.2.3.1 Cálculo de cortante, a temperatura ambiente

TABLA 4.44 Cálculo de cortante resistente para viga VT4.

Altura del alma	h_w	33.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.60	[cm]
Área a cortante	A_v	1980.00	[mm ²]
Cortante resistente	$V_{pl,Rd}$	283610.85	[N]
	$V_{pl,Rd}$	28.92	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.3.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.45 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga VT4.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Cortante resistente calculado a temperatura ambiente	V_{Rd}	28.92	[T]
	γ_{M0}	1.00	
	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Cortante resistente bajo condiciones de incendio	$V_{fi,Rd}$	2.22	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.4 Cálculo de momento flector

4.3.2.4.1 Momento flector resistente, a temperatura ambiente

TABLA 4.46 Cálculo de momento resistente para viga VT4

Módulo de sección elástico	W_{el}	1093144.07	[mm ³]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	γ_{M0}	1.00	
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	271203742.66	[N•mm]
	$M_{c,Rd}$	27.66	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.4.2 Momento flector en condiciones de incendio

TABLA 4.47 Cálculo de momento resistente en condiciones de incendio, para viga VT4.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Momento flector resistente, a temperatura ambiente	$M_{c,Rd}$	27.66	[Tm]
	γ_{M0}	1.00	
	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	2.12	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.5 Cálculo de momento resistente a pandeo por flexión

4.3.2.5.1 Resistencia a pandeo por flexión, a temperatura ambiente

TABLA 4.48 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga VT4.

Longitud horizontal de las curvas de pandeo lateral-torsional para perfiles laminados	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0.4	
Coefficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral-torsional para los perfiles laminados	β	0.75	
Altura de la viga	h	35.4	[cm]
Ancho de la viga	b	25.0	[cm]
Relación alto/ancho de la viga	$\frac{h}{b}$	1.42	
Curva de pandeo		c	
	α_{LT}	0.49	
Módulo de elasticidad del acero	E	210000	[N/mm ²]
Módulo de elasticidad transversal del acero	G	81000	[N/mm ²]
Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje débil	I_Z	3.13E+07	[mm ⁴]
Módulo de torsión	I_T	3.12E+05	[mm ⁴]
Módulo de alabeo	I_W	9.79E+11	[mm ⁶]
Longitud de pandeo lateral	L_c	1690	[mm]
Momento crítico	M_{cr}	4085397050	[N•mm]
Momento crítico	M_{cr}	416.59	[Tm]
Esbeltez adimensional	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.258	
	ϕ_{LT}	0.49	
Coefficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	χ_{LT}	1.080	
Momento flector resistente por pandeo lateral	$M_{b,Rd}$	29.86	[Tm]
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	27.66	[Tm]
Momento flector resistente de la sección	M_{Rd}	27.66	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.5.2 Resistencia a pandeo lateral en condiciones de incendio (Buckling resistance moment)

TABLA 4.49 Cálculo de momento resistente por pandeo en condiciones de incendio, para viga VT4.

Esbeltez adimensional en condiciones de incendio	$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	0.260	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	$k_{E,\theta}$	0.075	
Coeficiente de transferencia de calor	α	0.63	
	$\phi_{LT,\theta,com}$	0.62	
Coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	$\chi_{LT,fi}$	0.85	
Momento flector resistente por pandeo lateral en condiciones de incendio	$M_{b,fi,Rd}$	17697275.81	[N•mm]
	$M_{b,fi,Rd}$	1.80	[Tm]
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	2.12	[Tm]
Momento flector resistente de la sección en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	1.80	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.2.6 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio

TABLA 4.50 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga VT4.

Área de acero	A	79.80	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2530	[Kg/cm ²]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Resistencia del acero a elevada temperatura	$f_{y,\theta}$	193.96	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión	$T +$	15.48	[T]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona traccionada	y_T	17.70	[cm]
1/8 de la longitud		84.50	[cm]
La mitad de la distancia entre ejes de vigas		127.50	[cm]
La distancia al borde de La losa		127.50	[cm]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b_{eff}	84.50	[cm]
Factor de reducción para la resistencia del hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Resistencia del concreto a elevada temperatura	$f'_{c,\theta}$	21.63	[Kg/cm ²]
Espesor de la zona de compresión en la losa	h_u	8.47	[cm]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona comprimida	y_F	41.17	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	$M_{f_i,Rd}$	3.63	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.51 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio, viga VT4

Área de acero de refuerzo	A_r	9.24	[cm ²]
Resistencia de armadura de refuerzo	F_{ys}	4200.00	[Kg/cm ²]
Factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	k_{ys}	0.09	
Fuerza de tensión del acero de refuerzo	T_r	3.49	[T]
Fuerza de tensión del acero	T_a	5.99	[T]
Distancia desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero de refuerzo	h_v	3.00	[cm]
Distancia entre el eje neutro y el patín superior	h_t	1.50	[cm]
Distancia desde la cara superior de la viga al centro de gravedad de la zona en tensión	d_t	0.64	[cm]
Distancia desde la cara inferior de la viga al centro de gravedad de la zona en compresión	d_c	6.92	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la armadura de refuerzo y el centro de gravedad del área en compresión	d'	35.48	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero que trabaja a tensión y el centro de gravedad del área en compresión	d''	27.84	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	2.91	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3 EJEMPLO 3: VIGA V1

La capacidad de la viga V1 se determinará siguiendo el planteamiento de la sección 4.3.1.

La sección transversal de la viga V1 se presentó en la TABLA 4.19 y sus propiedades en la TABLA 4.20.

4.3.3.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.52 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga V1.

Valor de la carga permanente	G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	Q	2.00	[kN/m ²]
Coefficiente parcial de la acción permanente	γ_G	1.00	
Coefficiente parcial de la acción variable	γ_Q	1.50	
Coefficiente del valor de combinación de una acción variable	ψ_0	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	Ed	7.00	[kN/m ²]
Coefficiente del valor de combinación de una acción variable para condiciones de incendio	ψ_{fi}	0.50	
Factor de reducción para la carga de diseño en condiciones de incendio	η_{fi}	0.75	
Valor de cálculo del efecto de una acción en condiciones de incendio	$E_{d,fi}$	5.23	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	5.00	[m ²]
Carga repartida	q	0.67	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	M +	1.33	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.33	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.1.1 Momento solicitante

$$V = \frac{q \cdot L}{2} \quad (4.51)$$

$$V = \frac{0.67 \cdot 4.00}{2} = 1.33 [T]$$

$$M^+ = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (4.52)$$

$$M^+ = \frac{0.67 \cdot 4.00^2}{8} = 1.33 [Tm]$$

4.3.3.2 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

TABLA 4.53 Clasificación de sección para viga V1.

	ε	0.97	Temperatura ambiente
Altura del alma	c (alma)	19.00	
Espesor del alma	t (alma)	0.30	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	63.33	
Alma Clase 1			
Ancho medio de patín	c (patín)	5.00	
Espesor de patín	t (patín)	0.60	
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	8.33	
Patín Clase 1			Condiciones de incendio
	ε_{fi}	0.83	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	63.33	
Alma Clase 2			
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	8.33	
Patín Clase 3			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El análisis de la viga a temperatura ambiente considera una sección **Clase 1**, mientras que su análisis bajo condiciones de incendio se considera una sección **Clase 3**.

4.3.3.3 Cálculo de cortante

4.3.3.3.1 Cálculo de cortante, a temperatura ambiente

TABLA 4.54 Cálculo de cortante resistente para viga V1.

Altura del alma	h_w	19.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.30	[cm]
Área a cortante	A_v	570.00	[mm ²]
Cortante resistente	$V_{pl,Rd}$	81645.55	[N]
	$V_{pl,Rd}$	8.33	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.3.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.55 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga V1.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Cortante resistente calculado a temperatura ambiente	V_{Rd}	8.33	[T]
	γ_{M0}	1.00	
	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Cortante resistente bajo condiciones de incendio	$V_{fi,t,Rd}$	0.64	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.4 Cálculo de momento flector resistente

4.3.3.4.1 Momento flector resistente, a temperatura ambiente

TABLA 4.56 Cálculo de momento resistente para viga V1.

Módulo de sección elástico	W_{pl}	131120.30	[mm ³]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	γ_{M0}	1.00	
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	32530309.90	[N•mm]
	$M_{c,Rd}$	3.32	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.4.2 *Momento flector resistente, en condiciones de incendio*

TABLA 4.57 Cálculo de momento resistente en condiciones de incendio, para viga V1.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Momento flector resistente, a temperatura ambiente	$M_{c,Rd}$	3.32	[Tm]
	γ_{M0}	1.00	
	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	0.25	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.5 Cálculo de momento resistente a pandeo por flexión

4.3.3.5.1 Resistencia a pandeo por flexión, a temperatura ambiente

TABLA 4.58 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga V1.

Longitud horizontal de las curvas de pandeo lateral-torsional para perfiles laminados	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0.4	
Coefficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral-torsional para los perfiles laminados	β	0.75	
Altura de la viga	h	20.2	[cm]
Ancho de la viga	b	10.0	[cm]
Relación alto/ancho de la viga	$\frac{h}{b}$	2.02	
Curva de pandeo		d	
	α_{LT}	0.76	
Módulo de elasticidad del acero	E	210000	[N/mm ²]
Módulo de elasticidad transversal del acero	G	81000	[N/mm ²]
Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje débil	I_Z	1.00E+06	[mm ⁴]
Módulo de torsión	I_T	1.61E+04	[mm ⁴]
Módulo de alabeo	I_W	1.02E+10	[mm ⁶]
Longitud de pandeo lateral	L_c	4000	[mm]
Momento crítico	M_{cr}	18450746	[N•mm]
Momento crítico	M_{cr}	1.88	[Tm]
Esbeltez adimensional	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.640	
	ϕ_{LT}	0.74	
Coefficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	χ_{LT}	0.805	
Momento flector resistente por pandeo lateral	$M_{b,Rd}$	2.95	[Tm]
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	3.66	[Tm]
Momento flector resistente de la sección	M_{Rd}	2.95	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.5.2 Resistencia a pandeo lateral en condiciones de incendio (Buckling resistance moment)

TABLA 4.59 Cálculo de momento resistente por pandeo en condiciones de incendio, para viga V1.

Esbeltez adimensional en condiciones de incendio	$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	0.647	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	$k_{E,\theta}$	0.075	
Coeficiente de transferencia de calor	α	0.63	
	$\phi_{LT,\theta,com}$	0.91	
Coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	$\chi_{LT,fi}$	0.64	
Momento flector resistente por pandeo lateral en condiciones de incendio	$M_{b,fi,Rd}$	1599640.84	[N•mm]
	$M_{b,fi,Rd}$	0.16	[Tm]
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	0.25	[Tm]
Momento flector resistente de la sección en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.16	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.3.6 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio

TABLA 4.60 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga V1.

Área de acero	A	17.70	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2530	[Kg/cm ²]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Resistencia del acero a elevada temperatura	$f_{y,\theta}$	193.96	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión	$T +$	3.43	[T]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona traccionada	y_T	10.10	[cm]
1/8 de la longitud		50.00	[cm]
La mitad de la distancia entre ejes de vigas		127.50	[cm]
La distancia al borde de La losa		127.50	[cm]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b_{eff}	50.00	[cm]
Factor de reducción para la resistencia del hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Resistencia del concreto a elevada temperatura	$f'_{c,\theta}$	21.63	[Kg/cm ²]
Espesor de la zona de compresión en la losa	h_u	3.17	[cm]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona comprimida	y_F	28.61	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.64	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4 EJEMPLO 4: VIGA V4

La capacidad de la viga V4 se determinará siguiendo el planteamiento de la sección 4.3.1.

La sección transversal de la viga V4 se presentó en la TABLA 4.6 y sus propiedades en la TABLA 4.7.

4.3.4.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.61 Carga de diseño según EUROCÓDIGO para viga V4.

Valor de la carga permanente	G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_G	1.00	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_Q	1.50	
Coeficiente del valor de combinación de una acción variable	ψ_0	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	Ed	7.00	[kN/m ²]
Coeficiente del valor de combinación de una acción variable para condiciones de incendio	ψ_{fi}	0.50	
Factor de reducción para la carga de diseño en condiciones de incendio	η_{fi}	0.75	
Valor de cálculo del efecto de una acción en condiciones de incendio	$E_{d,fi}$	5.23	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	7.15	[m ²]
Carga repartida	q	0.69	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	M +	2.62	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.91	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4.2 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

TABLA 4.62 Clasificación de sección para viga V4.

	ε	0.97	Temperatura ambiente
Altura del alma	c (alma)	24.00	
Espesor del alma	t (alma)	0.30	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	80.00	
Alma Clase 2			
Ancho medio de patín	c (patín)	6.00	
Espesor de patín	t (patín)	0.80	
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	7.50	
Patín Clase 1			Condiciones de incendio
	ε_{fi}	0.83	
Relación alto/espesor del alma	c/t (alma)	80.00	
Alma Clase 3			
Relación ancho/espesor del patín	c/t (patín)	7.50	
Patín Clase 2			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El análisis de la viga a temperatura ambiente considera una sección **Clase 1**, mientras que su análisis bajo condiciones de incendio se considera una sección **Clase 3**.

4.3.4.3 Cálculo de cortante

4.3.4.3.1 Cálculo de cortante, a temperatura ambiente

TABLA 4.63 Cálculo de cortante resistente para viga V4.

Altura del alma	h_w	24.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.30	[cm]
Área a cortante	A_v	720.00	[mm ²]
Cortante resistente	$V_{pl,Rd}$	103131.22	[N]
	$V_{pl,Rd}$	10.52	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4.3.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.64 Cálculo de cortante resistente en condiciones de incendio, para viga V4.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Cortante resistente calculado a temperatura ambiente	V_{Rd}	10.52	[T]
	γ_{M0}	1.00	
	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Cortante resistente bajo condiciones de incendio	$V_{fi,t,Rd}$	0.81	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4.4 Cálculo de momento flector resistente

4.3.4.4.1 Momento flector resistente, a temperatura ambiente

TABLA 4.65 Cálculo de momento resistente para viga V4.

Módulo de sección elástico	W_{pl}	281280.00	[mm ³]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	γ_{M0}	1.00	
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	69784204.10	[N*mm]
	$M_{c,Rd}$	7.12	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De acuerdo con la clase de la sección se determinará el momento flector resistente utilizando las ecuaciones (3.11), (3.12) y (3.13), en este caso se empleará únicamente la ecuación (3.11) por tratarse de una sección Clase 1.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.11)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{131120.30 \cdot 248.1}{1.00} = 32530309.90 [N \cdot mm]$$

$$M_{c,Rd} = 3.32 [Tm]$$

4.3.4.4.2 Momento flector resistente, bajo condiciones de incendio

TABLA 4.66 Cálculo de momento resistente, bajo condiciones de incendio, para viga V4.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Momento flector resistente, a temperatura ambiente	$M_{c,Rd}$	6.52	[Tm]
	γ_{M0}	1.00	
	$\gamma_{M,fi}$	1.00	
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	0.50	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4.5 Cálculo de momento flector resistente a pandeo por flexión

4.3.4.5.1 Resistencia a pandeo por flexión, bajo condiciones normales

TABLA 4.67 Cálculo de momento resistente por pandeo, para la viga V4.

Longitud horizontal de las curvas de pandeo lateral-torsional para perfiles laminados	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0.4	
Coefficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral-torsional para los perfiles laminados	β	0.75	
Altura de la viga	h	25.6	[cm]
Ancho de la viga	b	12.0	[cm]
Relación alto/ancho de la viga	$\frac{h}{b}$	2.13	
Curva de pandeo		d	
	α_{LT}	0.76	
Módulo de elasticidad del acero	E	210000	[N/mm ²]
Módulo de elasticidad transversal del acero	G	81000	[N/mm ²]
Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje débil	I_Z	2.30E+06	[mm ⁴]
Módulo de torsión	I_T	4.31E+04	[mm ⁴]
Módulo de alabeo	I_W	3.78E+10	[mm ⁶]
Longitud de pandeo lateral	L_c	5500	[mm]
Momento crítico	M_{cr}	30983541	[N*mm]
Momento crítico	M_{cr}	3.16	[Tm]
Esbeltez adimensional	$\bar{\lambda}_{LT}$	0.682	
	ϕ_{LT}	0.78	
Coefficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	χ_{LT}	0.773	
Momento flector resistente por pandeo lateral	$M_{b,Rd}$	5.50	[Tm]
Momento flector resistente	$M_{c,Rd}$	7.12	[Tm]
Momento flector resistente de la sección	M_{Rd}	5.50	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4.5.2 Resistencia a pandeo por flexión, bajo condiciones de incendio (Buckling resistance moment)

TABLA 4.68 Cálculo de momento resistente por pandeo en condiciones de incendio, para viga V4.

Esbeltez adimensional en condiciones de incendio	$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	0.690	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	$k_{y,\theta}$	0.077	
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	$k_{E,\theta}$	0.075	
Coeficiente de transferencia de calor	α	0.63	
	$\phi_{LT,\theta,com}$	0.96	
Coeficiente de reducción para pandeo lateral-torsional	$\chi_{LT,fi}$	0.62	
Momento flector resistente por pandeo lateral en condiciones de incendio	$M_{b,fi,Rd}$	3029262.93	[N*mm]
	$M_{b,fi,Rd}$	0.31	[Tm]
Momento flector resistente en condiciones de incendio	$M_{fi,t,Rd}$	0.50	[Tm]
Momento flector resistente de la sección en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.31	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.3.4.6 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio

TABLA 4.69 Cálculo de momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, viga V4.

Área de acero	A	26.40	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2530	[Kg/cm ²]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Resistencia del acero a elevada temperatura	$f_{y,\theta}$	193.96	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión	$T +$	5.12	[T]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona traccionada	y_T	12.80	[cm]
1/8 de la longitud		68.75	[cm]
La mitad de la distancia entre ejes de vigas		127.50	[cm]
La distancia al borde de La losa		127.50	[cm]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b_{eff}	68.75	[cm]
Factor de reducción para la resistencia del hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Resistencia del concreto a elevada temperatura	$f'_{c,\theta}$	21.63	[Kg/cm ²]
Espesor de la zona de compresión en la losa	h_u	3.44	[cm]
Distancia entre la parte inferior de la viga y el centro geométrico de la zona comprimida	y_F	33.88	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	1.08	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4 COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN CÓDIGO DE BRASIL

La temperatura de diseño y sus coeficientes se presentaron en la TABLA 3.7.

4.4.1 EJEMPLO 1: VIGA VT1

La sección transversal de la viga VT1 se presentó en la TABLA 4.9 y sus propiedades en la TABLA 4.10.

4.4.1.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.70 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga VT1.

Valor de la carga permanente	F_G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	F_Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_g	1.25	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_q	1.50	
Valor de cálculo del efecto de una acción	ψ_0	0.30	
Valor de cálculo del efecto de una acción bajo condiciones de incendio	$F_{d,fi}$	6.30	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	18.88	[m ²]
Carga repartida	q	1.90	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	3.24	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	6.47	[Tm]
Cortante solicitante	V	6.07	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La combinación de carga para condiciones de incendio se determina con la ecuación (3.33):

$$F_{d,fi} = \gamma_g \cdot F_G + \psi_0 \cdot \gamma_q \cdot F_Q \quad (3.33)$$

$$F_{d,fi} = 1.20 \cdot 4.90 + 0.30 \cdot 0.70 \cdot 2.00 = 6.30 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Cálculo de momento solicitante positivo:

$$M^+ = \frac{q \cdot L^2}{24} \quad (4.49)$$

$$M^+ = \frac{1.90 \cdot 6.40^2}{24} = 3.24 [Tm]$$

Cálculo de momento solicitante negativo:

$$M^- = \frac{q \cdot L^2}{12} \quad (4.50)$$

$$M^- = \frac{1.90 \cdot 6.40^2}{12} = 6.47 [Tm]$$

Cálculo de cortante solicitante:

$$V = \frac{q \cdot L}{2} \quad (4.51)$$

$$V = \frac{1.90 \cdot 6.40}{2} = 6.07 [T]$$

4.4.1.2 Pandeo lateral-torsional (FLT)

4.4.1.2.1 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones normales

Para verificar el pandeo lateral-torsional la sección se clasifica de acuerdo con las ecuaciones (3.34), (3.35) y (3.36).

TABLA 4.71 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga VT1.

Longitud no arriostrada de la viga	L_b	160.00	[cm]
Radio de giro de la sección en relación al eje principal perpendicular al eje de flexión.	r	33.31	[mm]
	λ	48.04	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	49.97	
Módulo de sección elástico	W	31575.64	[mm ³]
Constante de torsión de la sección transversal	J	129024.00	[mm ⁴]
	β_1	0.000	
Inercia con respecto al eje que pasa a través del plano central del alma	I	6.57E+06	[mm ⁴]
Altura de la sección de la viga	d	416.00	[mm]
Espesor patín	t_f	8.00	[mm]
Constante de pandeo de la sección transversal	C_w	2.73E+11	[mm ⁶]
	λ_r	1979.50	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

$$\lambda = \frac{L_b}{r} \quad (3.34)$$

$$\lambda = \frac{160}{33.31} = 48.04$$

Cálculo de λ_p :

$$\lambda_p = 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.35)$$

$$\lambda_p = 1.76 \cdot \sqrt{\frac{210000}{248.1}} = 49.97$$

Cálculo de coeficiente β_1 :

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W}{E \cdot J} \quad (3.37)$$

$$\beta_1 = \frac{(248.10 - 74.43) \cdot 749407.18}{200000.00 \cdot 129024.00} = 0.005$$

Cálculo de la constante de pandeo de la sección transversal C_w :

$$C_w = \frac{I \cdot (d - tf)^2}{4} \quad (3.38)$$

$$C_w = \frac{6.57 \cdot 10^6 \cdot (416 - 8)^2}{4} = 2.73 \cdot 10^{11} [mm^6]$$

Cálculo de λ_r :

$$\lambda_r = \frac{1.38 \cdot \sqrt{I \cdot J}}{r \cdot J \cdot \beta_1} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I}}} \quad (3.36)$$

$$\lambda_r = \frac{1.38 \cdot \sqrt{6.57 \cdot 10^6 \cdot 129024}}{33.31 \cdot 129024 \cdot 0.005} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 2.73 \cdot 10^{11} \cdot 0.005^2}{6.57 \cdot 10^6}}} = 1979.50$$

λ	9.86
λ_p	49.97
λ_r	1978.50
Sección compacta	

4.4.1.2.2 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones de incendio

TABLA 4.72 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	22.13	[Tm]
Momento resistente por FLT en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	1.70	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La clasificación de la sección se mantiene para el análisis en condiciones de incendio. En este ejemplo la sección es compacta y la ecuación que se emplea es la (3.41):

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (3.41)$$

$$M_{fi,Rd} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.077 \cdot 874.88 \cdot 10^3 \cdot 248.10 = 16640767 [N \cdot mm]$$

$$M_{fi,Rd} = 1.70 [Tm]$$

4.4.1.3 Pandeo local del patín comprimido (FLM)

4.4.1.3.1 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones normales

TABLA 4.73 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga VT1.

Ancho patín	bf	17.00	[cm]
Espesor patín	tf	0.80	[cm]
	λ	10.63	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	10.79	
Altura del alma	hw	400.00	[mm]
Espesor del alma	tw	8.00	[mm]
	kc	0.57	
	λ_r	24.25	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La sección se clasifica con las ecuaciones (3.44), (3.45) y (3.46).

$$\lambda = \frac{bf/2}{tf} \quad (3.44)$$

$$\lambda = \frac{17/2}{0.8} = 10.63$$

Cálculo de λ_p :

$$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.45)$$

$$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{248.1}} = 10.79$$

Cálculo del coeficiente k_c :

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad (3.47)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{40}{0.8}}} = 0.57$$

Cálculo de λ_r :

$$\lambda_r = 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} \quad (3.46)$$

$$\lambda_r = 0.95 \cdot \sqrt{\frac{200000}{(248.1 - 74.43)/0.57}} = 24.25$$

λ	10.63
λ_p	10.79
λ_r	24.25
Sección compacta	

$$\lambda < \lambda_p$$

4.4.1.3.2 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones de incendio

TABLA 4.74 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	22.13	[Tm]
Momento resistente por FLM en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	1.70	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La sección es compacta y su momento resistente se determina con la expresión (3.41):

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (3.41)$$

$$M_{fi,Rd} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.077 \cdot 874.88 \cdot 10^3 \cdot 248.10 = 16640767 \text{ [N} \cdot \text{mm]}$$

$$M_{fi,Rd} = 1.70 \text{ [Tm]}$$

4.4.1.4 Pandeo local del alma (FLA)

4.4.1.4.1 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones normales

TABLA 4.75 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga VT1.

Altura del alma	h_w	400.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	8.00	[mm]
	λ	50.00	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	106.76	
	λ_r	161.84	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Para verificar el estado de pandeo local del alma (FLA) se clasifica la sección de acuerdo con los parámetros de las ecuaciones (3.51), (3.52) y (3.53).

$$\lambda = \frac{hw}{tw} \quad (3.51)$$

$$\lambda = \frac{40}{8} = 50$$

Cálculo de λ_p :

$$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.52)$$

$$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{248.1}} = 106.76$$

Cálculo de λ_r :

$$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.53)$$

$$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{\frac{200000}{248.1}} = 161.84$$

$$\lambda < \lambda_p$$

λ	50.00
λ_p	106.76
λ_r	161.84
Sección compacta	

4.4.1.4.2 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones de incendio

TABLA 4.76 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	22.13	[Tm]
Momento resistente por FLA en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	1.70	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La sección es compacta y su capacidad resistente en condiciones de incendio se determina con la ecuación (3.41):

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (3.41)$$

$$M_{fi,Rd} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.077 \cdot 874.88 \cdot 10^3 \cdot 248.1 = 16640767 [N \cdot mm]$$

$$M_{fi,Rd} = 1.70 [Tm]$$

4.4.1.5 Cálculo de cortante

4.4.1.5.1 Cortante en condiciones normales

TABLA 4.77 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga VT1, para cálculo de cortante.

Altura del alma	hw	400.00	[mm]
Espesor del alma	tw	8.00	[mm]
	λ	50.00	
Separación de rigidizadores	a	160.00	[cm]
	a/hw	4.00	
	kv	5.00	
	λ_p	69.84	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	fy	248.10	[N/mm ²]
	λ_r	86.98	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La verificación para cortante se realiza clasificando la sección según las ecuaciones (3.51), (3.55) y (3.56).

$$\lambda = \frac{hw}{tw} \quad (3.51)$$

$$\lambda = \frac{40}{8} = 50$$

Cálculo del coeficiente de pandeo por corte del alma kv . Si se cumple la relación (3.57), $kv = 5$

$$\frac{a}{hw} > 3 \quad (3.57)$$

$$\frac{a}{hw} = \frac{160}{40} = 4.00 \quad kv = 5.00$$

Cálculo λ_p :

$$\lambda_p = 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (3.55)$$

$$\lambda_p = 1.10 \cdot \sqrt{\frac{5.00 \cdot 200000}{248.1}} = 69.84$$

Cálculo λ_r :

$$\lambda_r = 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (3.56)$$

$$\lambda_r = 1.37 \cdot \sqrt{\frac{5.00 \cdot 200000}{248.1}} = 86.98$$

$$\lambda < \lambda_p$$

λ	50.00
λ_p	69.84
λ_r	86.98
Sección compacta	

Se trabajará con una sección compacta para el cálculo de su capacidad a corte.

TABLA 4.78 Cálculo de capacidad a corte para viga VT1.

Altura de la viga	h	416.00	[mm]
Espesor del alma	tw	8.00	[mm]
Área a cortante	A_v	3328.00	[mm ²]
Cortante plástico	V_{pl}	495396.40	[N]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cálculo de área resistente a corte A_w :

$$A_w = h \cdot t_w \quad (3.63)$$

$$A_w = 416.00 \cdot 8.00 = 3328 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Cálculo de cortante plástico V_{pl} :

$$V_{pl} = 0.60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (3.62)$$

$$V_{pl} = 0.60 \cdot 3328 \cdot 248.1 = 4.95 \cdot 10^5 \text{ [N]}$$

$$V_{pl} = 50.52 \text{ [T]}$$

4.4.1.5.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.79 Cálculo de capacidad a corte para viga VT1 bajo condiciones de incendio.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Cortante plástico	V_{pl}	495396.40	[N]
Cortante resistente en condiciones de incendio	$V_{fi,Rd}$	3.87	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El cortante resistente para secciones compactas en condiciones de incendio se determina con la ecuación (3.59).

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{pl} \quad (3.59)$$

$$V_{fi,Rd} = 0.077 \cdot 50.52 = 3.87 \text{ [T]}$$

4.4.1.6 Diseño de sección compuesta en condiciones de incendio

TABLA 4.80 Clasificación de sección compuesta, para viga VT1.

Altura del alma	hw	400.00	[mm]
Espesor del alma	tw	8.00	[mm]
	hw/tw	50.00	
	$3.76\sqrt{E/fy}$	106.76	
Sección compacta			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

$$\frac{hw}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.65)$$

$$\frac{400}{8} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$50 \leq 106.76$$

Por lo tanto, se trabaja con una sección compacta.

TABLA 4.81 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga VT1, bajo condiciones de incendio.

Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	80.00	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	$C_{fi,d}$	14.71	[T]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Área de acero	A	59.20	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2529.87	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	$T_{fi,d}$	11.48	[T]
Eje neutro en losa			
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	7.81	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	$C_{fi,d}$	11.48	[T]
Coeficiente utilizado en el diseño a temperatura ambiente	β_a	1.00	
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	$M_{Rd,fi}$	3.09	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cálculo de la fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio, considerando que toda la losa se encuentra a compresión, es decir $a=t_c$.

$$C_{fi,d} = 0.85 \cdot k_c \cdot f_{ckn} \cdot b \cdot a \quad (3.66)$$

$$C_{fi,d} = 0.85 \cdot 0.10 \cdot 210 \cdot 80 \cdot 10 = 14.71 [T]$$

Cálculo de la fuerza de tensión del acero, bajo condiciones de incendio

$$(A \cdot f_y)_{fi} = [k_{y,\theta 1} \cdot (bf \cdot tf + hw \cdot tw) + k_{y,\theta 2} \cdot (bf \cdot tf)] f_y \quad (3.68)$$

$$(A \cdot f_y)_{fi} = 0.077 \cdot [(17 \cdot 0.8 + 40 \cdot 0.8) + (17 \cdot 0.8)] 2530$$

$$T_{fi,d} = (A \cdot f_y)_{fi} \quad (3.67)$$

$$T_{fi,d} = 59.20 \cdot 2530 \cdot 0.077 = 11.48 [T]$$

Debido a que la fuerza de compresión es mayor que la fuerza de tensión se procede a calcular el espesor de la región comprimida de la losa de hormigón.

$$C_{fi,d} = T_{fi,d} \quad (3.69)$$

Despejando a :

$$a = \frac{(A \cdot f_y)_{fi}}{0.85 \cdot k_c \cdot f_{ckn} \cdot b} \leq tc \quad (3.70)$$

$$a = \frac{11.48}{0.85 \cdot 0.10 \cdot 210 \cdot 80} = 7.81 [cm]$$

Cálculo de momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio:

$$\begin{aligned} M_{Rd,fi} = \beta_a k_y f_y \left[(b_f t_f) \left(d + h_F + tc - \frac{t_f + a}{2} \right) \right. \\ \left. + (h_w t_w) \left(t_f + h_F + tc + \frac{h_w - a}{2} \right) \right] \\ + k_y f_y (b_f t_f) \left(h_F + tc + \frac{t_f - a}{2} \right) \end{aligned} \quad (3.71)$$

$$M_{Rd,fi} = 1.00 \cdot 0.077$$

$$\begin{aligned} & \cdot 2530 \left[(17 \cdot 0.8) \left(41.6 + 10.00 - \frac{0.8 + 7.10}{2} \right) \right. \\ & \left. + (40 \cdot 0.8) \left(0.8 + 10.00 + \frac{40.00 - 7.10}{2} \right) \right] + 0.077 \cdot 2530 \cdot (17 \\ & \cdot 0.8) \left(10.00 + \frac{0.8 - 7.10}{2} \right) \end{aligned}$$

$$M_{Rd,fi} = 3.09 [Tm]$$

TABLA 4.82 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, viga VT1, bajo condiciones de incendio.

Área de acero de refuerzo	A_r	9.24	[cm ²]
Resistencia de armadura de refuerzo	F_{ys}	4200.00	[Kg/cm ²]
Factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	k_{ys}	0.09	
Fuerza de tensión del acero de refuerzo	T_r	3.49	[T]
Fuerza de tensión del acero	T_a	4.00	[T]
Distancia desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero de refuerzo	h_v	3.00	[cm]
Distancia entre el eje neutro y el patín superior	h_t	8.75	[cm]
Distancia desde la cara superior de la viga hasta el centro de gravedad de la zona en tensión	d_t	2.02	[cm]
Distancia desde la cara inferior de la viga hasta el centro de gravedad de la zona en compresión	d_c	10.78	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la armadura de refuerzo y el centro de gravedad del área en compresión	d'	37.82	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero que trabaja a tensión y el centro de gravedad del área en compresión	d''	28.80	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	2.47	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2 EJEMPLO 2: VIGA VT4

La sección transversal de la viga se presentó en la TABLA 4.13 y sus propiedades en la TABLA 4.14.

4.4.2.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.83 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga VT4.

Valor de la carga permanente	F_G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	F_Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_g	1.20	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_q	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	ψ_0	0.30	
Valor de cálculo del efecto de una acción bajo condiciones de incendio	F_{dfi}	6.30	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	36.50	[m ²]
Carga repartida	q	3.47	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	6.61	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	13.22	[Tm]
Cortante solicitante	V	11.73	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2.2 Pandeo lateral-torsional (FLT)

4.4.2.2.1 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones normales

Para verificar el pandeo lateral-torsional la sección se clasifica de acuerdo con las ecuaciones (3.34), (3.35) y (3.36).

TABLA 4.84 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga VT4.

Longitud no arriostrada de la viga	L_b	169.00	[cm]
Radio de giro de la sección en relación al eje principal perpendicular al eje de flexión.	r	62.58	[mm]
	λ	27.00	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	49.97	
Módulo de sección elástico	W	1.77E+05	[mm ³]
Constante de torsión de la sección transversal	J	313488.00	[mm ⁴]
	β_1	0.000	
Inercia con respecto al eje que pasa a través del plano central del alma	I	3.13E+07	[mm ⁴]
Altura de la sección de la viga	d	354.00	[mm]
Espesor patín	t_f	12.00	[mm]
Constante de pandeo de la sección transversal	C_w	9.14E+11	[mm ⁶]
	λ_r	650.81	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	27.00
λ_p	49.97
λ_r	650.81
Sección compacta	

4.4.2.2 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones de incendio

TABLA 4.85 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	30.09	[Tm]
Momento resistente por FLT en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	2.31	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2.3 Pandeo local del patín comprimido (FLM)

4.4.2.3.1 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones normales

TABLA 4.86 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga VT4.

Ancho patín	bf	25.00	[cm]
Espesor patín	tf	1.20	[cm]
	λ	10.42	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	10.79	
Altura del alma	hw	330.00	[mm]
Espesor del alma	tw	6.00	[mm]
	kc	0.54	
	λ_r	23.68	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	10.42
λ_p	10.79
λ_r	23.68
Sección compacta	

4.4.2.3.2 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones de incendio

TABLA 4.87 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	30.09	[Tm]
Momento resistente por FLM en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	2.31	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2.4 Pandeo local del alma (FLA)

4.4.2.4.1 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones normales

TABLA 4.88 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga VT4.

Altura del alma	h_w	330.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	6.00	[mm]
	λ	55.00	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	106.76	
	λ_r	161.84	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	55.00
λ_p	106.76
λ_r	161.84
Sección compacta	

4.4.2.4.2 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones de incendio

TABLA 4.89 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	30.09	[Tm]
Momento resistente por FLA en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	2.31	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2.5 Cálculo de cortante

4.4.2.5.1 Cortante en condiciones normales

TABLA 4.90 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga VT4, para cálculo de cortante.

Altura del alma	h_w	330.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	6.00	[mm]
	λ	55.00	
Separación de rigidizadores	a	169.00	[cm]
	a/h_w	5.12	
	k_v	5.00	
	λ_p	69.84	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_r	86.98	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

$$\lambda < \lambda_p$$

λ	55.00
λ_p	69.84
λ_r	86.98
Sección compacta	

Se trabajará con una sección compacta para el cálculo de su capacidad a corte.

TABLA 4.91 Cálculo de capacidad a corte para viga VT4.

Altura de la viga	h	354.00	[mm]
Espesor del alma	tw	6.00	[mm]
Área a cortante	Av	2124.00	[mm ²]
Cortante plástico	V_{pl}	316172.46	[N]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2.5.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.92 Cálculo de capacidad a corte para viga VT4 bajo condiciones de incendio.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Cortante plástico	V_{pl}	316172.46	[N]
Cortante resistente en condiciones de incendio	$V_{fi,Rd}$	2.47	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.2.6 Diseño de sección compuesta en condiciones de incendio

TABLA 4.93 Clasificación de sección compuesta, para viga VT4

Altura del alma	hw	330.00	[mm]
Espesor del alma	tw	6.00	[mm]
	hw/tw	55.00	
	$3.76\text{raiz}(E/fy)$	106.76	
Sección compacta			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.94 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga VT4.

Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón	kc	0.10	
Resistencia del concreto	$f'c$	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	84.50	[cm]
Espesor de losa de hormigón	tc	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	$C_{fi,d}$	15.54	[T]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	ky	0.077	
Área de acero	A	79.80	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2529.87	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	$T_{fi,d}$	15.48	[T]
Eje neutro en losa			
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	9.96	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fid}	15.48	[T]
Coeficiente utilizado en el diseño a temperatura ambiente	β_a	1.00	
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	M_{rdfi}	3.52	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.95 Cálculo de momento resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, viga VT4, bajo condiciones de incendio.

Área de acero de refuerzo	A_r	9.24	[cm ²]
Resistencia de armadura de refuerzo	F_{ys}	4200.00	[Kg/cm ²]
Factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	k_{ys}	0.09	
Fuerza de tensión del acero de refuerzo	T_r	3.49	[T]
Fuerza de tensión del acero	T_a	5.99	[T]
Distancia desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero de refuerzo	h_v	3.00	[cm]
Distancia entre el eje neutro y el patín superior	h_t	1.50	[cm]
Distancia desde la cara superior de la viga hasta el centro de gravedad de la zona en tensión	d_t	0.64	[cm]
Distancia desde la cara inferior de la viga hasta el centro de gravedad de la zona en compresión	d_c	6.92	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la armadura de refuerzo y el centro de gravedad del área en compresión	d'	35.48	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero que trabaja a tensión y el centro de gravedad del área en compresión	d''	27.84	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	2.91	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3 EJEMPLO 3: VIGA V1

La sección transversal de la viga V1 se presentó en la TABLA 4.19 y sus propiedades en la TABLA 4.20.

4.4.3.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.96 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga V1.

Valor de la carga permanente	F_G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	F_Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_g	1.20	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_q	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	ψ_0	0.30	
Valor de cálculo del efecto de una acción bajo condiciones de incendio	F_{dfi}	6.30	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	5.00	[m ²]
Carga repartida	q	0.80	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	1.61	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.61	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3.2 Pandeo lateral-torsional (FLT)

4.4.3.2.1 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones normales

Para verificar el pandeo lateral-torsional la sección se clasifica de acuerdo con las ecuaciones (3.34), (3.35) y (3.36).

TABLA 4.97 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga V1.

Longitud no arriostrada de la viga	L_b	400.00	[cm]
Radio de giro de la sección en relación al eje principal perpendicular al eje de flexión.	r	23.77	[mm]
	λ	168.25	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	49.97	
Módulo de sección elástico	W	9905.22	[mm ³]
Constante de torsión de la sección transversal	J	16218.00	[mm ⁴]
	β_1	0.00	
Inercia con respecto al eje que pasa a través del plano central del alma	I	1.00E+06	[mm ⁴]
Altura de la sección de la viga	d	202.00	[mm]
Espesor patín	t_f	6.00	[mm]
Constante de pandeo de la sección transversal	C_w	9.61E+09	[mm ⁶]
	λ_r	1226.55	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	168.25
λ_p	49.97
λ_r	1226.55
Sección compacta	

4.4.3.2 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones de incendio

TABLA 4.98 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga V1.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	3.66	[T*m]
Momento flector correspondiente al inicio de la fluencia	M_r	0.18	[T*m]
	λ	168.25	
	λ_p	49.97	
	λ_r	1226.55	
Momento resistente por FLT, bajo condiciones de incendio	$M_{rd_Flt_in}$	0.25	[T*m]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3.3 Pandeo local del patín comprimido (FLM)

4.4.3.3.1 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones normales

TABLA 4.99 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , según FLM, para clasificación de viga V1.

Ancho patín	b_f	10.00	[cm]
Espesor patín	t_f	0.60	[cm]
	λ	8.33	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	10.79	
Altura del alma	h_w	190.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	3.00	[mm]
	k_c	0.50	
	λ_r	22.86	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	8.33
λ_p	10.79
λ_r	22.86
Sección compacta	

4.4.3.3.2 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones de incendio

TABLA 4.100 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga V1.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	3.66	[Tm]
Momento resistente por FLM en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.28	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3.4 Pandeo local del alma (FLA)

4.4.3.4.1 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones normales

TABLA 4.101 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga V1.

Altura del alma	h_w	190.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	3.00	[mm]
	λ	63.33	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	106.76	
	λ_r	161.84	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	63.33
λ_p	106.76
λ_r	161.84
Sección compacta	

4.4.3.4.2 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones de incendio

TABLA 4.102 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga V1.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	3.66	[Tm]
Momento resistente por FLA en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.28	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3.5 Cálculo de cortante

4.4.3.5.1 Cortante en condiciones normales

TABLA 4.103 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga V1, para cálculo de cortante.

Altura del alma	h_w	190.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	3.00	[mm]
	λ	63.33	
Separación de rigidizadores	a	400.00	[cm]
	a/h_w	21.05	
	k_v	5.00	
	λ_p	69.84	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_r	86.98	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

$$\lambda < \lambda_p$$

λ	63.33
λ_p	69.84
λ_r	86.98
Sección compacta	

Se trabajará con una sección compacta para el cálculo de su capacidad a corte.

TABLA 4.104 Cálculo de capacidad a corte para viga V1.

Altura de la viga	h	202.00	[mm]
Espesor del alma	tw	3.00	[mm]
Área a cortante	A_v	606.00	[mm ²]
Cortante plástico	V_{pl}	90207.40	[N]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3.5.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.105 Cálculo de capacidad a corte para viga V1 bajo condiciones de incendio.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Cortante plástico	V_{pl}	90207.40	[N]
Cortante resistente en condiciones de incendio	$V_{fi,Rd}$	0.71	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.3.6 Diseño de sección compuesta en condiciones de incendio

TABLA 4.106 Clasificación de sección compuesta, para viga V1.

Altura del alma	hw	190.00	[mm]
Espesor del alma	tw	3.00	[mm]
	hw/tw	63.33	
	$3.76\sqrt{E/f_y}$	106.76	
Sección compacta			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.107 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga V1.

Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	50.00	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	$C_{fi,d}$	9.19	[T]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Área de acero	A	17.70	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2529.87	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	$T_{fi,d}$	3.43	[T]
Eje neutro en losa			
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	3.73	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fid}	3.43	[T]
Coeficiente utilizado en el diseño a temperatura ambiente	β_a	1.00	
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	M_{rdfi}	0.63	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.4 EJEMPLO 4: VIGA V4

La sección transversal de la viga V4 se presentó en la TABLA 4.6 y sus propiedades en la TABLA 4.7.

4.4.4.1 CARGAS DE DISEÑO

TABLA 4.108 Carga de diseño según NORMA BRASILEÑA, para viga V4.

Valor de la carga permanente	F_G	4.90	[kN/m ²]
Valor de la sobrecarga de uso	F_Q	2.00	[kN/m ²]
Coeficiente parcial de la acción permanente	γ_g	1.20	
Coeficiente parcial de la acción variable	γ_q	0.70	
Valor de cálculo del efecto de una acción	ψ_0	0.30	
Valor de cálculo del efecto de una acción bajo condiciones de incendio	F_{dfi}	6.30	[kN/m ²]
Área tributaria	A_t	7.15	[m ²]
Carga repartida	q	0.84	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	3.16	[Tm]
Cortante solicitante	V	2.30	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.4.2 Pandeo lateral-torsional (FLT)

4.4.4.2.1 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones normales

Para verificar el pandeo lateral-torsional la sección se clasifica de acuerdo con las ecuaciones (3.34), (3.35) y (3.36)

TABLA 4.109 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLT, para clasificación de viga V4.

Longitud no arriostrada de la viga	L_b	550.00	[cm]
Radio de giro de la sección en relación al eje principal perpendicular al eje de flexión.	r	29.55	[mm]
	λ	186.15	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	49.97	
Módulo de sección elástico	W	18004.22	[mm ³]
Constante de torsión de la sección transversal	J	43264.00	[mm ⁴]
	β_1	0.00	
Inercia con respecto al eje que pasa a través del plano central del alma	I	2.30E+06	[mm ⁴]
Altura de la sección de la viga	d	256.00	[mm]
Espesor patín	t_f	8.00	[mm]
Constante de pandeo de la sección transversal	C_w	3.54E+10	[mm ⁶]
	λ_r	1343.02	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	186.15
λ_p	49.97
λ_r	1343.02
Sección compacta	

4.4.4.2.2 Pandeo lateral-torsional (FLT) en condiciones de incendio

TABLA 4.110 Cálculo de momento resistente por FLT bajo condiciones de incendio, para viga V4.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	7.12	[Tm]
Momento resistente por FLT en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.49	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.4.3 Pandeo local del patín comprimido (FLM)

4.4.4.3.1 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones normales

TABLA 4.111 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLM, para clasificación de viga V4.

Ancho patín	bf	12.00	[cm]
Espesor patín	tf	0.80	[cm]
	λ	7.50	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	10.79	
Altura del alma	hw	240.00	[mm]
Espesor del alma	tw	3.00	[mm]
	kc	0.45	
	λ_r	21.56	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	7.50
λ_p	10.79
λ_r	21.56
Sección compacta	

4.4.4.3.2 Pandeo local del patín comprimido (FLM) en condiciones de incendio

TABLA 4.112 Cálculo de momento resistente por FLM bajo condiciones de incendio, para viga V4.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	7.12	[Tm]
Momento resistente por FLM en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.55	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.4.4 Pandeo local del alma (FLA)

4.4.4.4.1 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones normales

TABLA 4.113 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r según FLA, para clasificación de viga V4

Altura del alma	h_w	240.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	3.00	[mm]
	λ	80.00	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	f_y	248.10	[N/mm ²]
	λ_p	106.76	
	λ_r	161.84	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

λ	80.00
λ_p	106.76
λ_r	161.84
Sección compacta	

4.4.4.4.2 Pandeo local del alma (FLA) en condiciones de incendio

TABLA 4.114 Cálculo de momento resistente por FLA bajo condiciones de incendio, para viga V4.

Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección transversal. Para viga sin protección contra incendio	k_1	1.00	
Factor de corrección para distribución de temperatura no uniforme en sección longitudinal. Otros casos	k_2	1.00	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Momento flector de plastificación	M_{pl}	7.12	[Tm]
Momento resistente por FLA en condiciones de incendio	$M_{fi,Rd}$	0.55	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.4.5 Cálculo de cortante

4.4.4.5.1 Cortante en condiciones normales

TABLA 4.115 Cálculo de parámetro λ , λ_p y λ_r , para clasificación de viga V4, para cálculo de cortante.

Altura del alma	hw	240.00	[mm]
Espesor del alma	tw	3.00	[mm]
	λ	80.00	
Separación de rigidizadores	a	550.00	[cm]
	a/hw	22.92	
	kv	5.00	
	λ_p	69.84	
Módulo de elasticidad del acero	E	200000.00	[N/mm ²]
Resistencia del acero	fy	248.10	[N/mm ²]
	λ_r	86.98	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

$$\lambda > \lambda_p$$

λ	80.00
λ_p	69.84
λ_r	86.98
Sección semicompacta	

Se trabajará con una sección semi - compacta para el cálculo de su capacidad a corte.

TABLA 4.116 Cálculo de capacidad a corte para viga V4.

Altura de la viga	h	256.00	[mm]
Espesor del alma	tw	3.00	[mm]
Área a cortante	Av	768.00	[mm ²]
Cortante plástico	V_{pl}	114322.25	[N]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.4.4.5.2 Cálculo de cortante en condiciones de incendio

TABLA 4.117 Cálculo de capacidad a corte para viga V4 bajo condiciones de incendio.

Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Cortante plástico	V_{pl}	114322.25	[N]
Cortante resistente en condiciones de incendio	$V_{fi,Rd}$	0.78	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El cortante resistente para secciones semi - compactas en condiciones de incendio se determina con la ecuación (3.61).

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot 1.28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot V_{pl} \quad (4.53)$$

$$V_{fi,Rd} = 0.077 \cdot 1.28 \cdot \left(\frac{69.84}{80.00}\right)^2 \cdot 114322.25 = 0.78 [T]$$

4.4.4.6 Diseño de sección compuesta en condiciones de incendio

TABLA 4.118 Clasificación de sección compuesta, para viga V4.

Altura del alma	h_w	240.00	[mm]
Espesor del alma	t_w	3.00	[mm]
	h_w/t_w	80.00	
	$3.76\text{raiz}(E/f_y)$	106.76	
Sección compacta			

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.119 Cálculo de momento resistente de sección compuesta, viga V4.

Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.10	
Resistencia del concreto	f'_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	65.00	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	$C_{fi,d}$	11.95	[T]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.077	
Área de acero	A	26.40	[cm ²]
Resistencia del acero	f_y	2529.87	[Kg/cm ²]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	$T_{fi,d}$	5.12	[T]
Eje neutro en losa			
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	4.28	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fid}	5.12	[T]
Coeficiente utilizado en el diseño a temperatura ambiente	β_a	1.00	
Momento resistente de la sección compuesta en condiciones de incendio	M_{rdfi}	1.06	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5 COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN AISC

La temperatura de diseño es 840 [°C] y sus factores de reducción se presentan en la TABLA 4.120, obtenidos por interpolación de la TABLA 3.21.

TABLA 4.120 Factores de reducción de temperatura según AISC, para T=840 °C

Temperatura	T	840	[°C]
Factor de reducción (relativo a f_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	k_y	0.105	
Factor de reducción (relativo a f_y) para el límite proporcional	k_p	0.048	
Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad	k_E	0.086	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.1 EJEMPLO 1: VIGA VT1

La sección transversal de la viga VT1 se presentó en la TABLA 4.9 y sus propiedades en la TABLA 4.10.

4.5.1.1 Cargas de diseño

TABLA 4.121 Carga de diseño según AISC, para viga VT1.

Carga viva	D	500.00	[Kg/m ²]
Carga muera	L	200.00	[Kg/m ²]
Carga de diseño	C_u	550.00	[Kg/m ²]
Área tributaria	A_t	18.88	[m ²]
Carga repartida	q	1.62	[T/m]
Momento positivo requerido	$M +$	2.77	[Tm]
Momento negativo requerido	$M -$	5.54	[Tm]
Cortante requerido	V	5.19	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Para este caso no se tomará en cuenta la carga de nieve.

$$0.9D + 0.5L + 0.2S \quad (3.77)$$

$$C_u = 0.9 \cdot 500 + 0.5 \cdot 200 = 550 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Cálculo de momento solicitante positivo:

$$M^+ = \frac{q \cdot L^2}{24} \quad (4.49)$$

$$M^+ = \frac{1.62 \cdot 6.40^2}{24} = 2.77 \text{ [Tm]}$$

Cálculo de momento solicitante negativo:

$$M^- = \frac{q \cdot L^2}{12} \quad (4.50)$$

$$M^- = \frac{1.62 \cdot 6.40^2}{12} = 5.54 \text{ [Tm]}$$

Cálculo de cortante solicitante:

$$V = \frac{q \cdot L}{2} \quad (4.51)$$

$$V = \frac{1.62 \cdot 6.40}{2} = 5.19 [T]$$

4.5.1.2 Fluencia de la viga

TABLA 4.122 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Módulo de sección plástico con respecto a eje X	Z_x	874.88	[cm ³]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Momento plástico para la condición de incendio	$M_p(T)$	232128.47	[Kg·cm]
	$M_p(T)$	2.32	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El estado límite de fluencia se verifica con la expresión (3.78)

$$M_p(T) = Z_x \cdot F_y(T) \quad (3.78)$$

$$M_p(T) = 874.88 \cdot 265.33 = 2.32 [Tm]$$

4.5.1.3 Momento resistente por pandeo lateral – torsional (LTB)

TABLA 4.123 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

Tensión calculada para la condición de incendio	$FL(T)$	41.20	[Kg/cm ²]
Radio de giro efectivo	r_{ts}	4.23	[cm]
Distancia entre centroides de las alas	h_o	40.80	[cm]
Constante torsional	J_c	12.90	[cm ⁴]
Módulo de elasticidad del acero a altas temperaturas	$E(T)$	179550.00	[Kg/cm ²]
Módulo elástico de la sección con respecto al eje x	S_x	749.41	[cm ³]
Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico	$L_r(T)$	1219.90	[cm]
Longitud entre los puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida.	L_b	160.00	[cm]
	$Mr(T)$	30878.05	[Kg•cm]
Temperatura	T	840.00	[°C]
	cx	3.00	
Resistencia nominal a flexión para la condición de fuego	$M_n(T)$	1.63	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cálculo de $F_L(T)$:

$$F_L(T) = F_y(k_p - 0.3k_y) \quad (3.84)$$

$$F_L(T) = 2530 \cdot (0.048 - 0.3 \cdot .105) = 41.20 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Cálculo de la longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico $L_r(T)$:

$$L_r(T) = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left[\frac{F_L(T)}{E(T)}\right]^2}} \quad (3.82)$$

$$L_r(T) = 1.95 \cdot 4.23 \cdot \frac{179550}{41.20} \sqrt{\frac{12.90}{749.41 \cdot 40.80} + \sqrt{\left(\frac{12.90}{749.41 \cdot 40.80}\right)^2 + 6.76 \left[\frac{41.20}{179550}\right]^2}}$$

$$L_r(T) = 1291.90 \text{ [cm]}$$

Cuando $L_b \leq L_r(T)$, se utiliza la ecuación (3.79)

Cálculo de $M_r(T)$:

$$M_r(T) = Sx \cdot F_L(T) \quad (3.83)$$

$$M_r(T) = 749.41 \cdot 41.20 = 30878.05 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_r(T) = 0.31 \text{ [Tm]}$$

Cálculo de c_x :

$$c_x = 0.6 + \frac{T}{250} \leq 3.0 \quad (3.85)$$

$$c_x = 0.6 + \frac{840}{250}$$

$$c_x = 3.96 ; \text{no debe ser mayor que } 3$$

$$c_x = 3.0$$

Cálculo de resistencia nominal a flexión para la condición de fuego

$$M_n(T) = Cb \left[M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right] \quad (3.79)$$

$$M_n(T) = 1.00 \left[30878.05 + [2.32 - 30878.05] \left[1 - \frac{160.00}{1291.90} \right]^3 \right] = 1.63 \text{ [Tm]}$$

4.5.1.4 Resistencia de corte

TABLA 4.124 Cálculo de resistencia de corte para viga VT1, bajo condiciones de incendio.

Altura del alma	h_w	40.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.80	[cm]
Relación altura/espesor del ama	h_w/t_w	50.00	[cm ²]
Coefficiente de corte del alma	C_v	1	
Resistencia de corte	V_n	48.57	[T]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Resistencia de corte bajo condiciones de incendio	$V_{fi,n}$	5.09	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La resistencia de corte bajo condiciones de incendio se determina con la ecuación (3.87):

$$V_{fi,n} = 0.60 * F_y(T) * A_w * C_v \quad (3.87)$$

$$V_{fi,n} = 0.60 * 265.33 * 40.00 * 0.80 * 1.00 = 5.09[T]$$

4.5.1.5 Sección compuesta

TABLA 4.125 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga VT1.

Coefficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.14	
Resistencia del concreto a temperatura ambiente	f_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	80.00	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fi}	20363.28	[Kg]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	T_{fi}	15707.30	[Kg]
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	7.71	[cm]
Eje neutro en losa			
Brazo de palanca entre la fuerza de tensión del acero y la fuerza de compresión de la losa	d_1	26.94	[cm]
Momento resistente nominal bajo condiciones de incendio	$M_{n,fi}$	4.23	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cálculo de la fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio:

$$C_{fi} = 0.85 * k_c * f'_c * b * a \quad (3.88)$$

$$C_{fi} = 0.85 * 0.14 * 210.00 * 80.00 * 10.00 = 20363.28 [Kg]$$

Cálculo de la fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio:

$$T_{fi} = A * k_y * f_y \quad (3.89)$$

$$T_{fi} = 59.20 * 0.105 * 2530 = 15707.30 [Kg]$$

$$C_{fi} = T_{fi}$$

y despejando a :

$$a = \frac{A * k_y * f_y}{0.85 * k_c * f'_c * b} \leq t_c \quad (3.90)$$

$$a = \frac{59.20 * 0.105 * 2530}{0.85 * 0.14 * 210.00 * 80.00} = 7.71 \text{ [cm]}$$

Cálculo del momento resistente nominal bajo condiciones de incendio

$$M_{n,fi} = A * k_y * f_y * d_1 \quad (3.91)$$

$$M_{n,fi} = 59.20 * 0.105 * 2530 * 26.94 = 4.23 \text{ [Tm]}$$

TABLA 4.126 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para sección compuesta de viga VT1.

Área de acero de refuerzo	A_r	9.24	[cm ²]
Resistencia de armadura de refuerzo	F_{ys}	4200.00	[Kg/cm ²]
factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	k_{ys}	0.09	
Fuerza de tensión del acero de refuerzo, bajo condiciones de incendio	T_r	3.49	[T]
Fuerza de tensión del acero, bajo condiciones de incendio	T_a	6.11	[T]
Distancia desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero de refuerzo	h_v	3.00	[cm]
Profundidad de la zona del patín en tensión	t_{pt}	1.35	[cm]
Distancia desde la cara inferior de la viga hasta el centro de gravedad de la zona en compresión	d_c	33.60	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la armadura de refuerzo y el centro de gravedad del área en compresión	d'	40.60	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero que trabaja a tensión y el centro de gravedad del área en compresión	d''	32.93	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	3.43	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.2 EJEMPLO 2: VIGA VT4

La sección transversal de la viga se presentó en la TABLA 4.13 y sus propiedades en la TABLA 4.14.

4.5.2.1 Cargas de diseño

TABLA 4.127 Carga de diseño según AISC, para viga VT4.

Carga viva	D	500.00	[Kg/m ²]
Carga muera	L	200.00	[Kg/m ²]
Carga de diseño	C_u	550.00	[Kg/m ²]
Área tributaria	A_t	36.50	[m ²]
Carga repartida	q	2.97	[T/m]
Momento positivo requerido	$M +$	5.66	[Tm]
Momento negativo requerido	$M -$	11.31	[Tm]
Cortante requerido	V	10.04	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.2.2 Fluencia de la viga

TABLA 4.128 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

Módulo de sección plástico con respecto a eje X	Z_x	1189.35	[cm ³]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Momento plástico para la condición de incendio	$M_p(T)$	315565.56	[Kg•cm]
	$M_p(T)$	3.16	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.2.3 Momento resistente por pandeo lateral – torsional (LTB)

TABLA 4.129 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

Tensión calculada para la condición de incendio	$FL(T)$	41.20	[Kg/cm ²]
Radio de giro efectivo	r_{ts}	6.99	[cm]
Distancia entre centroides de las alas	h_o	34.20	[cm]
Constante torsional	J_c	31.35	[cm ⁴]
Módulo de elasticidad del acero a altas temperaturas	$E(T)$	179550.00	[Kg/cm ²]
Módulo elástico de la sección con respecto al eje x	S_x	1093.14	[cm ³]
Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico	$L_r(T)$	2567.81	[cm]
Longitud entre los puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida.	L_b	169.00	[cm]
	$M_r(T)$	45041.15	[Kg•cm]
Temperatura	T	840.00	[°C]
	c_x	3.00	
Resistencia nominal a flexión para la condición de fuego	$M_n(T)$	2.68	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.2.4 Resistencia de corte

TABLA 4.130 Cálculo de resistencia de corte para viga VT4, bajo condiciones de incendio.

Altura del alma	h_w	33.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.60	[cm]
Relación altura/espesor del ama	h_w/t_w	55.00	[cm ²]
Coeficiente de corte del alma	C_v	1	
Resistencia de corte	V_n	30.05	[T]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Resistencia de corte bajo condiciones de incendio	$V_{f_i, n}$	3.15	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.2.5 Sección compuesta

TABLA 4.131 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga VT4.

Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.14	
Resistencia del concreto a temperatura ambiente	f_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	84.50	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fi}	21508.71	[Kg]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	T_{fi}	21173.02	[Kg]
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	9.84	[cm]
Eje neutro en losa			
Brazo de palanca entre la fuerza de tensión del acero y la fuerza de compresión de la losa	d_1	22.78	[cm]
Momento resistente nominal bajo condiciones de incendio	$M_{n,fi}$	4.82	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 4.132 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para sección compuesta de viga VT4.

Área de acero de refuerzo	A_r	9.24	[cm ²]
Resistencia de armadura de refuerzo	F_{ys}	4200.00	[Kg/cm ²]
Factor de reducción para la resistencia del acero de refuerzo	k_{ys}	0.09	
Fuerza de tensión del acero de refuerzo, bajo condiciones de incendio	T_r	3.49	[T]
Fuerza de tensión del acero, bajo condiciones de incendio	T_a	8.84	[T]
Distancia desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero de refuerzo	h_v	3.00	[cm]
Profundidad de la zona del patín en tensión	t_{pt}	1.33	[cm]
Distancia desde la cara inferior de la viga hasta el centro de gravedad de la zona en compresión	d_c	29.91	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la armadura de refuerzo y el centro de gravedad del área en compresión	d'	36.91	[cm]
Distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero que trabaja a tensión y el centro de gravedad del área en compresión	d''	29.24	[cm]
Momento resistente de la sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	3.87	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.3 EJEMPLO 3: VIGA V1

La sección transversal de la viga V1 se presentó en la TABLA 4.19 y sus propiedades en la TABLA 4.20.

4.5.3.1 Cargas de diseño

TABLA 4.133 Carga de diseño según AISC, para viga V1.

Carga viva	D	500.00	[Kg/m ²]
Carga muera	L	200.00	[Kg/m ²]
Carga de diseño	C_u	550.00	[Kg/m ²]
Área tributaria	A_t	5.00	[m ²]
Carga repartida	q	0.69	[T/m]
Momento positivo requerido	$M +$	1.38	[Tm]
Cortante requerido	V	1.38	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.3.2 Fluencia de la viga

TABLA 4.134 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga V1.

Módulo de sección plástico con respecto a eje X	Z_x	144.68	[cm ³]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Momento plástico para la condición de incendio	$M_p(T)$	38386.05	[Kg•cm]
	$M_p(T)$	0.38	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.3.3 Momento resistente por pandeo lateral – torsional (LTB)

TABLA 4.135 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga V1.

Tensión calculada para la condición de incendio	$FL(T)$	41.20	[Kg/cm ²]
Radio de giro efectivo	r_{ts}	2.73	[cm]
Distancia entre centroides de las alas	h_o	19.60	[cm]
Constante torsional	J_c	1.62	[cm ⁴]
Módulo de elasticidad del acero a altas temperaturas	$E(T)$	179550.00	[Kg/cm ²]
Módulo elástico de la sección con respecto al eje x	S_x	131.12	[cm ³]
Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico	$L_r(T)$	899.78	[cm]
Longitud entre los puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida.	L_b	400.00	[cm]
	$M_r(T)$	5402.59	[Kg•cm]
Temperatura	T	840.00	[°C]
	c_x	3.00	
Resistencia nominal a flexión para la condición de fuego	$M_n(T)$	0.11	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.3.4 Resistencia de corte

TABLA 4.136 Cálculo de resistencia de corte para viga V1, bajo condiciones de incendio.

Altura del alma	h_w	19.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.30	[cm]
Relación altura/espesor del ama	h_w/t_w	63.33	[cm ²]
Coficiente de corte del alma	C_v	1	
Resistencia de corte	V_n	8.65	[T]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Resistencia de corte bajo condiciones de incendio	$V_{f_i,n}$	0.91	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.3.5 Sección compuesta

TABLA 4.137 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga V1.

Coefficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.14	
Resistencia del concreto a temperatura ambiente	f_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	50.00	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fi}	12727.05	[Kg]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	T_{fi}	4696.27	[Kg]
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	3.69	[cm]
Eje neutro en losa			
Brazo de palanca entre la fuerza de tensión del acero y la fuerza de compresión de la losa	d_1	18.26	[cm]
Momento resistente nominal bajo condiciones de incendio	$M_{n, fi}$	0.86	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.4 EJEMPLO 4: VIGA V4

La sección transversal de la viga V4 se presentó en la TABLA 4.6 y sus propiedades en la TABLA 4.7.

4.5.4.1 Cargas de diseño

TABLA 4.138 Carga de diseño según AISC, para viga V4.

Carga viva	D	500.00	[Kg/m ²]
Carga muera	L	200.00	[Kg/m ²]
Carga de diseño	C_u	550.00	[Kg/m ²]
Área tributaria	A_t	7.15	[m ²]
Carga repartida	q	0.72	[T/m]
Momento positivo requerido	$M +$	2.70	[Tm]
Cortante requerido	V	1.97	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.4.2 Fluencia de la viga

TABLA 4.139 Momento resistente por fluencia bajo condiciones de incendio, para viga V4.

Módulo de sección plástico con respecto a eje X	Z_x	281.28	[cm ³]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Momento plástico para la condición de incendio	$M_p(T)$	74630.92	[Kg·cm]
	$M_p(T)$	0.75	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.4.3 Momento resistente por pandeo lateral – torsional (LTB)

TABLA 4.140 Cálculo de momento resistente por pandeo lateral – torsional bajo condiciones de incendio, para viga V4.

Tensión calculada para la condición de incendio	$FL(T)$	41.20	[Kg/cm ²]
Radio de giro efectivo	r_{ts}	3.33	[cm]
Distancia entre centroides de las alas	h_o	24.80	[cm]
Constante torsional	J_c	4.33	[cm ⁴]
Módulo de elasticidad del acero a altas temperaturas	$E(T)$	179550.00	[Kg/cm ²]
Módulo elástico de la sección con respecto al eje x	S_x	257.72	[cm ³]
Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico	$L_r(T)$	1124.45	[cm]
Longitud entre los puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida.	L_b	550.00	[cm]
	$M_r(T)$	10618.92	[Kg•cm]
Temperatura	T	840.00	[°C]
	c_x	3.00	
Resistencia nominal a flexión para la condición de fuego	$M_n(T)$	0.19	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.4.4 Resistencia de corte

TABLA 4.141 Cálculo de resistencia de corte para viga V4, bajo condiciones de incendio.

Altura del alma	h_w	24.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.30	[cm]
Relación altura/espesor del ama	h_w/t_w	80.00	[cm ²]
Coficiente de corte del alma	C_v	0.89	
Resistencia de corte	V_n	9.68	[T]
Fluencia a altas temperaturas	$F_y(T)$	265.33	[Kg/cm ²]
Resistencia de corte bajo condiciones de incendio	$V_{fi,n}$	1.02	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

4.5.4.5 Sección compuesta

TABLA 4.142 Cálculo de momento resistente bajo condiciones de incendio, para sección compuesta de viga V4.

Coeficiente corrector de temperatura, para el hormigón	k_c	0.14	
Resistencia del concreto a temperatura ambiente	f_c	210.00	[Kg/cm ²]
Ancho efectivo de la losa de hormigón	b	68.75	[cm]
Espesor de losa de hormigón	t_c	10.00	[cm]
Fuerza de compresión de la losa de hormigón en condiciones de incendio	C_{fi}	17499.69	[Kg]
Fuerza de tensión del acero, en condiciones de incendio	T_{fi}	7004.61	[Kg]
Espesor de la región comprimida de la losa de hormigón	a	4.00	[cm]
Eje neutro en losa			
Brazo de palanca entre la fuerza de tensión del acero y la fuerza de compresión de la losa	d_1	20.80	[cm]
Momento resistente nominal bajo condiciones de incendio	$M_{n, fi}$	1.46	[Tm]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 RESULTADOS DE DISEÑO DE VIGAS EN CONDICIONES DE INCENDIO

En el capítulo 4 se realizó el diseño de vigas sometidas a flexión bajo condiciones de incendio, empleando las disposiciones del EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC y suponiendo 30 minutos de exposición a fuego estandarizado, que de acuerdo con la curva ISO 834 que se muestra en la FIGURA 2.1, le corresponde una temperatura de 840 [°C].

Se presentan los resultados obtenidos para cada viga evaluada con cada uno de los códigos mencionados y considerando diferentes temperaturas de exposición.

5.1.1 EJEMPLO 1: VIGA VT1

En las secciones 4.3.1, 4.4.1 y 4.5.1 se calculó la capacidad resistente de la viga VT1 bajo condiciones de incendio, cuyos resultados se presentan en esta sección.

Las cargas de diseño que cada norma considera y sus solicitaciones a corte y momento se resumen a continuación:

TABLA 5.1 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT1, según EUROCÓDIGO.

Longitud de viga	L	6.4	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	5.23	[kN/m ²]
Carga repartida	q	1.57	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	2.69	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	5.37	[Tm]
Cortante solicitante	V	5.04	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.2 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA.

Longitud de viga	L	6.4	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	6.30	[kN/m ²]
Carga repartida	q	1.90	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	3.24	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	6.47	[Tm]
Cortante solicitante	V	6.07	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.3 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT1, según AISC.

Longitud de viga	L	6.4	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	Cu	550.00	[Kg/m ²]
Carga repartida	q	1.62	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	2.77	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	5.54	[Tm]
Cortante solicitante	V	5.19	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La NORMA BRASILEÑA utiliza una mayor carga para el diseño de elementos sometidos a flexión bajo condiciones de incendio, en comparación con la carga que consideran las otras normativas. Esta diferencia se debe a que cada código toma distintos coeficientes de ponderación para calcular la carga de diseño, y en ningún caso consideran cargas diferentes a las gravitacionales.

5.1.1.1 Capacidad a corte, bajo condiciones de incendio

La capacidad a corte de la viga VT1 se presenta en la TABLA 5.4, evaluada entre 20 [°C] y 1100 [°C]. Su cálculo se desarrolló en los apartados 4.3.1.3, 4.4.1.5 y 4.5.1.4 .

TABLA 5.4 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

TEMPERATURA [°C]	Cortante resistente bajo condiciones de incendio, V_{fird} [T]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	46.74	50.52	48.57
100	46.74	50.52	48.57
200	46.74	50.52	48.57
300	46.74	50.52	48.57
400	46.74	50.52	48.57
500	36.46	39.40	36.92
600	21.97	23.74	23.32
700	10.75	11.62	12.14
800	5.14	5.56	5.83
840	3.58	3.87	5.09
900	2.80	3.03	2.91
1000	1.87	2.02	1.94
1100	0.93	1.01	0.97

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

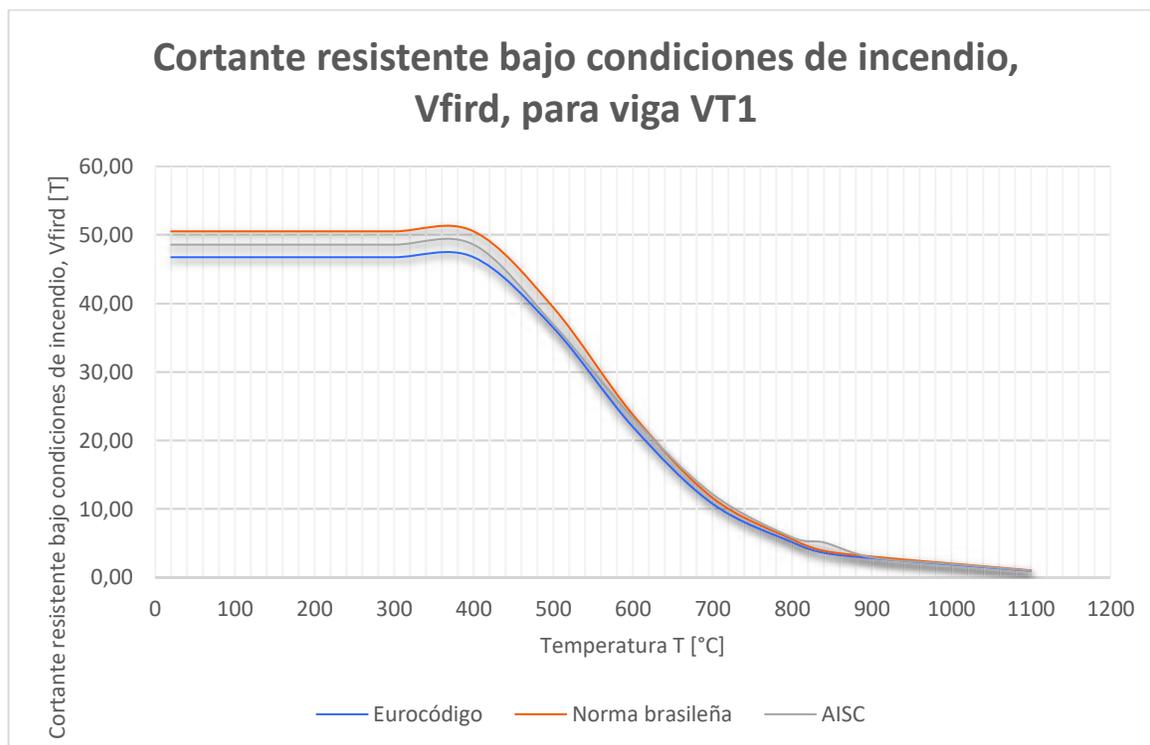
De los datos presentados en la TABLA 5.4 se ve que durante los primeros 6 minutos de incendio, que representa una temperatura de 600 [°C], la NORMA BRASILEÑA calcula la mayor capacidad resistente a corte, mientras que el EUROCÓDIGO brinda un diseño más conservador.

La capacidad resistente a corte se mantiene constante hasta que la viga alcanza una temperatura de 400[°C], misma que alcanza después de 1.5 [min] de incendio, es decir, tan pronto como se ha desarrollado el incendio, los elementos estructurales empiezan a perder capacidad resistente. Conforme llega a los 500 [°C] su capacidad disminuye en un 22% en el caso del EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA y 24% según AISC.

A los 30 minutos de incendio, la viga posee el 10% de su capacidad resistente inicial, después de una hora es el 6% y a las dos horas de incendio 4%.

Los datos de la TABLA 5.4 se muestran en la FIGURA 5.1, cuyas curvas representan la capacidad resistente a corte bajo condiciones de incendio calculado de acuerdo con las disposiciones de cada normativa estudiada.

FIGURA 5.1 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga VT1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Inicialmente la NORMA BRASILEÑA calcula la mayor capacidad a corte cuando la temperatura es menor a 400 [°C], sin embargo, superada esta temperatura y antes de alcanzar los 800 [°C], el AISC brinda una mayor capacidad resistente a corte. Después de los 800 [°C], el corte resistente tiende a cero. En todos los casos, el diseño empleando las disposiciones del EUROCÓDIGO se mantiene por debajo de las otras curvas correspondientes al AISC y NORMA BRASILEÑA.

La TABLA 5.5 muestra el porcentaje al que trabaja la viga con respecto al corte solicitante. Inicialmente trabaja al 11% y 12%, es decir que no ocupa ni una cuarta parte de su resistencia, sin embargo, conforme incrementa la temperatura, esta relación aumenta, lo que significa que cada vez la viga trabaja a un mayor porcentaje de su capacidad resistente. Antes de alcanzar los 800 [°C], de acuerdo

con las tres normativas analizadas, la viga no supera su capacidad resistente pues trabaja al 47%, 52% y 43% según EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC, respectivamente. Sin embargo, en cuanto sobrepasa los 900 [°C] la viga trabaja al doble de su capacidad resistente de acuerdo con los datos obtenidos del diseño según EUROCÓDIGO y AISC, mientras que según la NORMA BRASILEÑA trabaja al triple de su capacidad resistente a corte.

TABLA 5.5 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga VT1.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad a corte (V / V_{fird})		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	11%	12%	11%
100	11%	12%	11%
200	11%	12%	11%
300	11%	12%	11%
400	11%	12%	11%
500	14%	15%	14%
600	23%	26%	22%
700	47%	52%	43%
800	98%	109%	89%
840	141%	157%	102%
900	180%	200%	178%
1000	269%	300%	267%
1100	539%	601%	534%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

Según el diseño empleando el EUROCÓDIGO, la viga supera completamente su capacidad resistente cuando alcanza una temperatura de 840[°C], que corresponde a 30 minutos de exposición al fuego. Lo mismo sucede con el diseño basado en la NORMA BRASILEÑA, sin embargo, cuando se emplean las disposiciones del AISC la viga trabaja al 102% de su capacidad resistente.

Después de una hora de incendio, cuando la temperatura es de 945 [°C], la capacidad de la viga ha sido excedida en el doble y al alcanzar los 1100 [°C], la viga trabaja a más del 500% de su capacidad resistente a corte.

5.1.1.2 Momento resistente, bajo condiciones de incendio

El momento resistente calculado de acuerdo con las propiedades de la viga de acero, se presentan en la TABLA 5.6.

TABLA 5.6 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	14.65	22.13	20.11
100	14.65	22.13	19.32
200	14.43	22.13	17.53
300	14.16	22.13	17.24
400	13.84	22.13	16.20
500	10.97	17.26	12.41
600	6.43	10.40	7.59
700	3.05	5.09	4.48
800	1.56	2.43	2.17
840	1.12	1.70	1.63
900	0.89	1.33	0.86
1000	0.60	0.89	0.62
1100	0.30	0.44	0.31

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los resultados presentados en la TABLA 5.6 , se muestran en la FIGURA 5.2, donde se puede apreciar la variación del momento resistente en función de la temperatura que alcance.

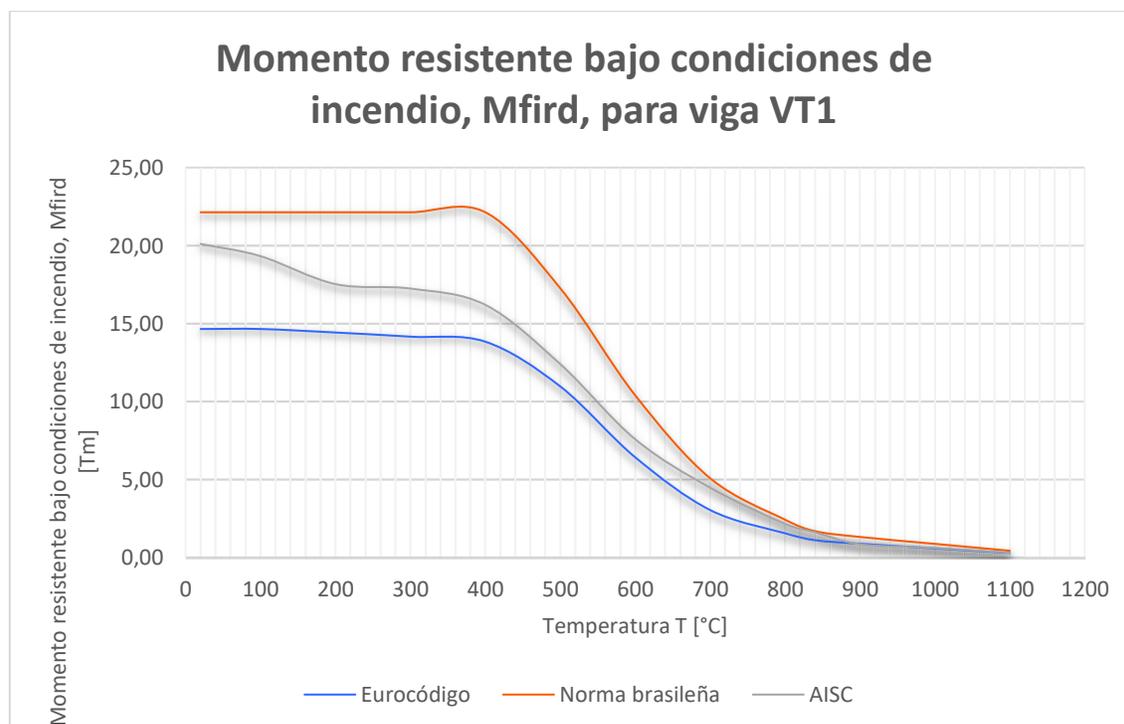
El momento flector resistente calculado con la NORMA BRASILEÑA brinda la mayor capacidad, mientras que el EUROCÓDIGO es más riguroso y la capacidad que se calcula es la menor entre la que se obtiene empleando las tres normas.

Según el EUROCÓDIGO, después de 3 minutos de incendio el elemento conserva el 75% de su capacidad resistente a flexión, cuando este tiempo se duplica, es decir cuando la temperatura es de 600 [°C] posee el 44% y después de 1 hora de incendio es del 6%.

Respecto al diseño con la NORMA BRASILEÑA, a los 3 minutos conserva el 78% de su capacidad inicial, después de media hora posee el 8% y a la hora de incendio el 6%.

Por otro lado, el diseño según las disposiciones del AISC considera que la reducción de capacidad se presenta en el instante en que empieza a incrementar la temperatura, a diferencia de las otras normas que mantienen la capacidad constante hasta los 400 [°C]. A los tres minutos de incendio su capacidad se reduce en un 38%, a la media hora su reducción es del 92% y cuando ha transcurrido una hora de incendio la capacidad se ha reducido en un 96%.

FIGURA 5.2 Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} , para viga VT1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la FIGURA 5.2 se muestra la curva de capacidad calculada con el EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC, de lo que se puede apreciar que existe una diferencia significativa entre el momento flector calculado con cada norma, pero a partir de los 800 [°C] la diferencia entre los valores calculados es mínima, es decir, después de 23 minutos de incendio no influye significativamente la norma que se emplee. La NORMA BRASILEÑA determina los mayores momentos resistentes conforme aumenta la temperatura.

La TABLA 5.7 presenta el porcentaje de capacidad a flexión a la cual está trabajando la sección de acuerdo con la temperatura de exposición. Inicialmente la viga tiene suficiente capacidad para resistir las demandas a momento, pues trabaja al 37%, 29% y 28% de su capacidad resistente a flexión, según lo calculado con EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC, respectivamente.

TABLA 5.7 Relación Demanda vs Capacidad ($M- / M_{fird}$), para viga VT1

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad a Flexión ($M- / M_{fird}$)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	37%	29%	28%
100	37%	29%	29%
200	37%	29%	32%
300	38%	29%	32%
400	39%	29%	34%
500	49%	37%	45%
600	83%	62%	73%
700	176%	127%	124%
800	344%	266%	255%
840	480%	381%	340%
900	601%	487%	641%
1000	902%	731%	887%
1100	1804%	1462%	1774%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

A los 700 [°C], 12 minutos de incendio, la sección supera completamente su capacidad resistente a flexión: según EUROCÓDIGO trabaja al 176% mientras que según AISC y NORMA BRASILEÑA su relación demanda capacidad es del 127% y 124% respectivamente.

El momento flector resistente disminuye con mayor rapidez que la capacidad resistente a corte, ya que ésta es superada después de los 840 [°C] y el máximo porcentaje al que trabaja una vez alcanzados los 1100 [°C] es 539%, a diferencia del momento resistente que a la misma temperatura ya trabaja al 1804%, según EUROCÓDIGO, y 1462% según NORMA BRASILEÑA en el caso más favorable. Ningún coeficiente de seguridad será capaz de cubrir un exceso de 1000 veces la capacidad resistente inicial del elemento estructural, por lo que un fallo de dicho elemento es inminente.

Según la normativa ecuatoriana un elemento estructural debe resistir una hora de incendio y mantener su capacidad resistente, sin embargo, al ver los resultados obtenidos en la TABLA 5.7 se concluye que la sección de la viga VT1 no es capaz de resistir este tiempo sin sufrir fallo, ya que trabaja al 600% de su capacidad, según EUROCÓDIGO y AISC, y más del 400% según NORMA BRASILEÑA.

TABLA 5.8 Relación Demanda vs Capacidad (M+ / Mfird), para viga VT1.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M+ / Mfird)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	18%	15%	14%
100	18%	15%	14%
200	19%	15%	16%
300	19%	15%	16%
400	19%	15%	17%
500	24%	19%	22%
600	42%	31%	36%
700	88%	64%	62%
800	172%	133%	128%
840	240%	191%	170%
900	301%	244%	321%
1000	451%	366%	443%
1100	902%	731%	887%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La TABLA 5.8 muestra la relación demanda capacidad para la viga VT1 con respecto al momento positivo. Según AISC a una temperatura de 800 [°C] la viga trabaja al 128% de su capacidad resistente, sin embargo, conforme aumenta la temperatura, su resistencia es superada por las cargas demandantes hasta que a los 1100 [°C] llega a trabajar al 887%. Por otro lado, cuando la capacidad resistente se calcula con el eurocódigo, a los 800 [°C] la viga se considera subdimensionada porque está trabajando a más del 170% de su capacidad, esto se debe a que, si bien las cargas de diseño se mantienen constantes, el aumento de temperatura genera una disminución de resistencia en la viga, por este motivo la sección se encuentra sobreesforzada.

Si se analiza para la hora de incendio que debería resistir cada elemento estructural, entonces se concluye que la viga VT1 no será capaz de mantener su

capacidad resistente a flexión porque superados los 900 [°C] trabaja al 301% de su capacidad, según EUROCÓDIGO, al 321% de acuerdo con AISC, y al 244% según NORMA BRASILEÑA.

5.1.1.3 Momento resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio

Cuando se analiza como una sección compuesta, la capacidad resistente aumenta ya que la viga de acero trabaja a tensión y el pandeo del patín se controla por acción de la losa de hormigón.

La TABLA 5.9 presenta el momento resistente calculado, de la sección compuesta bajo condiciones de incendio, cuyos datos se grafican en la FIGURA 5.3.

TABLA 5.9 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT1.

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, MfiRD [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	39.45	38.29	38.29
100	39.45	38.29	37.92
200	39.45	37.92	37.55
300	38.27	37.17	37.25
400	37.23	36.40	37.02
500	29.21	28.51	27.90
600	18.40	17.85	18.52
700	9.43	9.22	9.90
800	4.54	4.44	4.87
840	3.16	3.09	4.23
900	2.47	2.41	2.41
1000	1.58	1.53	1.53
1100	0.66	0.71	0.69

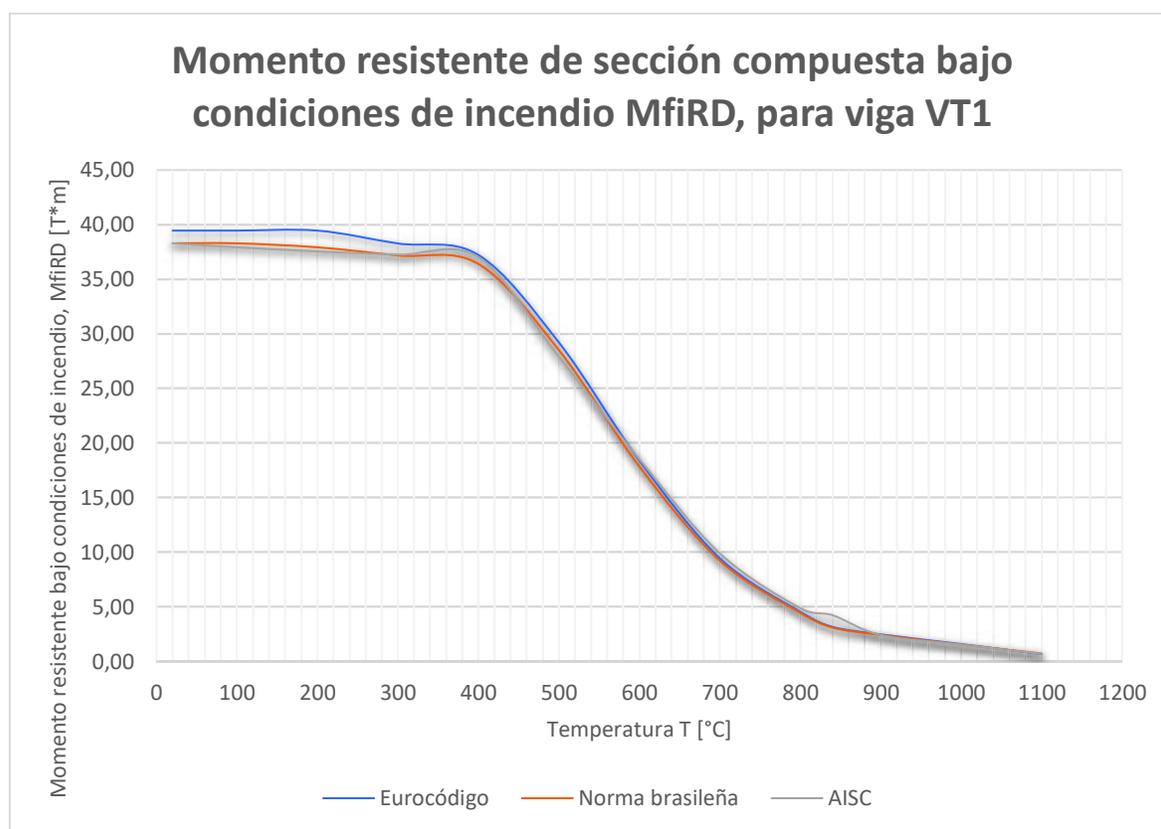
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Al comparar los resultados de la TABLA 5.6 con los resultados de la TABLA 5.9 se determina que el momento resistente calculado de la viga cuando se considera que

trabaja como una sección compuesta es el doble que aquel calculado considerando únicamente la viga de acero.

Según el diseño empleando el EUROCÓDIGO, después de media hora de incendio la viga tiene el 8% de su resistencia inicial y cuando ha transcurrido una hora este porcentaje es del 6%, es decir, el 94% de su capacidad se pierde cuando la temperatura supera los 900 [°C]. Una situación similar se presenta con la NORMA BRASILEÑA y AISC.

FIGURA 5.3 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT1



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El momento flector resistente calculado considerando una sección compuesta es el doble que aquel obtenido considerando únicamente el aporte de la viga de acero. Por el mismo motivo, al realizar el análisis en función de la relación demanda vs capacidad cuyos resultados se presentan en la TABLA 5.11, a los 700 [°C] la viga

apenas supera el 50% de su capacidad que, a diferencia de los resultados obtenidos en la TABLA 5.7 la viga trabaja a más del 100%.

Aún con el aporte de la losa de hormigón, la capacidad de la sección no es suficiente para resistir una hora de incendio, porque a los 900 [°C], 45 minutos de incendio, trabaja al doble de su capacidad resistente.

La TABLA 5.10 muestra la capacidad resistente de la sección compuesta en zonas de momento negativo.

TABLA 5.10 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para viga VT1.

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, MfiRD [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	31.06	31.06	33.15
100	31.06	31.06	33.15
200	31.06	31.06	33.15
300	31.06	31.06	33.15
400	30.63	30.63	32.96
500	23.42	23.42	24.90
600	14.08	14.08	15.65
700	6.27	6.27	7.86
800	3.42	3.42	3.95
840	2.47	2.47	3.43
900	1.99	1.99	2.05
1000	1.31	1.31	1.36
1100	0.68	0.68	0.69

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.11 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT1, considerando sección compuesta. (Momento negativo).

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M- / MfiRD)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	17%	21%	17%
100	17%	21%	17%
200	17%	21%	17%
300	17%	21%	17%
400	18%	21%	17%
500	23%	28%	22%
600	38%	46%	35%
700	86%	103%	70%
800	157%	189%	140%
840	217%	262%	162%
900	270%	325%	270%
1000	411%	495%	408%
1100	787%	948%	797%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La relación demanda vs capacidad, de la viga de sección compuesta, para momento positivo es más favorecedor porque cuando alcanza los 900 [°C] la viga trabaja al 100% de su capacidad resistente, como se evidencia en la TABLA 5.12.

TABLA 5.12 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT1, considerando sección compuesta. (Momento positivo).

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M+ / MfiRD)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	7%	8%	7%
100	7%	8%	7%
200	7%	9%	7%
300	7%	9%	7%
400	7%	9%	7%
500	9%	11%	10%
600	15%	18%	15%
700	28%	35%	28%
800	59%	73%	57%
840	85%	105%	65%
900	109%	134%	115%
1000	170%	211%	181%
1100	410%	453%	404%

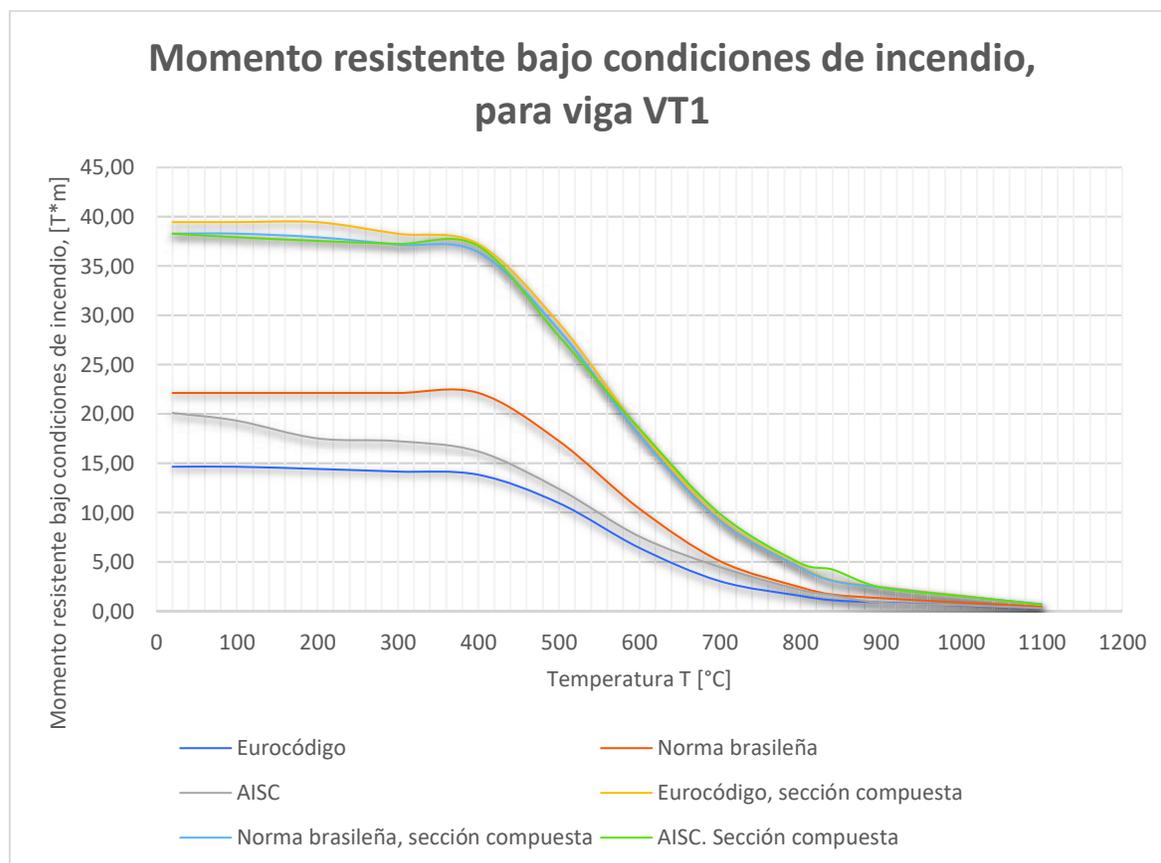
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La FIGURA 5.4 presenta la capacidad resistente tomando en cuenta dos situaciones: cuando trabaja únicamente la viga de acero y cuando se considera como sección compuesta. Visualmente es fácil identificar que la viga de sección compuesta brinda mayor capacidad resistente, que es el doble de la capacidad que tiene la viga individualmente.

La máxima capacidad a la que trabajará una viga compuesta bajo condiciones de incendio, al alcanzar los 1100 [°C] es del 800%, mientras que la viga individualmente a la misma temperatura trabaja al 1800% de su capacidad.

FIGURA 5.4 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT1.
Viga de acero y sección compuesta.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.1.2 EJEMPLO 2: VIGA VT4

En las secciones 4.3.2, 4.4.2 y 4.5.2 se calculó la capacidad resistente de la viga VT4 bajo condiciones de incendio, cuyos resultados se presentan en esta sección.

Las cargas de diseño que cada norma considera y sus solicitaciones a corte y momento se resumen a continuación:

TABLA 5.13 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT4, según EUROCÓDIGO.

Longitud de viga	L	6.76	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	5.23	[kN/m ²]
Carga repartida	q	2.88	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	5.48	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	10.97	[Tm]
Cortante solicitante	V	9.74	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.14 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA.

Longitud de viga	L	6.76	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	6.30	[kN/m ²]
Carga repartida	q	3.47	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	6.61	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	13.22	[Tm]
Cortante solicitante	V	11.73	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.15 Carga de diseño y solicitaciones para viga VT4, según AISC.

Longitud de viga	L	6.76	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	Cu	550.00	[Kg/m ²]
Carga repartida	q	2.97	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	5.66	[Tm]
Momento solicitante (negativo)	$M -$	11.31	[Tm]
Cortante solicitante	V	10.04	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.1.2.1 Capacidad a corte, bajo condiciones de incendio

La capacidad a corte de la viga VT4 se presenta en la TABLA 5.16 , evaluada entre 20 [°C] y 1100 [°C].

TABLA 5.16 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

TEMPERATURA [°C]	Cortante resistente bajo condiciones de incendio, Vfird [T]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	28.92	32.24	30.05
100	28.92	32.24	30.05
200	28.92	32.24	30.05
300	28.92	32.24	30.05
400	28.92	32.24	30.05
500	22.56	25.15	22.84
600	13.59	15.15	14.43
700	6.65	7.42	7.51
800	3.18	3.55	3.61
840	2.22	2.47	3.15
900	1.74	1.93	1.80
1000	1.16	1.29	1.20
1100	0.58	0.64	0.60

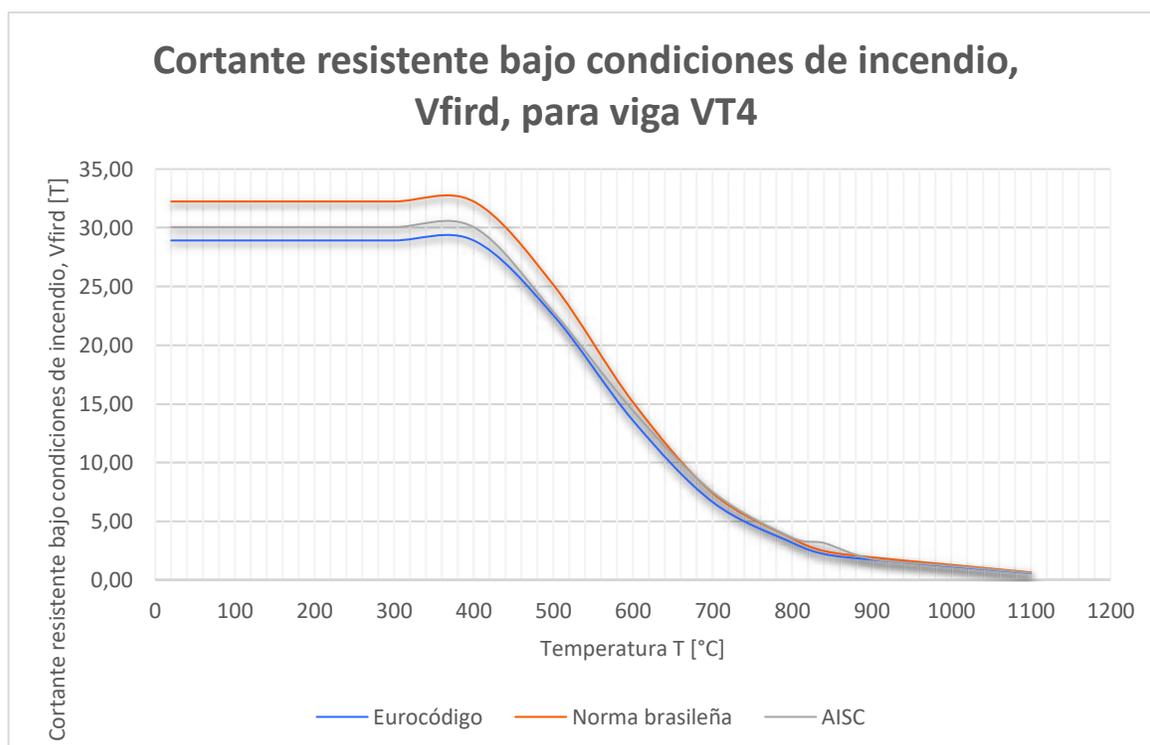
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El cortante resistente calculado con las disposiciones de la NORMA BRASILEÑA tiene mayor capacidad que aquel calculado con el EUROCÓDIGO o AISC. El rango de diferencia entre los valores obtenidos es de 3 [T]. En porcentaje, el EUROCÓDIGO calcula un cortante resistente que es el 90% del cortante calculado con la NORMA BRASILEÑA, y un 93% del cortante calculado con el AISC.

Después de tres minutos de fuego, la temperatura del elemento estructural es de 500 [°C] y su capacidad sufre una disminución del 22% según EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA, y 24% según AISC. A los 45 minutos de incendio, la temperatura es de 900 [°C] y la capacidad que tiene el elemento con respecto a su capacidad inicial es del 6%, es decir, el 94% de la capacidad resistente se perdió por exposición a altas temperaturas.

A los 600 [°C] el cortante según AISC aún mantiene el 47% de su capacidad inicial, mientras que el cortante calculado con el EUROCÓDIGO y/o NORMA BRASILEÑA tiene el 48% de su cortante resistente inicial, es decir, el porcentaje de variación con respecto al incremento de temperatura es similar para los tres casos analizados. Cuando se superan los 900 [°C], todas las normas calculan un cortante residual del 6%, a los 1000 [°C] es del 4% y a los 1100 [°C] es del 2%.

FIGURA 5.5 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga VT4



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De las curvas presentadas en la FIGURA 5.5 se ve que la capacidad resistente a corte disminuye drásticamente a partir de los 400 [°C], temperatura que se alcanza después de 3 minutos de exposición al fuego según la curva de fuego normalizado ISO 834. Entre los 400 [°C] y los 900 [°C] la disminución de temperatura es bastante significativa, por ejemplo, en el caso de la NORMA BRASILEÑA inicia con una capacidad de 32.24 [T] y cuando alcanza los 900 [°C] su capacidad es de 1.93 [T], es decir pierde el 94% de resistencia en 43 minutos de incendio.

En la TABLA 5.17 se muestra la relación demanda – capacidad para la viga VT4, considerando las cargas de diseño que cada norma propone.

TABLA 5.17 Relación Demanda vs Capacidad (V / Vfird) para viga VT4.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (V / Vfird)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	34%	36%	33%
100	34%	36%	33%
200	34%	36%	33%
300	34%	36%	33%
400	34%	36%	33%
500	43%	47%	44%
600	72%	77%	70%
700	146%	158%	134%
800	306%	331%	278%
840	439%	475%	318%
900	561%	607%	557%
1000	842%	910%	835%
1100	1683%	1820%	1670%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

De la TABLA 5.17 se ve que la capacidad resistente calculada inicialmente es superada por la carga demandante cuando el elemento estructural alcanza los 700 [°C]. Conforme aumenta el tiempo de exposición al fuego, la capacidad resistente es superada en porcentajes que no puede cubrirse por el margen de sobredimensionamiento que brindan los coeficientes de seguridad. A 30 minutos de incendio, temperatura 840 [°C], el elemento trabaja al 400% de su capacidad resistente (según EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA) y al triple de su capacidad según AISC. Al alcanzar los 900 [°C], 45 minutos de incendio, la viga trabaja a más del 500% de su capacidad resistente y al acercarse a una hora de exposición esta relación supera el 800%.

5.1.2.2 Momento resistente, bajo condiciones de incendio

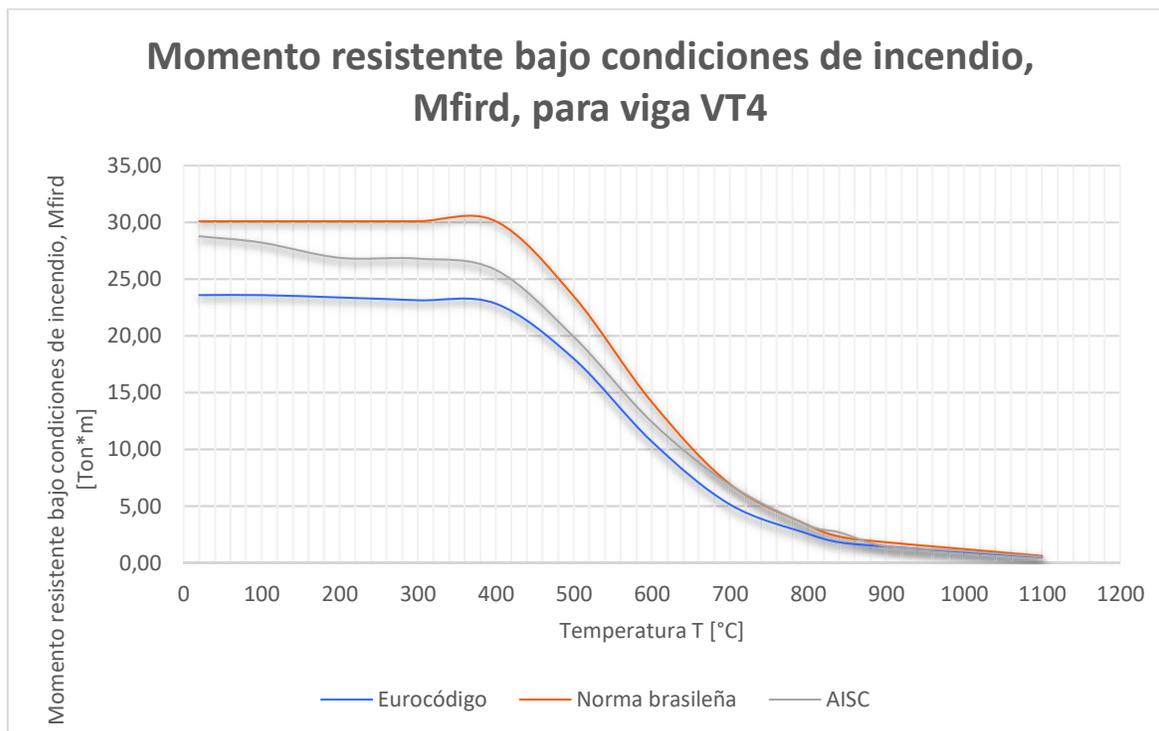
El momento resistente calculado de acuerdo con las propiedades de la viga de acero, se presentan en la TABLA 5.18.

TABLA 5.18 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT4,

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	23.58	30.09	28.77
100	23.58	30.09	28.21
200	23.37	30.09	26.87
300	23.13	30.09	26.80
400	22.83	30.09	25.80
500	17.97	23.47	19.90
600	10.66	14.14	12.39
700	5.13	6.92	6.86
800	2.55	3.31	3.31
840	1.80	2.31	2.68
900	1.43	1.81	1.46
1000	0.95	1.20	1.02
1100	0.48	0.60	0.51

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los resultados presentados en la TABLA 5.18, se muestran en la FIGURA 5.6 donde se puede apreciar la variación del momento resistente en función de la temperatura que alcance. La NORMA BRASILEÑA brinda la mayor capacidad resistente antes de alcanzar los 400 [°C], una vez superada esta temperatura, las disposiciones del AISC brindan mayor momento resistente.

FIGURA 5.6 Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} , para viga VT4

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.19 presenta el porcentaje de capacidad a la cual está trabajando la sección de acuerdo con la temperatura que alcanza según el tiempo de exposición al fuego tomando en cuenta el momento demandante negativo. Hasta los 600 [°C], que implican 6 minutos de incendio, la viga trabaja al 103% de su capacidad según el EUROCÓDIGO, 93% según NORMA BRASILEÑA y 91% según AISC, pero si la temperatura aumenta 100 [°C], es decir 12 minutos de incendio, entonces el elemento trabaja al doble de su capacidad según el EUROCÓDIGO, al 191% según NORMA BRASILEÑA y 165% según AISC.

En un incendio que dure una hora, la temperatura de los elementos es de 945 [°C] y el porcentaje al que trabaja la viga fácilmente supera los 800% de su capacidad inicial.

TABLA 5.19 Relación Demanda vs Capacidad (M- / Mfird), para viga VT4

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M- / Mfird)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	47%	44%	39%
100	47%	44%	40%
200	47%	44%	42%
300	47%	44%	42%
400	48%	44%	44%
500	61%	56%	57%
600	103%	93%	91%
700	214%	191%	165%
800	430%	399%	342%
840	608%	573%	422%
900	768%	732%	777%
1000	1152%	1098%	1105%
1100	2304%	2197%	2209%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La TABLA 5.20 presenta el porcentaje de capacidad a la cual está trabajando la sección de acuerdo con la temperatura de exposición cuando se analiza con el momento demandante positivo. Según EUROCODIGO, a 700 [°C], es decir 12 minutos de incendio, la viga ha sobrepasado su capacidad resistente a momento en un 7%, según NORMA BRASILEÑA trabaja al 96% y de acuerdo con el AISC apenas trabaja al 82%.

Después de una hora de incendio, las vigas trabajan a más del triple de su capacidad, porque a los 45 minutos, su relación demanda capacidad es del 384%, 366% y 389% según EUROCODIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC respectivamente.

TABLA 5.20 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga VT4

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	23%	22%	20%
100	23%	22%	20%
200	23%	22%	21%
300	24%	22%	21%
400	24%	22%	22%
500	31%	28%	28%
600	51%	47%	46%
700	107%	96%	82%
800	215%	200%	171%
840	304%	287%	211%
900	384%	366%	389%
1000	576%	549%	552%
1100	1152%	1098%	1105%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

5.1.2.3 Momento resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio

Cuando se analiza como una sección compuesta, la capacidad resistente aumenta ya que la viga de acero trabaja a tensión y el pandeo del patín se controla por acción de la losa de hormigón.

La TABLA 5.21 presenta el momento resistente calculado, de la sección compuesta bajo condiciones de incendio, cuyos datos se grafican en la FIGURA 5.7.

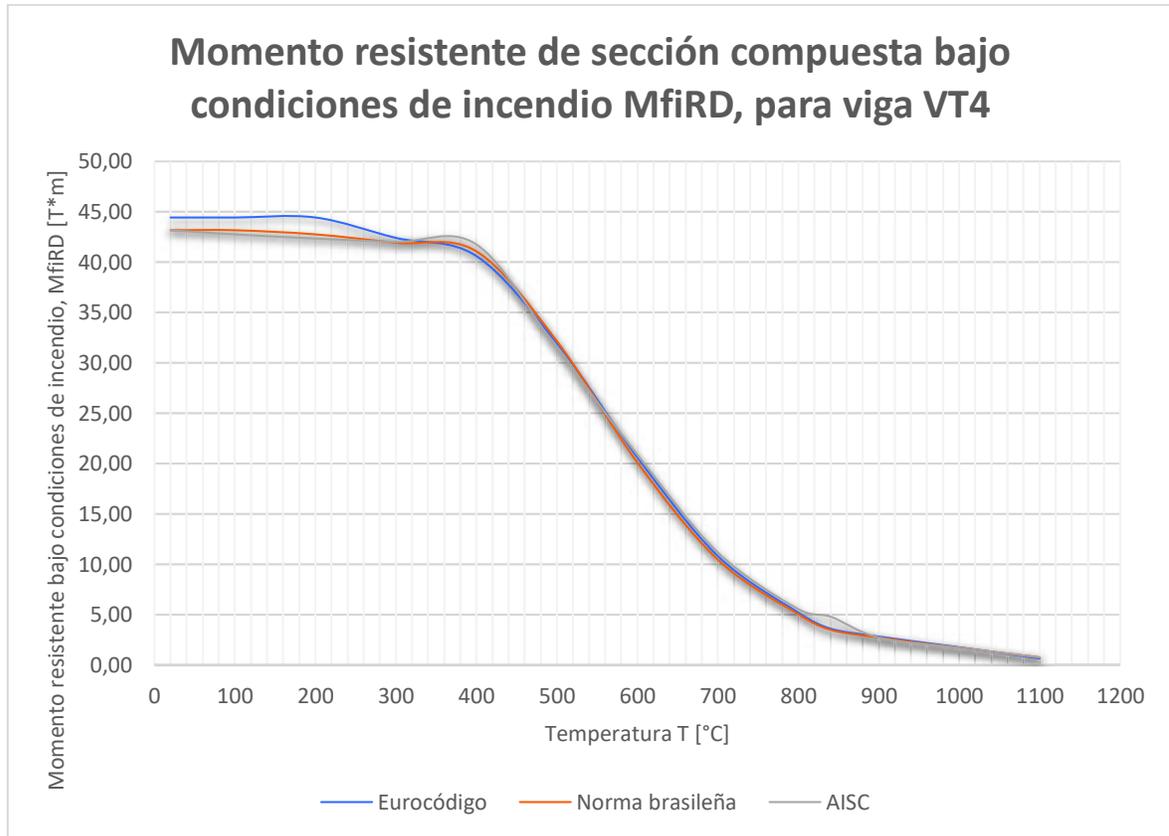
TABLA 5.21 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT4.

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, MfiRD [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	44.44	43.17	43.17
100	44.44	43.17	42.76
200	44.44	42.76	42.35
300	42.41	41.93	42.01
400	40.61	41.08	41.76
500	31.97	32.17	31.48
600	20.65	20.13	20.88
700	10.84	10.48	11.19
800	5.23	5.06	5.57
840	3.63	3.52	4.82
900	2.84	2.75	2.75
1000	1.78	1.73	1.73
1100	0.66	0.78	0.78

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando se calcula el momento resistente de la sección compuesta con las disposiciones del EUROCÓDIGO se obtiene mayor capacidad a flexión, a pesar de ellos se obtienen resultados similares, que de acuerdo a las curvas presentadas en la FIGURA 5.7 tienden a ser iguales cuando la temperatura supera los 500 [°C], es decir, independientemente de la norma que se emplee se obtendrá una capacidad resistente similar después de transcurridos 3 minutos de incendio.

FIGURA 5.7 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga VT4.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

De la TABLA 5.23 se concluye que la viga trabaja al 100% de su capacidad hasta alcanzar los 700 [°C], es decir después de 12 minutos de incendio. A los 23 minutos, 800 [°C] su relación demanda capacidad se duplica y 7 minutos después se triplica. A la hora de incendio las vigas trabajan cerca del 400% de su capacidad resistente inicial. Lo que hace notar que esta sección está muy lejos de cumplir con una hora de resistencia al fuego sin que se produzca fallo, como lo establece la normativa ecuatoriana.

En la TABLA 5.22 se presenta la capacidad resistente en zonas de momento negativo:

TABLA 5.22 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, para viga VT4.

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio en zona de momento negativo, M _{fIRD} [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	37.19	37.19	37.40
100	37.19	37.19	37.40
200	37.19	37.19	37.40
300	37.19	37.19	37.40
400	36.91	36.91	37.20
500	28.46	28.46	28.13
600	17.13	17.13	17.69
700	7.92	7.92	8.93
800	4.09	4.09	4.46
840	2.91	2.91	3.87
900	2.31	2.31	2.31
1000	1.53	1.53	1.53
1100	0.78	0.78	0.78

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.23 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT4, considerando sección compuesta. (Momento negativo).

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M- / MfiRD)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	29%	36%	30%
100	29%	36%	30%
200	29%	36%	30%
300	29%	36%	30%
400	30%	36%	30%
500	39%	46%	40%
600	64%	77%	64%
700	139%	167%	127%
800	268%	323%	254%
840	377%	455%	292%
900	475%	573%	490%
1000	718%	865%	740%
1100	1407%	1695%	1450%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

De la TABLA 5.24 se sabe que la viga VT4 trabaja al 100% de su capacidad cuando han transcurrido 23 minutos de incendio y se emplean las disposiciones del EUROCODIGO o AISC, mientras que utilizando la NORMA BRASILEÑA su capacidad es excedida en un 30%.

Después de 1 hora de incendio la viga trabaja al doble de su capacidad, lo que va en contra de los requerimientos de la normativa ecuatoriana que menciona no debe existir fallo ante 1 hora de exposición al fuego.

TABLA 5.24 Relación Demanda vs Capacidad para viga VT4, considerando sección compuesta. (Momento positivo).

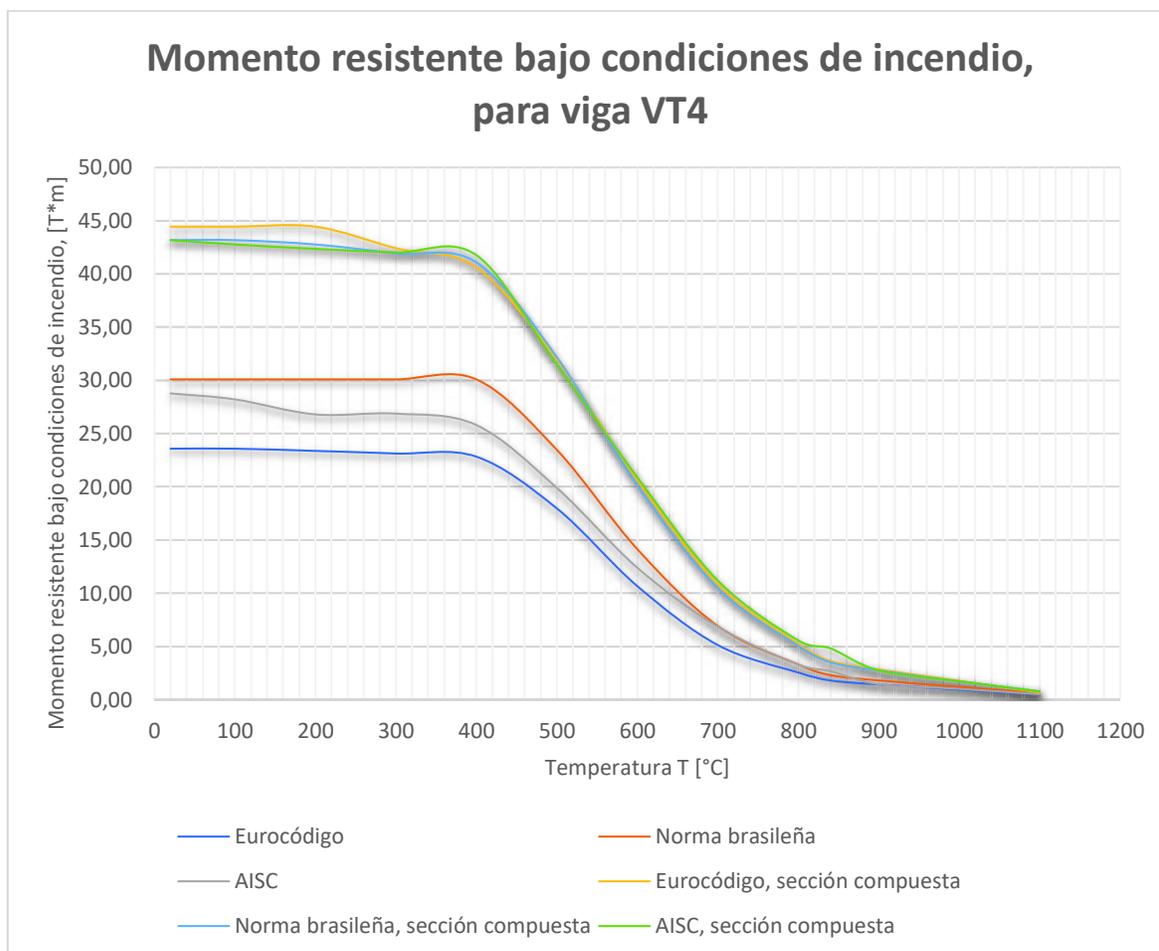
TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M+ / MfiRD)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	12%	15%	13%
100	12%	15%	13%
200	12%	15%	13%
300	13%	16%	13%
400	14%	16%	14%
500	17%	21%	18%
600	27%	33%	27%
700	51%	63%	51%
800	105%	131%	102%
840	151%	188%	117%
900	193%	241%	206%
1000	309%	383%	327%
1100	832%	850%	727%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La FIGURA 5.8 muestra las curvas de capacidad determinadas considerando las disposiciones del EUROCODIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC y comparando entre el momento resistente calculado considerando simplemente la viga de acero y aquel que se obtiene tomando en cuenta el aporte de la losa de hormigón. Claramente se ve que la capacidad a flexión bajo condiciones de incendio incrementa cuando se considera una sección compuesta, sin embargo, no es suficiente para resistir plenamente 1 hora de incendio, según los datos obtenidos en la TABLA 5.23 y TABLA 5.24.

FIGURA 5.8 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga VT4.
Viga de acero y sección compuesta.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.1.3 EJEMPLO 3: VIGA V1

En las secciones 4.3.3, 4.4.3 y 4.5.3 se calculó la capacidad resistente de la viga V1 bajo condiciones de incendio, cuyos resultados se presentan en esta sección.

Las cargas de diseño que cada norma considera y sus solicitaciones a corte y momento se resumen a continuación:

TABLA 5.25 Carga de diseño y solicitaciones para viga V1, según EUROCÓDIGO.

Longitud de viga	L	4	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	5.23	[kN/m ²]
Carga repartida	q	0.67	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	1.33	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.33	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.26 Carga de diseño y solicitaciones para viga V1, según NORMA BRASILEÑA.

Longitud de viga	L	4	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	6.30	[kN/m ²]
Carga repartida	q	0.80	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	1.61	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.61	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.27 Carga de diseño y solicitaciones para viga V1, según AISC.

Longitud de viga	L	4	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	Cu	550.00	[Kg/m ²]
Carga repartida	q	0.69	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	1.38	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.38	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.1.3.1 Capacidad a corte, bajo condiciones de incendio

La capacidad a corte de la viga V1 se presenta en la TABLA 5.28, evaluada entre 20 [°C] y 1100 [°C].

TABLA 5.28 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga V1.

TEMPERATURA [°C]	Cortante resistente bajo condiciones de incendio, V_{fird} [T]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	8.33	9.20	8.65
100	8.33	9.20	8.65
200	8.33	9.20	8.65
300	8.33	9.20	8.65
400	8.33	9.20	8.65
500	6.49	7.17	6.58
600	3.91	4.32	4.15
700	1.91	2.12	2.16
800	0.92	1.01	1.04
840	0.64	0.71	0.91
900	0.50	0.55	0.52
1000	0.33	0.37	0.35
1100	0.17	0.18	0.17

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

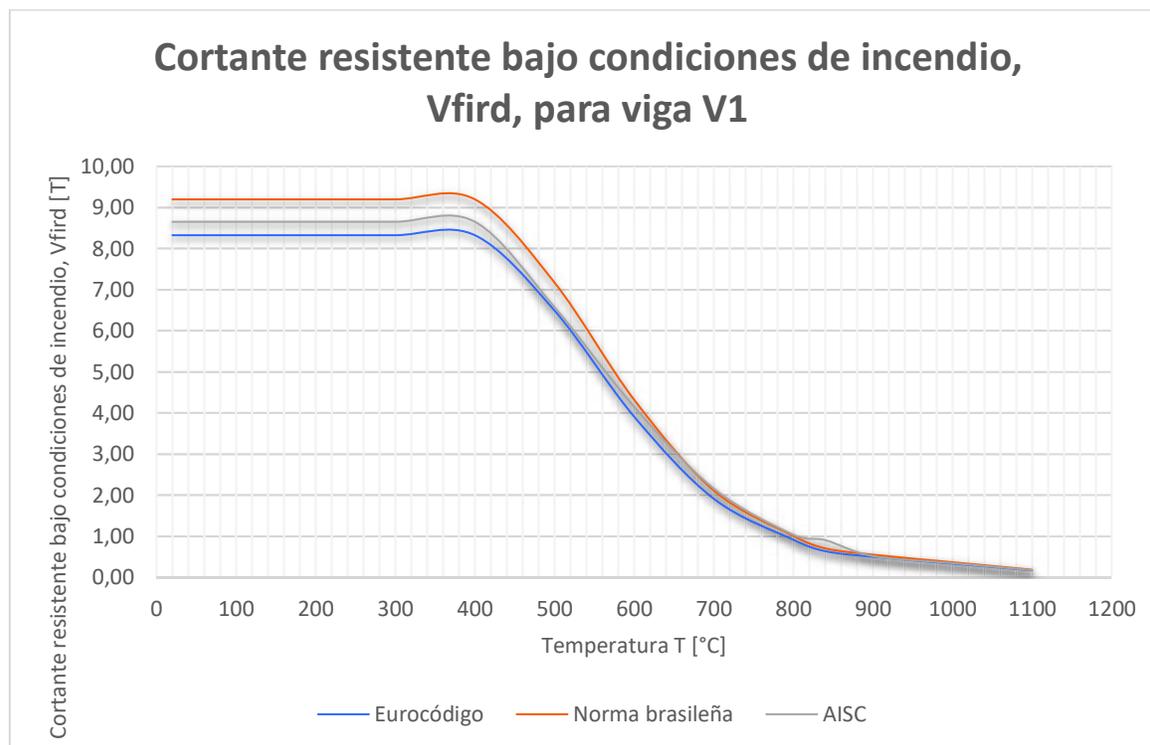
Los datos de la TABLA 5.28 se grafican en la FIGURA 5.9, de donde se puede ver que antes de los 400 [°C] no existe disminución en la capacidad resistente a corte de la viga, sin embargo una vez superada esta temperatura, es decir, después de los dos primeros minutos, su capacidad resistente a corte disminuye conforme aumenta la temperatura de exposición.

La capacidad a corte calculada con las disposiciones de la NORMA BRASILEÑA es 9.20 [T] mientras la temperatura sea menor a 400 [°C], en los primeros 30 minutos de incendio la capacidad disminuye a 0.71 [T] que representa el 8% de la capacidad que tenía inicialmente, y una hora después apenas queda el 6%.

El EUROCÓDIGO calcula una capacidad inicial a corte de 8.33 [T], que disminuye de acuerdo con los mismos porcentajes que el cortante calculado según la NORMA BRASILEÑA.

Según las disposiciones del AISC se ha calcula un cortante resistente inicial de 8.65 [T], que a los 30 minutos de incendio disminuye en un 89% y después de 1 hora apenas queda el 7%.

FIGURA 5.9 Cortante resistente bajo condiciones de incendio Vfird, para viga V1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.29 muestra el porcentaje al que trabaja la viga con respecto a las solicitaciones que cada norma determinó inicialmente. Según EUROCÓDIGO, la viga inicialmente trabaja al 16% de su capacidad a corte, y después de 12 minutos de incendio este porcentaje aumenta al 70%. Transcurridos 30 minutos, la resistencia a corte no es suficiente para cubrir la demanda, que, debido a la disminución de la resistencia de la viga por el incremento de temperatura, esta relación demanda capacidad es del doble, es decir, la sección trabaja al 209%.

Una situación similar sucede con la capacidad a corte calculada con la NORMA BRASILEÑA, que después de media hora de incendio pasa a trabajar al 228% de su capacidad y una hora después supera el 291%.

El AISC presenta una situación más favorable en comparación con los dos casos anteriores, porque después de 23 minutos de incendio la capacidad de la viga es superada en un 32%. A la media hora, la sección pasa a trabajar al 152% de su capacidad, y después de la hora de incendio supera el 265%.

TABLA 5.29 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga V1.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird})		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	16%	17%	16%
100	16%	17%	16%
200	16%	17%	16%
300	16%	17%	16%
400	16%	17%	16%
500	21%	22%	21%
600	34%	37%	33%
700	70%	76%	64%
800	146%	159%	132%
840	209%	228%	152%
900	267%	291%	265%
1000	400%	437%	397%
1100	801%	874%	795%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

5.1.3.2 Momento resistente, bajo condiciones de incendio

El momento resistente calculado de acuerdo con las propiedades de la viga de acero, se presentan en la TABLA 5.30.

TABLA 5.30 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V1,

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente bajo condiciones de incendio, M _{fird} [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	2.14	3.31	1.82
100	2.14	3.31	1.82
200	2.08	3.31	1.64
300	2.00	3.31	1.44
400	1.92	3.31	1.18
500	1.54	2.58	0.91
600	0.88	1.56	0.52
700	0.41	0.76	0.44
800	0.22	0.36	0.22
840	0.16	0.25	0.11
900	0.13	0.20	0.08
1000	0.09	0.13	0.05
1100	0.04	0.07	0.02

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El momento resistente calculado con las disposiciones de la NORMA BRASILEÑA es el doble que aquel calculado con el AISC, y 1.7 veces más grande que el momento resistente calculado según el EUROCÓDIGO. A los 30 minutos de incendio, el momento resistente disminuye en un 92% y después de 1 hora la reducción es del 94%, es decir, apenas queda el 6% de la capacidad que tenía inicialmente.

El EUROCÓDIGO calcula una capacidad resistente a momento de 2.14 [Tm] que disminuye conforme aumenta la temperatura, en los mismos porcentajes que la NORMA BRASILEÑA.

El momento resistente calculado según las disposiciones del AISC es de 1.82 [Tm], el mismo que después de 30 minutos de incendio disminuye en un 94%, 2% más que el porcentaje de reducción que presenta el diseño con la NORMA BRASILEÑA a la misma temperatura.

La TABLA 5.31 presenta el porcentaje de capacidad a la cual está trabajando la sección de acuerdo con la temperatura de exposición.

TABLA 5.31 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga V1.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	62%	49%	76%
100	62%	49%	76%
200	64%	49%	84%
300	67%	49%	96%
400	70%	49%	117%
500	86%	62%	151%
600	151%	103%	263%
700	328%	211%	312%
800	600%	441%	630%
840	818%	633%	1244%
900	1007%	809%	1828%
1000	1511%	1214%	3053%
1100	3022%	2428%	6106%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La relación demanda capacidad, según las disposiciones del EUROCÓDIGO, inicialmente es del 62%, es decir, que las solicitaciones no superan el momento resistente de la viga, sin embargo, después de 6 minutos de incendio dicha relación es del 151%, lo que implica que el momento resistente de la viga ya no es suficiente para cubrir los momentos solicitantes. A la media hora de incendio, la viga trabaja al 818% de su capacidad y cuando se completa 1 hora de incendio esta relación supera los 1007%.

Según la NORMA BRASILEÑA, inicialmente la viga trabaja al 49% de su capacidad, que después de 12 minutos de incendio es del 211%. Después de 30 minutos de incendio dicha relación es del 633% y cuando ha transcurrido 1 hora supera el

800%, que, en comparación con los valores obtenidos según el EUROCÓDIGO, resulta ser un caso más favorable.

El AISC inicialmente calcula una relación demanda capacidad del 76% que a la media hora de incendio es del 1244%, siendo éste el caso más desfavorable con respecto al escenario presentado por el EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA. Después de 1 hora de incendio, la viga trabaja a más del 1828%.

5.1.3.3 Momento resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio

Cuando se analiza como una sección compuesta, la capacidad resistente aumenta ya que la viga de acero trabaja a tensión y el pandeo del patín se controla por acción de la losa de hormigón.

La TABLA 5.32 presenta el momento resistente calculado, de la sección compuesta bajo condiciones de incendio, cuyos datos se grafican en la FIGURA 5.10.

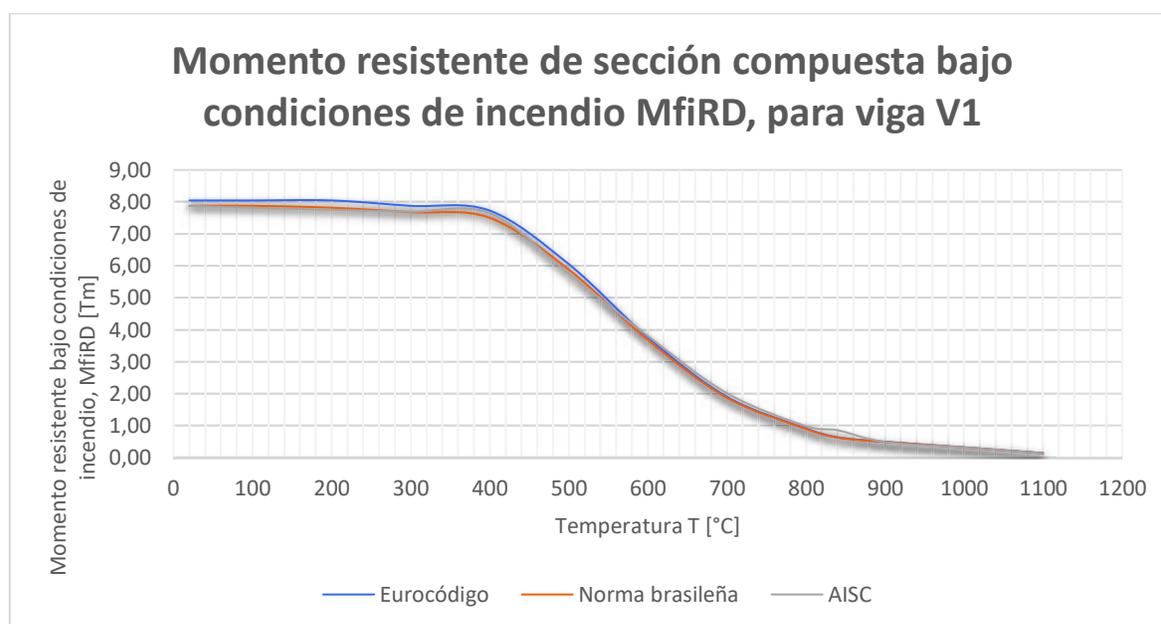
TABLA 5.32 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V1.

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, M _f iRD [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	8.05	7.88	7.88
100	8.05	7.88	7.82
200	8.05	7.82	7.75
300	7.88	7.68	7.69
400	7.73	7.50	7.65
500	6.05	5.88	5.76
600	3.76	3.68	3.80
700	1.90	1.87	2.02
800	0.91	0.90	0.98
840	0.64	0.63	0.86
900	0.50	0.49	0.49
1000	0.32	0.32	0.32
1100	0.14	0.14	0.14

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El momento resistente calculado considerando una sección compuesta tomando en cuenta las disposiciones de las tres normativas, es similar y esto se evidencia en la TABLA 5.32 y en las curvas de la FIGURA 5.10, que prácticamente se superponen. Después de media hora de incendio la capacidad resistente es del 8% con respecto a la inicial, según EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA, pero según AISC es del 11%. A la hora de incendio dicha capacidad es apenas del 6%.

FIGURA 5.10 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V1.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la TABLA 5.33 se presenta el porcentaje al que trabaja la sección de acuerdo con las capacidades calculadas con las tres normativas y sus respectivas cargas de diseño.

TABLA 5.33 Relación Demanda vs Capacidad para viga V1, considerando sección compuesta. (Momento positivo).

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M+ / MfiRD)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	17%	20%	17%
100	17%	20%	18%
200	17%	21%	18%
300	17%	21%	18%
400	17%	21%	18%
500	22%	27%	24%
600	35%	44%	36%
700	70%	86%	68%
800	146%	179%	140%
840	210%	257%	160%
900	268%	328%	281%
1000	414%	510%	436%
1100	940%	1190%	1018%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

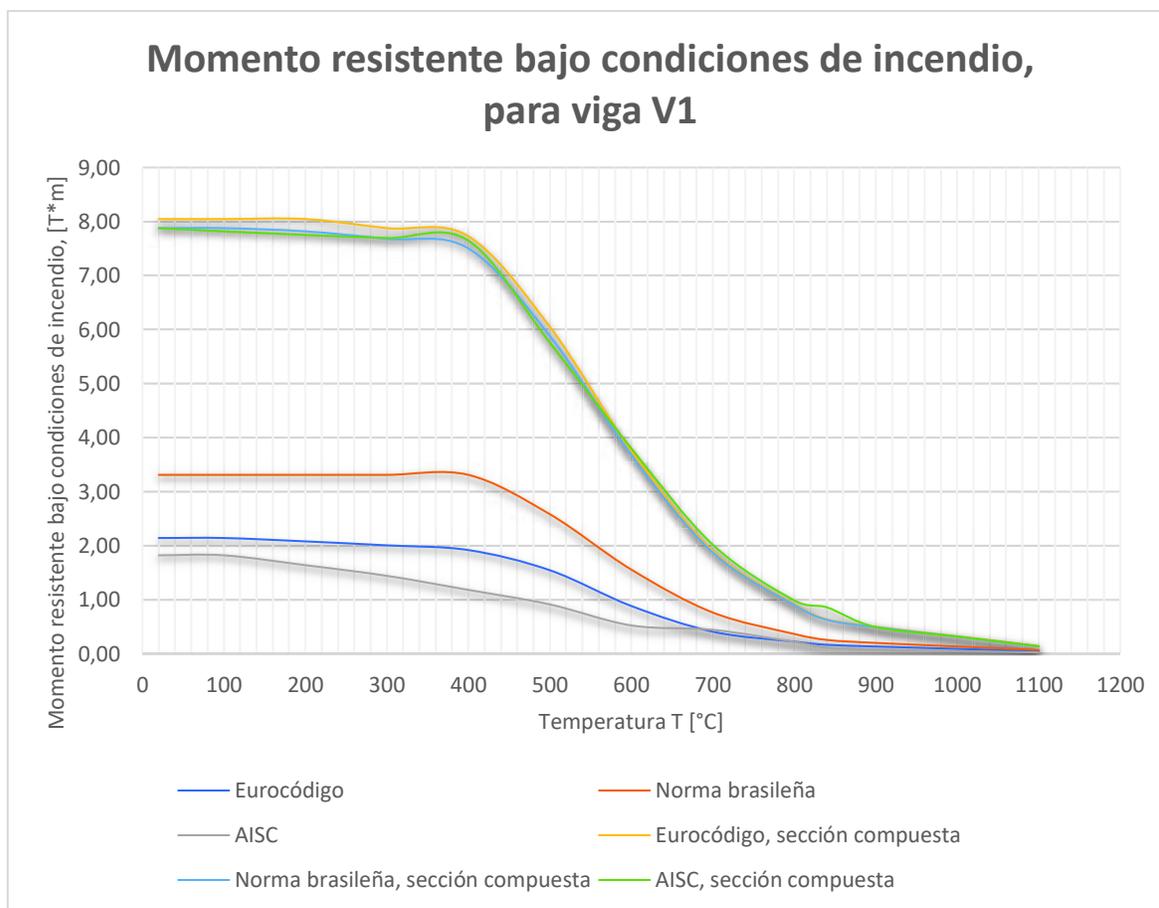
A pesar de que en la TABLA 5.32 se obtienen valores similares de capacidad a flexión empleando las tres normativas, la relación demanda capacidad es diferente porque cada norma considera sus propias cargas de diseño.

Según EUROCODIGO y AISC, la viga trabaja a más del doble de su capacidad resistente mientras que según la NORMA BRASILEÑA la viga trabaja al triple de su capacidad. En ningún caso se puede cumplir con la hora de resistencia a fuego sin fallo del elemento.

La FIGURA 5.11 permite apreciar la diferencia que existe entre calcular el momento resistente únicamente considerando la viga de acero y aquel calculado considerando una sección compuesta. Con este último, el momento resistente es

poco más que el doble de la capacidad de la viga y aun así no es suficiente para resistir una hora de incendio sin que el elemento falle por falta de resistencia.

FIGURA 5.11 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V1. Viga de acero y sección compuesta.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.1.4 EJEMPLO 4: VIGA V4

En las secciones 4.3.4, 4.4.4 y 4.5.4 se calculó la capacidad resistente de la viga V4 bajo condiciones de incendio, cuyos resultados se presentan en esta sección.

Las cargas de diseño que cada norma considera y sus solicitaciones a corte y momento se resumen a continuación:

TABLA 5.34 Carga de diseño y solicitaciones para viga V4, según EUROCÓDIGO.

Longitud de viga	L	5.5	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	5.23	[kN/m ²]
Carga repartida	q	0.69	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	2.62	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.91	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.35 Carga de diseño y solicitaciones para viga V4, según NORMA BRASILEÑA.

Longitud de viga	L	5.5	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	$Edfi$	6.30	[kN/m ²]
Carga repartida	q	0.84	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	3.16	[Tm]
Cortante solicitante	V	2.30	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.36 Carga de diseño y solicitaciones para viga V4, según AISC.

Longitud de viga	L	5.5	[m]
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio	Cu	550.00	[Kg/m ²]
Carga repartida	q	0.72	[T/m]
Momento solicitante (positivo)	$M +$	2.70	[Tm]
Cortante solicitante	V	1.97	[T]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.1.4.1 Capacidad a corte, bajo condiciones de incendio

La capacidad a corte de la viga V4 se presenta en la TABLA 5.37, evaluada entre 20 [°C] y 1100 [°C].

TABLA 5.37 Cortante resistente bajo condiciones de incendio, para viga V4.

TEMPERATURA [°C]	Cortante resistente bajo condiciones de incendio, V_{fird} [T]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	10.52	10.18	9.68
100	10.52	10.18	9.68
200	10.52	10.18	9.68
300	10.52	10.18	9.68
400	10.52	10.18	9.68
500	8.20	7.94	7.36
600	4.94	4.78	4.65
700	2.42	2.34	2.42
800	1.16	1.12	1.16
840	0.81	0.78	1.02
900	0.63	0.61	0.58
1000	0.42	0.41	0.39
1100	0.21	0.20	0.19

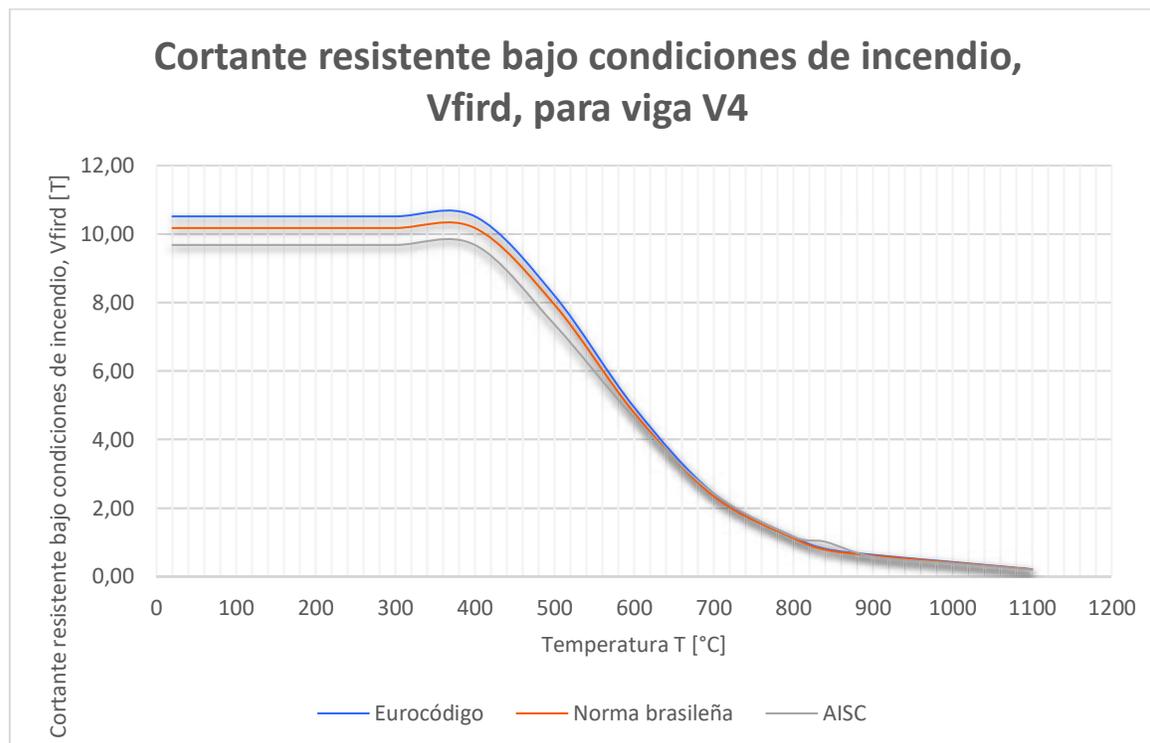
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los datos de la TABLA 5.37 se muestran graficados en la FIGURA 5.12. La mayor capacidad a corte se calculó con las disposiciones del EUROCÓDIGO mientras que el diseño más conservador se obtiene empleando el AISC.

Después de media hora de incendio, la capacidad a corte restante es del 8% de su capacidad inicial según EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA. El AISC calcula que bajo el mismo tiempo de exposición la capacidad resistente es del 10% de su capacidad inicial, es decir, presenta un escenario más favorable.

En la FIGURA 5.12 se muestra la curva de capacidad a corte conforme aumenta la temperatura de exposición.

FIGURA 5.12 Cortante resistente bajo condiciones de incendio V_{fird} , para viga V4.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.38 presenta el porcentaje al cual trabaja la viga de acuerdo con las solicitaciones calculadas. A los 800 [°C], en todos los casos estudiados, la viga supera su capacidad resistente: la viga trabaja al doble de su capacidad según la NORMA BRASILEÑA, al 165% según EUROCÓDIGO y al 127% según AISC.

Cuando el incendio se ha desarrollado durante 1 hora, la viga pasa a trabajar a más del triple de su capacidad, que va totalmente en contra de lo que estipula la normativa ecuatoriana con respecto a la resistencia de los elementos estructurales.

TABLA 5.38 Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird}) para viga V4.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (V / V_{fird})		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	18%	23%	20%
100	18%	23%	20%
200	18%	23%	20%
300	18%	23%	20%
400	18%	23%	20%
500	23%	29%	27%
600	39%	48%	42%
700	79%	98%	81%
800	165%	205%	169%
840	237%	295%	194%
900	302%	376%	338%
1000	453%	565%	508%
1100	907%	1129%	1015%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

5.1.4.2 Momento resistente, bajo condiciones de incendio

El momento resistente calculado de acuerdo con las propiedades de la viga de acero, se presentan en la TABLA 5.39.

TABLA 5.39 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V4,

TEMPERATURA [°C]	Momento resistente bajo condiciones de incendio, M _{fird} [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	4.06	6.40	3.06
100	4.06	6.40	3.06
200	3.93	6.40	2.75
300	3.77	6.40	2.51
400	3.59	6.40	2.12
500	2.90	4.99	1.57
600	1.65	3.01	0.90
700	0.76	1.47	0.79
800	0.42	0.70	0.40
840	0.31	0.49	0.19
900	0.25	0.38	0.14
1000	0.17	0.26	0.08
1100	0.08	0.13	0.04

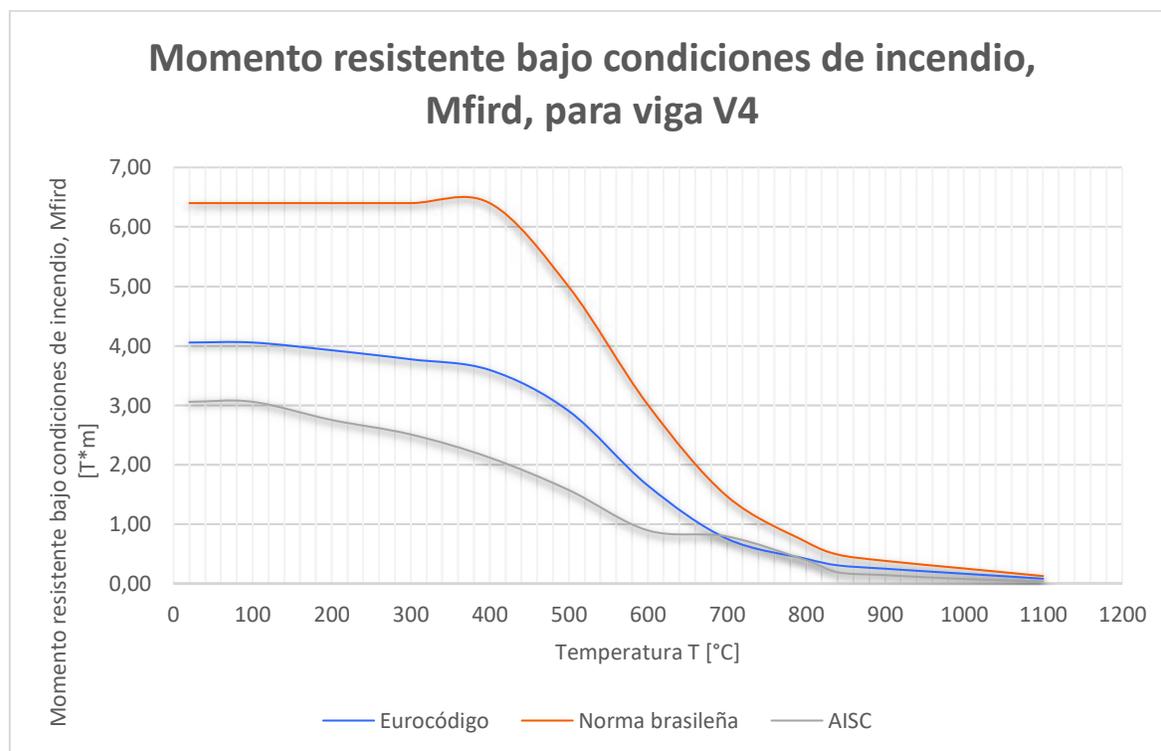
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los resultados presentados en la TABLA 5.39, se muestran en la FIGURA 5.13 donde se puede apreciar la variación del momento resistente en función de la temperatura que alcance.

A pesar de que las disposiciones de la NORMA BRASILEÑA permiten calcular un mayor momento resistente, en porcentaje tienen la misma capacidad residual después de 30 minutos de incendio, es decir en todos los casos la pérdida de capacidad es del 93%. Cuando ha transcurrido 1 hora de incendio la capacidad a flexión que le queda al elemento es del 6%.

La FIGURA 5.13 muestra la curva de capacidad a flexión para la viga V4 de acuerdo con el incremento de temperatura y tomando en cuenta únicamente el aporte de la viga de acero.

FIGURA 5.13 Momento resistente bajo condiciones de incendio, M_{fird} , para viga V4.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.40 presenta el porcentaje de capacidad a la cual está trabajando la sección de acuerdo con la temperatura de exposición.

El diseño según las consideraciones del EUROCÓDIGO inicia trabajando a un 65% de su capacidad resistente, sin embargo, después de 6 minutos de incendio su capacidad es excedida en un 60%. Después de media hora de incendio trabaja al 849% y cuando ha transcurrido 1 hora supera el 1042% de su capacidad.

El AISC presenta un escenario más desfavorable porque inicia utilizando el 88% de su capacidad que es completamente superada cuando alcanza una temperatura de 300 $[^{\circ}C]$. A la media hora de incendio la viga trabaja al 1412% y supera los 1868% después de 1 hora de incendio.

Con respecto a la NORMA BRASILEÑA, inicia utilizando el 49% de su capacidad y a los 840 $[^{\circ}C]$ trabaja al 644% de su capacidad inicial. Después de 1 hora trabaja a más del 823%.

En ningún caso la viga será capaz de resistir plenamente 1 hora de incendio como lo dispone el reglamento ecuatoriano.

TABLA 5.40 Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$), para viga V4.

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad ($M+ / M_{fird}$)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	65%	49%	88%
100	65%	49%	88%
200	67%	49%	98%
300	69%	49%	108%
400	73%	49%	127%
500	90%	63%	172%
600	159%	105%	302%
700	347%	215%	340%
800	627%	449%	684%
840	849%	644%	1412%
900	1042%	823%	1868%
1000	1563%	1234%	3403%
1100	3126%	2469%	6805%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

5.1.4.3 Momento resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio

Cuando se analiza como una sección compuesta, la capacidad resistente aumenta ya que la viga de acero trabaja a tensión y el pandeo del patín se controla por acción de la losa de hormigón.

La TABLA 5.41 presenta el momento resistente calculado, de la sección compuesta bajo condiciones de incendio, cuyos datos se grafican en la FIGURA 5.14.

TABLA 5.41 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V4.

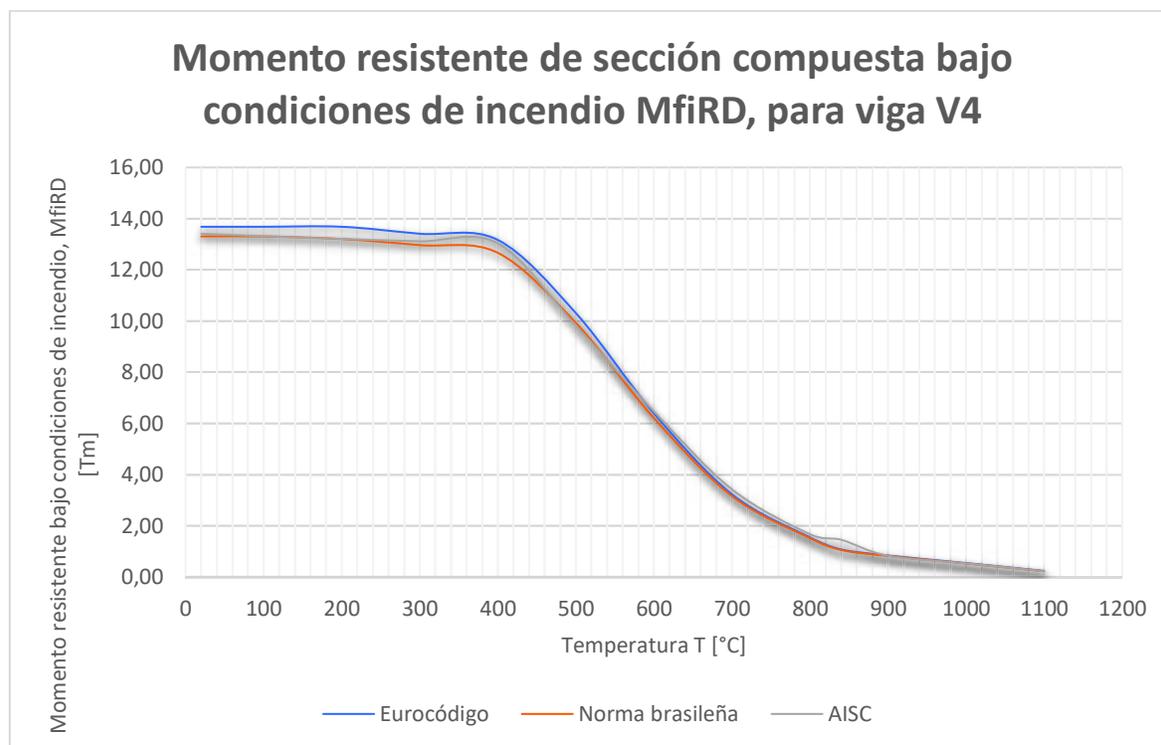
TEMPERATURA [°C]	Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, M _{fiRD} [Tm]		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	13.68	13.31	13.41
100	13.68	13.31	13.31
200	13.68	13.20	13.21
300	13.41	12.97	13.11
400	13.17	12.66	13.04
500	10.31	9.93	9.82
600	6.40	6.21	6.47
700	3.23	3.16	3.43
800	1.55	1.52	1.67
840	1.08	1.06	1.46
900	0.84	0.83	0.83
1000	0.55	0.53	0.54
1100	0.24	0.23	0.23

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Según los datos presentados en la TABLA 5.41, la capacidad resistente a flexión se duplica cuando se toma en cuenta el aporte de la viga, sin embargo, dicha capacidad disminuye conforme incrementa la temperatura de exposición, de ahí que después de 1 hora de incendio apenas queda el 6% de la capacidad inicial.

En la FIGURA 5.14 se presentan las curvas de capacidad a flexión para la viga V4 considerando el aporte de la losa de hormigón, según las disposiciones del EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC.

FIGURA 5.14 Momento resistente de sección compuesta bajo condiciones de incendio, para viga V4.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.42 muestra el porcentaje al que trabaja la viga, inicialmente trabaja a menos de la mitad de su capacidad, pero conforme aumenta la temperatura este porcentaje cambia. A los 700 [°C] trabaja al 80% de su capacidad según el diseño con el EUROCÓDIGO y AISC, sin embargo, según la NORMA BRASILEÑA el elemento trabaja al 100% de su capacidad.

Después de 1 hora de incendio, la viga trabaja al triple de su capacidad resistente lo que significa que no es capaz de cumplir con los requerimientos de resistencia al fuego establecidos por el reglamento ecuatoriano.

TABLA 5.42 Relación Demanda vs Capacidad para viga V4, considerando sección compuesta. (Momento positivo).

TEMPERATURA [°C]	Relación Demanda vs Capacidad (M+ / MfiRD)		
	EUROCÓDIGO	NORMA BRASILEÑA	AISC
20	19%	24%	20%
100	19%	24%	20%
200	19%	24%	20%
300	20%	24%	21%
400	20%	25%	21%
500	25%	32%	28%
600	41%	51%	42%
700	81%	100%	79%
800	169%	208%	162%
840	243%	299%	186%
900	311%	382%	325%
1000	479%	594%	504%
1100	1080%	1388%	1164%

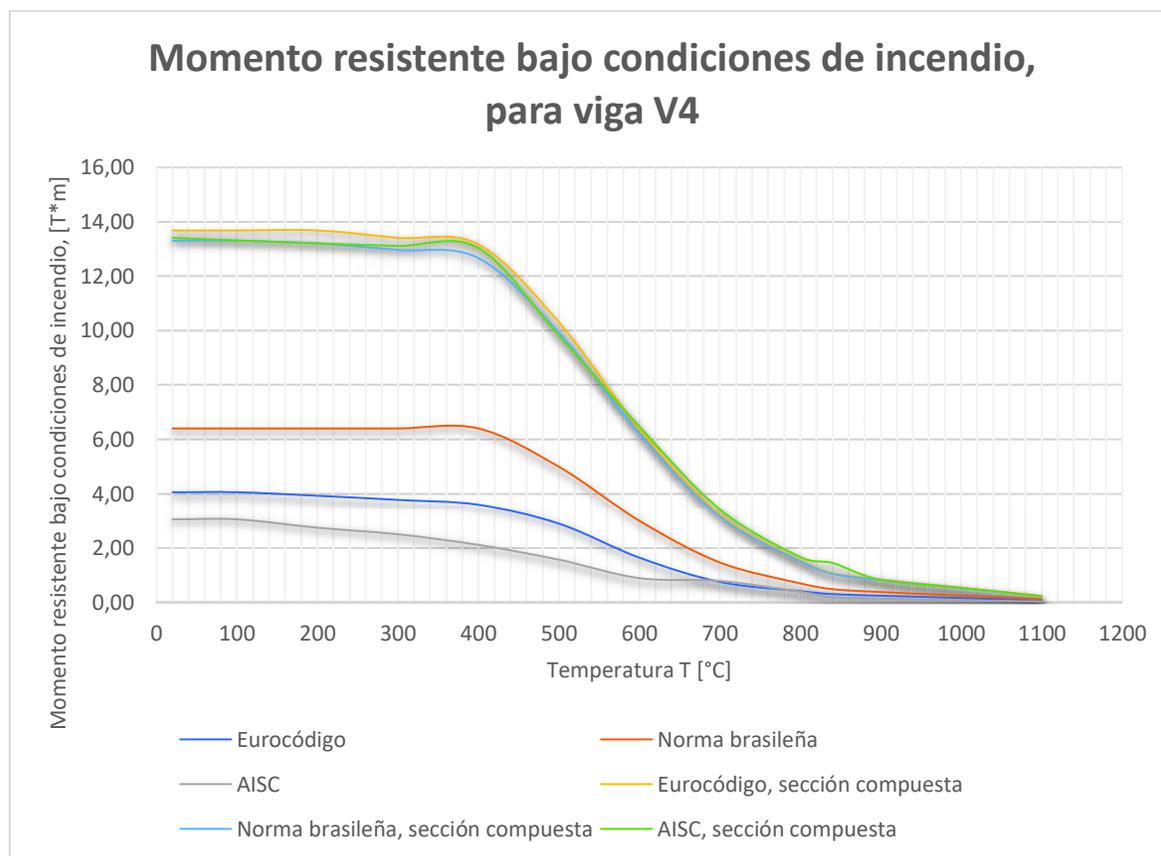
ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

*Los valores presentados en rojo implican que la capacidad resistente de la viga ha sido superada.

La FIGURA 5.15 presenta las curvas de capacidad a flexión de la viga V4 considerando dos situaciones: cuando se toma el aporte de la losa y cuando únicamente se analiza con la viga de acero.

Evidentemente la capacidad de la viga incrementa cuando se considera el aporte de la losa, pero eso no es suficiente para soportar 1 hora de incendio sin que se presente fallo del elemento estructural.

FIGURA 5.15 Momento resistente bajo condiciones de incendio, para viga V4.
Viga de acero y sección compuesta.



ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2 DISEÑO DE VIGAS PARA 1 HORA DE RESISTENCIA AL FUEGO

De la sección 5.1 se ha determinado que ninguna sección es capaz de resistir 1 hora de incendio sin que se produzca el fallo del elemento porque su capacidad es superada en un porcentaje considerable, por lo que se propone determinar la sección que cumple con este tiempo de resistencia a fuego, de acuerdo con las disposiciones del EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC

La temperatura de diseño para 1 hora de incendio es de 945 $^{\circ}C$. Inicialmente se busca una sección que trabaje al 100% de su capacidad cuando se considera

únicamente la viga de acero, y después se toma en consideración el aporte de la losa de hormigón, con el fin de disminuir el área de acero.

5.2.1 EJEMPLO 1: VIGA VT1

Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 4 se buscan nuevas dimensiones para la viga VT1. El área de la sección original es 59.20 [cm²]

5.2.1.1 Según EUROCÓDIGO

La TABLA 5.43 presenta las dimensiones de la nueva sección que es capaz de resistir 1 hora de exposición a fuego estandarizado.

TABLA 5.43 Nuevas secciones para viga VT1, según EUROCÓDIGO.

Ancho patín	bf	40.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.8	[cm]
Altura de la viga	h	65.6	[cm]
Espesor del alma	tw	1.4	[cm]
Área de acero	A	230.80	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.44 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según EUROCÓDIGO.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	5.53	[T]
Demanda de cortante	V	5.04	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	91%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	5.35	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.69	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	50%	
Momento negativo	$M (-)$	5.37	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,rd}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la TABLA 5.44 se presenta la relación demanda -capacidad para esta nueva sección, considerando únicamente el aporte de la viga de acero, de lo cual se constata que a corte trabaja al 91% y a momento al 100%. El área de esta nueva sección es 3.89 veces más grande que el área considerada originalmente. Sin embargo, al realizar el análisis considerando sección compuesta, el área de acero disminuye y se presenta en la TABLA 5.45.

TABLA 5.45 Nuevas secciones para viga VT1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	34.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.4	[cm]
Altura de la viga	h	62.8	[cm]
Espesor del alma	tw	1.4	[cm]
Área de acero	A	179.20	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de acero que se presenta en la TABLA 5.45 es un 22% menor que aquella requerida cuando no se toma en cuenta el aporte de la losa de hormigón, sin embargo, aún sigue siendo 3 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.46 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	5.35	[T]
Demanda de cortante	V	5.04	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	94%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	5.73	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.69	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	47%	
Momento flector resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD} (-)$	5.37	[Tm]
Momento negativo	$M (-)$	5.37	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.46 muestra que el diseño de esta sección se realizó para trabajar al 94% a corte y 100% a momento.

5.2.1.2 Según NORMA BRASILEÑA

La TABLA 5.47 presenta la nueva sección que se definió para la viga VT1, empleando para su diseño las consideraciones de la NORMA BRASILEÑA. Esta nueva sección es 4 veces más grande que la sección original.

TABLA 5.47 Nuevas secciones para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA.

Ancho patín	bf	42.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.8	[cm]
Altura de la viga	h	64.6	[cm]
Espesor del alma	tw	1.4	[cm]
Área de acero	A	236.60	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la TABLA 5.48 se muestra la capacidad resistente calculada de la sección presentada en la TABLA 4.47, bajo condiciones de incendio, considerando 1 hora de exposición al fuego, con el fin de demostrar que para este tiempo la viga trabaja al 99% de su capacidad a momento.

TABLA 5.48 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	5.99	[T]
Demanda de cortante	V	6.07	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	101%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	6.53	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	3.24	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	50%	
Momento negativo	$M (-)$	6.47	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,rd}$	99%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando el análisis se realiza considerando sección compuesta, el área de acero disminuye un 12% en comparación con la sección presentada en la TABLA 5.47. Las dimensiones de esta sección se presentan en la TABLA 5.49 y su capacidad resistente calculada a corte y momento se presenta en la TABLA 5.50.

TABLA 5.49 Nuevas secciones para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	38.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.6	[cm]
Altura de la viga	h	65.2	[cm]
Espesor del alma	tw	1.4	[cm]
Área de acero	A	208.40	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

TABLA 5.50 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	6.05	[T]
Demanda de cortante	V	6.07	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	100%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	8.28	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	3.24	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	39%	
Momento flector resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD} (-)$	6.53	[Tm]
Momento negativo	$M (-)$	6.47	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,RD}$	99%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.1.3 Según AISC

Tomando en cuenta las consideraciones que plantea el AISC se definió una nueva sección para la viga de acero, misma que se presenta en la TABLA 5.51 y su capacidad resistente a corte y momento se presenta en la TABLA 5.52.

TABLA 5.51 Nuevas secciones para viga VT1, según AISC.

Ancho patín	bf	38.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.8	[cm]
Altura de la viga	h	65.6	[cm]
Espesor del alma	tw	1.4	[cm]
Área de acero	A	223.60	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Esta nueva sección es 3.8 veces más grande que la sección original.

TABLA 5.52 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según AISC.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	5.75	[T]
Demanda de cortante	V	5.19	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	90%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	5.49	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.77	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	50%	
Momento negativo	$M (-)$	5.54	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,rd}$	101%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

También se calculó la sección considerando el aporte de la losa de hormigón, y sus dimensiones se presentan en la TABLA 5.53.

TABLA 5.53 Nuevas secciones para viga VT1, según AISC, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	32.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.2	[cm]
Altura de la viga	h	62.4	[cm]
Espesor del alma	tw	1.4	[cm]
Área de acero	A	160.80	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de acero disminuye un 29% en comparación con aquella presentada en la TABLA 5.51 , aún así es 2.7 veces más grande que el área original.

La TABLA 5.54 presenta la capacidad a corte y momento calculada para la nueva sección compuesta, considerando las disposiciones del AISC, y buscando que resista 1 hora de exposición al fuego estandarizado.

TABLA 5.54 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT1, según AISC, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	5.56	[T]
Demanda de cortante	V	5.19	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	93%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	5.69	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.77	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	49%	
Momento flector resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD} (-)$	5.52	[Tm]
Momento negativo	$M (-)$	5.54	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Siguiendo los parámetros de diseño que cada normativa presenta, se definió nuevas secciones para la viga VT1 con el fin de que resista 1 hora de exposición a fuego estandarizado. De las secciones definidas considerando únicamente el

aporte de la viga de acero, el AISC calcula la menor área, y sin ampergo es 3.8 veces más grande que el área original.

5.2.2 EJEMPLO 2: VIGA VT4

Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 4 se busca nuevas dimensiones para la viga VT4 para que después de 1 hora de exposición a fuego estandarizado su capacidad resistente no se vea superada por el momento demandante.

El área de la sección original de la viga VT4 es 79.80 [cm²].

5.2.2.1 Según EUROCÓDIGO

Tomando en consideración las disposiciones del EUROCÓDIGO para el diseño de vigas bajo condiciones de incendio se calculó la capacidad resistente a corte y momento de la sección que se presenta en la TABLA 5.55, de manera que después de 1 hora de incendio la viga trabaje al máximo de su capacidad, como se muestra en la TABLA 5.56.

TABLA 5.55 Nuevas secciones para viga VT4, según EUROCÓDIGO

Ancho patín	<i>bf</i>	54.0	[cm]
Espesor patín	<i>tf</i>	2.2	[cm]
Altura de la viga	<i>h</i>	80.4	[cm]
Espesor del alma	<i>tw</i>	2.0	[cm]
Área de acero	<i>A</i>	389.60	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Esta sección es 4.9 veces más grande que la sección original.

TABLA 5.56 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según EUROCÓDIGO.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	9.69	[T]
Demanda de cortante	V	9.74	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	100%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	11.14	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	5.48	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	49%	
Momento negativo	$M (-)$	10.97	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,rd}$	98%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la TABLA 5.57 se presenta las dimensiones de la viga de acero cuando se analiza como una sección compuesta, y en la TABLA 5.58 constan las capacidades calculadas a corte y momento.

TABLA 5.57 Nuevas secciones para viga VT4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	44.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.8	[cm]
Altura de la viga	h	79.6	[cm]
Espesor del alma	tw	2.0	[cm]
Área de acero	A	310.40	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

A pesar de que el área de acero disminuye un 21% con respecto a la sección presentada en la TABLA 5.55, aún así es 3.88 veces más grande que la sección original.

TABLA 5.58 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	9.69	[T]
Demanda de cortante	V	9.74	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	100%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	10.07	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	5.48	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	54%	
Momento flector resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD} (-)$	10.94	[Tm]
Momento negativo	$M (-)$	10.97	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La viga trabaja al 100% de su capacidad resistente a momento y a corte.

5.2.2.2 Según NORMA BRASILEÑA

Siguiendo los parámetros de diseño que plantea la NORMA BRASILEÑA para vigas bajo condiciones de incendio, se definió una nueva sección para viga VT4, misma que se presenta en la TABLA 5.59 y su capacidad resistente se presenta en la TABLA 5.60.

TABLA 5.59 Nuevas secciones para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA.

Ancho patín	bf	54.0	[cm]
Espesor patín	tf	2.2	[cm]
Altura de la viga	h	79.4	[cm]
Espesor del alma	tw	2.2	[cm]
Área de acero	A	402.60	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta sección es 5 veces más grande que el área de la viga original.

TABLA 5.60 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	11.57	[T]
Demanda de cortante	V	11.73	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	101%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	13.06	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	6.61	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	51%	
Momento negativo	$M (-)$	13.22	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,rd}$	101%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Considerando el aporte de la losa de hormigón se definió la sección que se presenta en la TABLA 5.61.

TABLA 5.61 Nuevas secciones para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	46.0	[cm]
Espesor patín	tf	2.2	[cm]
Altura de la viga	h	80.4	[cm]
Espesor del alma	tw	2.2	[cm]
Área de acero	A	369.60	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de la sección de acero es 4.6 veces más grande que el área original. Su capacidad resistente calculada considerando sección compuesta se presenta en la TABLA 5.62.

TABLA 5.62 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	11.72	[T]
Demanda de cortante	V	11.73	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	100%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	16.23	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	6.61	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	41%	
Momento flector resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD} (-)$	13.21	[Tm]
Momento negativo	$M (-)$	13.22	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.2.3 Según AISC

La TABLA 5.63 presenta la nueva sección calculada con las consideraciones del AISC, y la capacidad resistente calculada se muestra en la TABLA 5.64.

TABLA 5.63 Nuevas secciones para viga VT4, según AISC.

Ancho patín	bf	50.0	[cm]
Espesor patín	tf	2.2	[cm]
Altura de la viga	h	80.4	[cm]
Espesor del alma	tw	2.0	[cm]
Área de acero	A	372.00	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta sección es 4.7 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.64 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según AISC.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	10.07	[T]
Demanda de cortante	V	10.04	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	100%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	11.45	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	5.66	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	49%	
Momento negativo	$M (-)$	11.31	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,rd}$	99%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la TABLA 5.65 se presenta las dimensiones de la sección de la viga de acero cuando se analiza como sección compuesta. Su capacidad resistente a corte y momento se encuentran en la TABLA 5.66.

TABLA 5.65 Nuevas secciones para viga VT4, según AISC, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	40.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.4	[cm]
Altura de la viga	h	78.8	[cm]
Espesor del alma	tw	2.0	[cm]
Área de acero	A	264.00	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 3.3 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.66 Cálculo de cortante y momento resistente para viga VT4, según AISC, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	10.07	[T]
Demanda de cortante	V	10.04	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	100%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	10.56	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	5.66	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	54%	
Momento flector resistente de sección compuesta en zona de momento negativo, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD} (-)$	11.22	[Tm]
Momento negativo	$M (-)$	11.31	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (-) / M_{fi,RD}$	101%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.3 EJEMPLO 3: VIGA V1

Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 4 se busca nuevas dimensiones para la viga V1. El área de la sección original es 17.70 [cm²]

5.2.3.1 Según EUROCÓDIGO

Siguiendo las disposiciones del EUROCÓDIGO para el diseño de vigas bajo condiciones de incendio, se definió la nueva sección para la viga V1, misma que se presenta en la TABLA 5.67 y en la TABLA 5.68 consta su capacidad resistente a corte y momento.

TABLA 5.67 Nuevas secciones para viga V1, según EUROCÓDIGO

Ancho patín	bf	20.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.8	[cm]
Altura de la viga	h	40.6	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]
Área de acero	A	94.20	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de la nueva sección es 94.20 [cm²], que es 5.3 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.68 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según EUROCÓDIGO.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	1.41	[T]
Demanda de cortante	V	1.33	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	94%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	1.32	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	1.33	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	101%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando se considera sección compuesta el área de acero disminuye y se definen nuevas dimensiones, que se presentan en la TABLA 5.69.

TABLA 5.69 Nuevas secciones para viga V1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	18.0	[cm]
Espesor patín	tf	0.8	[cm]
Altura de la viga	h	38.6	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]
Área de acero	A	51.00	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta sección es 2.9 veces más grande que el área de la sección original. Su capacidad resistente a corte y momento se presentan en la TABLA 5.70 , donde se puede constatar que la viga trabaja al 100% de su capacidad a momento.

TABLA 5.70 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	1.41	[T]
Demanda de cortante	V	1.33	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	94%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	1.33	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	1.33	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.3.2 Según NORMA BRASILEÑA

La TABLA 5.71 presenta la nueva sección definida siguiendo los parámetros que plantea la NORMA BRASILEÑA para que resista 1 hora de incendio. La capacidad resistente de esta nueva sección se presente en la TABLA 5.72.

TABLA 5.71 Nuevas secciones para viga V1, según NORMA BRASILEÑA.

Ancho patín	bf	24.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.4	[cm]
Altura de la viga	h	40.8	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]
Área de acero	A	90.00	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de la nueva sección es 5 veces mas grande que el área de la sección original.

TABLA 5.72 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según NORMA BRASILEÑA.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	1.62	[T]
Demanda de cortante	V	1.61	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	99%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	1.68	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	1.61	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	96%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando se realiza el análisis considerando sección compuesta se tiene mayor capacidad resistente como se muestra en la TABLA 5.74 , calculado para la sección presentada en la TABLA 5.73.

TABLA 5.73 Nuevas secciones para viga V1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	18.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.2	[cm]
Altura de la viga	h	39.4	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]
Área de acero	A	65.40	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Ésta nueva área es 3.7 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.74 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	1.57	[T]
Demanda de cortante	V	1.61	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	103%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	1.62	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	1.61	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	99%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.3.3 Según AISC

Con las disposiciones del AISC para el diseño de elementos bajo condiciones de incendio, se definió una nueva sección para la viga V1, misma que se presenta en la TABLA 5.75. La capacidad resistente de esta nueva sección se presenta en la TABLA 5.76.

TABLA 5.75 Nuevas secciones para viga V1, según AISC.

Ancho patín	bf	26.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.6	[cm]
Altura de la viga	h	40.2	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]
Área de acero	A	105.40	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 5.9 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.76 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según AISC.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	1.47	[T]
Demanda de cortante	V	1.38	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	94%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	1.36	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	1.38	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	101%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Cuando se considera el aporte de la losa de hormigón se obtiene otra sección de acero y diferente capacidad resistente, mismas que se presentan en la TABLA 5.77 y TABLA 5.78 respectivamente.

TABLA 5.77 Nuevas secciones para viga V1, según AISC, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	16.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.0	[cm]
Altura de la viga	h	39.0	[cm]
Espesor del alma	tw	0.6	[cm]
Área de acero	A	54.20	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta sección es 3 veces mas grande que el área de la sección original.

TABLA 5.78 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V1, según AISC, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	1.47	[T]
Demanda de cortante	V	1.38	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	94%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	1.37	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	1.38	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.4 EJEMPLO 4: VIGA V4

Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 4 se busca definir nuevas dimensiones para la viga V4, que sean capaces de resistir 1 hora de incendio.

El área original de la viga V4 es 26.40 [cm²].

5.2.4.1 Según EUROCÓDIGO

Siguiendo las disposiciones del EUROCÓDIGO para el diseño de vigas bajo condiciones de incendio, se definió la nueva sección para la viga V4, que se presenta en la TABLA 5.79. Mientras que su capacidad resistente a corte y momento se muestran en la TABLA 5.80.

TABLA 5.79 Nuevas secciones para viga V4, según EUROCÓDIGO

Ancho patín	bf	28.0	[cm]
Espesor patín	tf	2.2	[cm]
Altura de la viga	h	48.4	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]
Área de acero	A	158.40	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 6 veces más grande

TABLA 5.80 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según EUROCÓDIGO.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	2.24	[T]
Demanda de cortante	V	1.91	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	85%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	2.63	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.62	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La capacidad de la sección compuesta se presenta en la TABLA 5.82 y sus dimensiones en la TABLA 5.81.

TABLA 5.81 Nuevas secciones para viga V4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	20.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.4	[cm]
Altura de la viga	h	46.8	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]
Área de acero	A	91.20	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta sección es 3.5 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.82 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según EUROCÓDIGO, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	2.24	[T]
Demanda de cortante	V	1.91	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	85%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	2.62	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.62	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.4.2 Según NORMA BRASILEÑA

De acuerdo con los parámetros de la NORMA BRASILEÑA, se define la nueva sección para la viga V4 y se presenta sus dimensiones y capacidad resistente en la TABLA 5.83 y TABLA 5.84, respectivamente.

TABLA 5.83 Nuevas secciones para viga V4, según NORMA BRASILEÑA.

Ancho patín	bf	28.0	[cm]
Espesor patín	tf	2.0	[cm]
Altura de la viga	h	47.0	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]
Área de acero	A	146.40	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 5.5 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.84 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según NORMA BRASILEÑA.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	2.49	[T]
Demanda de cortante	V	2.30	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	92%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	3.15	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	3.16	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	100%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La sección que se presenta en la TABLA 5.85 corresponde al análisis considerando sección compuesta. Su capacidad resistente a corte y momento se presentan en la TABLA 5.86.

TABLA 5.85 Nuevas secciones para viga V4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	26.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.4	[cm]
Altura de la viga	h	48.8	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]
Área de acero	A	109.60	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 4 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.86 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según NORMA BRASILEÑA, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	2.59	[T]
Demanda de cortante	V	2.30	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	89%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	3.19	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	3.16	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	99%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.2.4.3 Según AISC

De acuerdo con los parámetros del AISC para el diseño de elementos estructurales bajo condiciones de incendio, se definió la nueva sección de la viga V4, misma que consta en la TABLA 5.87, y su capacidad resistente a corte y momento se presentan en la TABLA 5.88.

TABLA 5.87 Nuevas secciones para viga V4, según AISC.

Ancho patín	bf	32.0	[cm]
Espesor patín	tf	2.2	[cm]
Altura de la viga	h	48.4	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]
Área de acero	A	176.00	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 6.6 veces más grande que el área de la sección original.

TABLA 5.88 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según AISC.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	2.33	[T]
Demanda de cortante	V	1.97	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	84%	
Momento flector resistente bajo condiciones de incendio	$M_{fi,rd}$	2.75	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.70	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M / M_{fi,rd}$	98%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Considerando sección compuesta se define nuevas dimensiones que se presentan en la TABLA 5.89, y su capacidad resistente en la TABLA 5.90.

TABLA 5.89 Nuevas secciones para viga V4, según AISC, considerando sección compuesta.

Ancho patín	bf	18.0	[cm]
Espesor patín	tf	1.6	[cm]
Altura de la viga	h	47.2	[cm]
Espesor del alma	tw	0.8	[cm]
Área de acero	A	92.80	[cm ²]

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

El área de esta nueva sección es 3.5 veces más grande que la sección original.

TABLA 5.90 Cálculo de cortante y momento resistente para viga V4, según AISC, considerando sección compuesta.

Cortante resistente, bajo condiciones de incendio	$V_{fi,rd}$	2.33	[T]
Demanda de cortante	V	1.97	[T]
Relación demanda / capacidad	$V / V_{fi,rd}$	84%	
Momento flector resistente de sección compuesta, bajo condiciones de incendio	$M_{fi,RD}$	2.68	[Tm]
Momento positivo	$M (+)$	2.70	[Tm]
Relación demanda / capacidad	$M (+) / M_{fi,RD}$	101%	

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

5.3 ANÁLISIS ECONÓMICO

En la TABLA 5.91 se presentan los resultados obtenidos del peso de las vigas del edificio “TORINO” diseñadas conforme las disposiciones de las normativas: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC para que resista una hora de exposición al fuego, como lo demanda la normativa ecuatoriana.

TABLA 5.91 Resumen de Pesos del sistema de entrepiso del edificio “TORINO” obtenidos con diferentes normativas: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC bajo condiciones de incendio.

NORMATIVAS	PESO DEL EDIFICIO TORINO
	[kg]
NEC-2015	16772.15
EUROCÓDIGO	68036.23
NORMA BRASILEÑA	64412.28
AISC	73757.25

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

En la TABLA 5.92 se presentan los pesos de las vigas del edificio “TORINO”, considerando el análisis de la sección compuesta siguiendo las disposiciones de las tres normativas EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC para que resista una hora de exposición al fuego, como lo demanda la normativa ecuatoriana.

TABLA 5.92 Resumen Pesos obtenidos con las diferentes normativas para secciones compuestas.

NORMATIVAS [SECCIÓN COMPUESTA]	PESO DEL EDIFICIO TORINO
	[kg]
NEC-2015	16772.15
EUROCÓDIGO	56049.99
NORMA BRASILEÑA	65951.47
AISC	53975.74

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Inicialmente se determinó el presupuesto del sistema de entrepiso del edificio “TORINO” conforme a las secciones obtenidas con el diseño que propone la NEC-SE-AC y que se desarrolló en el capítulo 4. En adelante este presupuesto será conocido como el presupuesto original.

En el apartado 5.2 cada normativa definió nuevas secciones para el sistema de entrepiso del edificio “TORINO” que sean capaces de resistir 1 hora de incendio y en base a esto se calculó un presupuesto para el diseño que cada normativa propone, mismos que se presentan en la TABLA 5.93.

TABLA 5.93 Resumen de Presupuestos utilizando las diferentes normativas.

NORMATIVAS	PRESUPUESTO	PORCENTAJE DE EXCEDENCIA CON RESPECTO AL DISEÑO DE LA NEC-SE-AC	PORCENTAJE DE EXCEDENCIA RESPECTO AL DISEÑO DE LA NEC-SE-AC CON RECUBRIMIENTO DE PINTURA INTUMESCENTE
NEC-2015	\$ 82,545.05		
NEC-2015 PINTURA	\$ 91,282.05	10%	
EUROCÓDIGO	\$ 309,488.63	73%	71%
NORMA BRASILEÑA	\$ 301,976.75	73%	70%
AISC	\$ 323,181.25	74%	72%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

La TABLA 5.93 presenta un análisis comparativo de los presupuestos calculados en base al diseño obtenido según el EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC para una hora de incendio con respecto al presupuesto original. Además, se muestra una alternativa que consiste en mantener el diseño original y utilizar como medio de protección ante condiciones de incendio el recubrimiento con pintura intumescente para un R60², solución que incrementa en un 10% el presupuesto original.

² Resistencia al fuego para un tiempo de 60 minutos.

El EUROCÓDIGO y NORMA BRASILEÑA presentan una excedencia del 73% respecto al presupuesto original, mientras que el AISC una excedencia del 74%. Sin embargo, cuando este análisis se realiza con respecto a la alternativa del recubrimiento con pintura intumescente los porcentajes de excedencia son del 71, 70 y 72 según EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC respectivamente.

En el apartado 5.2 cada normativa definió nuevas secciones para el sistema de entepiso del edificio “TORINO” tomando en cuenta el aporte de la losa de hormigón, lo que se refleja en una situación más favorable económicamente como se evidencia en los datos presentados en TABLA 5.94.

TABLA 5.94 Resumen de Presupuestos utilizando las diferentes normativas para secciones compuestas.

NORMATIVAS [SECCIÓN COMPUESTA]	PRESUPUESTO	PORCENTAJE DE EXCEDENCIA CON RESPECTO AL DISEÑO DE LA NEC-SE-AC	PORCENTAJE DE EXCEDENCIA RESPECTO AL DISEÑO DE LA NEC-SE-AC CON RECUBRIMIENTO DE PINTURA INTUMESCENTE
NEC-2015	\$ 82,545.05		
NEC-2015 PINTURA	\$ 91,282.05	10%	
EUROCÓDIGO	\$ 212,161.90	61%	57%
NORMA BRASILEÑA	\$ 244,836.79	66%	63%
AISC	\$ 205,316.89	60%	56%

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Los porcentajes de excedencia que se obtuvieron del análisis comparativo entre el diseño empleando las tres normativas EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC, y el presupuesto original varían entre el 60% y el 66%. Y de igual manera, al comparar con respecto a la alternativa de recubrimiento con pintura intumescente la excedencia es del 57%, 63% y 56% según EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC respectivamente, como se muestra en la TABLA 5.94. Es por eso que el utilizar métodos pasivos, como es el caso la pintura intumescente, como medio de protección de estructuras metálicas garantiza un significativo ahorro económico, sin

dejar de lado la seguridad que debe brindar una estructura ante condiciones adversas como es un incendio.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- El diseño de elementos estructurales de un edificio bajo condiciones de incendio se realiza tomando en consideración la curva de fuego estandarizado, ISO 834, misma que presenta condiciones más desfavorables que un incendio real, según lo explicado en el apartado 2.1, por lo que se puede afirmar que los diseños obtenidos tendrán cierto grado de sobredimensionamiento que se puede definir con la curva de fuego real.
- El diseño bajo condiciones de incendio de elementos estructurales no toma en consideración los mismos factores de seguridad que el diseño a temperatura ambiente debido a que, por un lado, se consideran factores de reducción para las propiedades de los materiales que van de acuerdo con la temperatura de exposición, y por otro, el incendio se considera como una acción de carácter accidental, que depende únicamente de cargas gravitacionales, es decir, no toma en cuenta la carga lateral por sismo.
- La exposición a altas temperaturas es la mayor debilidad del acero estructural porque a pesar de que no es un material combustible, sí tiene alta conductividad de calor, lo que implica que se calentará tan pronto como se desarrolle el incendio, y esto a su vez se traduce en reducción de resistencia de los elementos estructurales de acero de acuerdo con la curva presentada en la FIGURA 2.5. Por este motivo es imprescindible brindar las condiciones necesarias para que resistan la exposición a fuego sin que se presente colapso de la estructura. Esta situación no se presenta de la misma forma para el hormigón porque su conductividad del calor es muy baja, como se presenta en la TABLA 2.1 y se evidencia en la FIGURA 2.6.
- Cada normativa extranjera: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC, calcula una carga de diseño particular que, conforme al análisis realizado para la viga VT1 y presentado en la TABLA 5.1, TABLA 5.2 y TABLA 5.3 se concluye que la mayor carga de diseño se calcula siguiendo las disposiciones de la NORMA BRASILEÑA, que corresponde a la combinación de cargas gravitacionales actuantes sobre la viga.

- De acuerdo con el análisis realizado en la sección 5.1 y presentado en sus respectivas tablas se puede afirmar que los elementos estructurales de acero sufren cambios en su resistencia a corte cuando superan los 400 [°C] de temperatura, misma que se alcanza después de apenas dos minutos de incendio. En el caso de la resistencia a flexión, presenta un caso más desfavorable porque empieza a disminuir tan pronto como la temperatura incrementa, de manera que al alcanzar los 600 [°C] tiene entre el 43% y 47% de su resistencia original, según los datos de la TABLA 5.18.
- Conforme a los resultados presentados en la TABLA 5.4, que corresponden al cálculo de la resistencia a corte de la viga VT1 se concluye que durante los 2 primeros minutos de incendio, es decir para una temperatura de 400 [°C], su capacidad a corte no varía con respecto a su capacidad inicial; sin embargo después de 30 minutos de incendio, la capacidad resistente de la viga es apenas el 10% de su capacidad original, después de 1 hora de incendio sólo queda el 6%, valor que disminuye al 4% cuando han transcurrido 2 horas de exposición al fuego, capacidad que no puede resistir adecuadamente las solicitaciones externas a cortante, como se demuestra en la TABLA 5.5. Los datos presentados en dicha tabla permiten afirmar que la viga VT1 por si sola no es capaz de resistir 1 hora de exposición al fuego, como se estipula en el Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN Parte 8:1986 y la Regla Técnica Metropolitana RTQ 3/2014, porque al comparar el cortante solicitante con la capacidad a corte que tiene cuando alcanza los 945 [°C], este valor supera la unidad, lo que significa que la capacidad de la sección ha sido sobrepasada y por ende el elemento presentará fallo.
- Los resultados de la capacidad resistente a flexión calculada para la viga VT1 según las disposiciones de EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC presentados en la TABLA 5.6, permiten concluir que la sección de la viga analizada no es suficiente para resistir 1 hora de incendio, que es el tiempo estipulado por el Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN Parte 8:1986 y la Regla Técnica Metropolitana RTQ 3/2014, porque cuando el elemento alcanza los 840 [°C] apenas posee el 8% de su capacidad inicial, valor que se reduce al 6% cuando la temperatura es de 900 [°C]. Esta

información se complementa con los datos de la TABLA 5.7, información que permite ratificar el hecho de que la capacidad de la viga, expuesta a 1 hora de incendio, no es suficiente para resistir las solicitaciones externas a flexión, ya que después de 30 minutos de incendio su relación demanda vs capacidad es 3.4 y al alcanzar los 900 [°C] es 4.87, en el caso más favorable.

- Un esenario más favorable se presenta con el análisis de sección compuesta. Según los datos de la TABLA 5.11, la capacidad resistente a flexión es superada cuando el elemento alcanza los 800 [°C], a diferencia de la viga de acero, cuya capacidad es superada a los 700 [°C], de acuerdo con la TABLA 5.5, aún así la viga de sección compuesta no es capaz de cumplir con el tiempo requerido de resistencia al fuego que estipula la normativa ecuatoriana, por lo que se concluye que ninguna viga del edificio “TORINO” es capaz de resistir 1 hora de incendio sin que se produzca fallo del elemento, motivo por el cual la protección contra el fuego es de vital importancia.
- Diseñar vigas que cumplan con el tiempo de resistencia a fuego que exige la normativa ecuatoriana resulta en secciones demasiado grandes como se constató durante el desarrollo del apartado 5.2. Las secciones de las vigas del edificio “TORINO” analizadas bajo condiciones de incendio no cumplen con tiempo de resistencia requerido según la normativa ecuatoriana, sin embargo, las secciones que se definen para que cumplan con este requisito son 4, 5 y hasta 6 veces más grandes en área comparadas con las secciones originales.
- El análisis económico entre el sistema de entrepiso del edificio “TORINO” empleando las secciones obtenidas según los criterios de las normativas extranjeras: EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA y AISC con respecto al presupuesto original presenta una excedencia del 73% y 74%. Al realizar el mismo análisis con respecto a la alternativa de recubrimiento con pintura intumescente se tiene una excedencia del 70% al 72%, como se lo evidencia en la TABLA 5.93. En base a estos resultados se afirma que diseñar las secciones para que resistan 1 hora de incendio encarece excesivamente al proyecto.

- Al comparar el presupuesto obtenido del diseño del sistema de etrepiso del edificio “TORINO” considerando secciones compuestas con respecto al presupuesto original se obtiene una excedencia del 60% y el 66%. Al realizar el mismo análisis con respecto a la alternativa de recubrimiento con pintura intumescente se tiene una excedencia del 57%, 63% y 56% según EUROCÓDIGO, NORMA BRASILEÑA Y AISC respectivamente, como se muestra en la TABLA 5.94, si bien son porcentajes menores en comparación con aquellos presentados en la TABLA 5.93 no son convenientes desde el punto de vista económico para el presupuesto del proyecto.
- Los resultados de la TABLA 5.93 muestran que el presupuesto utilizando pintura intumescente apenas incrementa en un 10% al presupuesto original, sin dejar de lado la seguridad que debe brindar ante condiciones de incendio. Por ello emplear métodos pasivos como medio de protección de estructuras metálicas garantiza un ahorro económico significativo.

6.2 RECOMENDACIONES

- La normativa ecuatoriana, velando por el bienestar de las personas propone la NEC-HS-CI (CONTRA INCENDIOS), sin embargo, esta norma únicamente toma en consideración las medidas de protección activas que ayudan a controlar el incendio, mas no aquellas medidas pasivas que aseguran la estabilidad y resistencia del edificio, por lo que se debería proponer requisitos mínimos que una estructura deba cumplir con respecto a la protección pasiva, que trabajando en conjunto con la protección activa brinde mayor seguridad para los ocupantes del edificio en caso de presentarse un incendio.
- El diseño de elementos estructurales bajo condiciones de incendio se realiza tomando como referencia la Curva ISO 834, curva que es más conservadora que la curva de fuego real, por lo que se obtienen secciones sobredimensionadas. Si se desea obtener un diseño óptimo se recomienda modelar el fuego real al que se verá expuesta la estructura y en función a esta curva realizar el diseño del edificio.

- De acuerdo con el análisis desarrollado a lo largo de este trabajo y en vista de que económicamente es desfavorable diseñar secciones que resistan 1 hora de incendio, como lo plantea la normativa ecuatoriana, es importante que se busquen otras alternativas que por un lado ayuden a los elementos estructurales a cumplir con los requisitos mínimos de resistencia, y por otro que no incrementen excesivamente el presupuesto del proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Álvarez, F. B. (2004). 2.3.6.- Resistencia al fuego. Ovideo, España: Universidad de Ovideo. Obtenido de <http://www6.uniovi.es/usr/fblanco/Temall.2.3.6.TERMICAS.ResistenciaFuego.pdf>
- Alvarez, O., & Cházaro, C. (2013). Construcción compuesta acero - concreto. México.
- American Institute of Steel Construction. (2005). ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction. (2010). ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago.
- American Institute of Steel Construction. (2010). ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction. (2010). ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction. (2016). ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings. Chicago.
- Asociación Brasileña de Normas Técnicas. (2003). NBR 14323: Diseño de estructuras de acero y estructuras compuestas, edificio de acero y hormigón en situación de incendio.
- Asociación Brasileña de Normas Técnicas. (2008). ABNT NBR 8800: Diseño estructural de acero y estructuras compuestas de acero y hormigón.
- Basset, J. M. (21 de Enero de 2003). Flashover: Desarrollo y Control.
- British Steel. (2005). The behaviour of a multi-storey steel framed building subjected to fire attack. Reino Unido.

- Comité europeo de normalización. (2011). Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-2: Reglas generales, Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- Construmática Servicios de Información Profesional, S.L. (23 de Febrero de 2009). Construmática. Recuperado el 2017, de http://www.construmatica.com/construpedia/Curva_de_Ensayo_Normalizado_ISO_834._Aceros
- Corporación Instituto chileno del Acero. (2009). Prospección y Difusión de Tecnologías y Normativas sobre Protección contra el Fuego para estructuras de Acero. Chile.
- Correia, A. (2011). Fire resistance of steel and composite steel-concrete columns. Coímbra, Portugal.
- Costa, C., Ajala, G., Júnior, S., Oliveira, M., & Miller, C. (2016). ESTUDO COMPARATIVO DA UTILIZAÇÃO DA ABNT NBR 15200:2012 E DA ABNT NBR 6118:2014. REINPEC, 2, 65-79. Obtenido de www.reinpec.org
- Dr. Aguiar, R. (2013). MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL CENTRO NORTE DE QUITO. Quito, Pichincha, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas: Escuela Politécnica del Ejército.
- Eurocode Committee for Standardization. (2009). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures.
- Eurocode Committee for Standardization. (2005). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- Eurocode Committee for Standardization. (2005). Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- Eurocode Committee for Standardization. (2003). Eurocode 1: Actions structures. Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings.

- Eurocode Committee for Standardization. (2003). Eurocode: Basis of structural design.
- Flores, Y. X. (2012). Estudio del comportamiento de estructuras durante un incendio usando como ejemplo el Edificio Emilio Pugín UACH Valdivia. Valdivia, Chile.
- García, S. G. (10 de Enero de 2008). NTP 200: Estructuras metálicas: comportamiento frente al fuego (I). España.
- Gillie, M. (2010). Fire Resistance of Structures 5.
- Guardiola, A. (2010). Cálculo elástico y cálculo plástico de vigas de acero solicitadas a flexión. España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Gudayol, J. (2005). Dimensionamiento frente al fuego.
- Heredia, O. d. (2004). Diseño de Estructuras de Acero. Construcción Compuesta. México.
- INEN. (1986). CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO CPE INEN 5 Parte 8:1986. Primera Edición. Quito, Ecuador.
- Larrúa, Y. (2016). Comportamiento termo-estructural y diseño de vigas compuestas de acero y hormigón en situación de incendio. Tesis de Doctorado. Cuba. Obtenido de <http://eduniv.mes.edu.cu>
- Lien, K., Chiou, Y., Wang, R., & Hsiao, P. (24 de Marzo de 2009). Nonlinear behavior of steel structures considering the cooling phase of a fire. Obtenido de www.elsevier.com/locate/jcsr
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. Mexico: Alfaomega.
- National Institute of Standards and Technology. (Febrero de 2009). Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings. U.S.

- NEC-CARGAS (NO SISMICAS). (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (No sísmicas). Quito, Pichincha, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-HS-CI. (2015). Norma Ecuatoriana de la construcción ,Contra incendios (CI). Quito, Pichincha, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-AC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de acero. Quito, Pichincha, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Palacios, P. (2017). Análisis de la variación de ductilidad en columnas cuadrangulares de hormigón armado debido a su comportamiento biaxial usando el diagrama momento-curvatura. Tesis de pregrado. Quito, Ecuador: EPN.
- Pavez, A. (2011). Comportamiento del hormigón ante incendio.
- Pineda López, M. Á. (s.f.). Diseño de elementos estructurales de sección compuesta con LRFD. Tesis de pregrado. México D.F, México: Instituto Politécnico Nacional.
- Pitanga, M., & Almeida, R. (Noviembre de 2005). Bending resistance of composite steel-concrete beams in fire situation . Brasil.
- Procel, C. (2016). Estudio de la acción del fuego (cambios de temperatura) en perfiles A36 y en vigas I calidad A572 Gr. 50 en una estructura regular con pórticos. 178 pág. Guayaquil, Ecuador.
- Rodríguez, J. L. (septiembre de 1987). DE LA RESISTENCIA A FUEGO EN LOS EDIFICIOS. España. Obtenido de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- Roscardi, J. (2015). Comportamiento de los materiales de construcción ante la incidencia del fuego. Buenos Aires, Argentina.

- Señas, L., Maiza, P., Priano, C., & Valea, J. (Junio de 2010). Evaluación de elementos estructurales de hormigón expuestos a un incendio. Argentina.
- Silva, V. (2007). Estruturas de aço em situação de incêndio. Materiales y Sistemas.
- Vega, L., & Burón, M. (Marzo de 2007). Seguridad frente al fuego de las estructuras de hormigón. España.
- Vega, L., Llinares, M., Villagrà, C., Gallego, V., & González, B. (14 de Abril de 2010). Comportamiento frente al fuego. Madrid, España.
- Virgili, X. (2007). Comportamiento de elementos estructurales de acero frente a incendio. Análisis de la Normativa (Tesis de Pregrado). España.
- Wald, F. (13 de Junio de 2008). Fire Engineering of Steel Structures. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/267429001>
- Wald, F., Simoes da Silva, L., Moore, D., & Lennon, T. (Febrero de 2004). Structural integrity fire test. Reino Unido.
- Zhao, B. (2014). Fire resistance assessment of steel structures according to part 1-2 of Eurocode 3 (EN 1993-1-2). Eurocodes: Background & Applications Structural Fire Design, 256 pags. (B. L. M.Poljanšek, Ed.)

ANEXOS

ANEXO NO. 1

TABLAS DEL CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO CPE INEN PARTE 8:1986

TABLA 1 EJEMPLOS DE CLASIFICACIÓN DE USOS POR CARGA DE FUEGO

TABLA 2 CLASIFICACIÓN DE COMPONENTES ESTRUCTURALES

Tabla 1 Ejemplos de clasificación de usos por carga de Fuego.

CLASE	USO	
	NORMAL	ANORMAL
Baja carga de fuego	Edificios residenciales descritos solamente como un lugar de residencia, incluyendo los pisos que forman parte de ellos. Hoteles, casas de alojamiento, restaurantes y similares.	Fabricas y bodegas en las cuales se presentan riesgos especiales debido al uso de cantidades limitadas de artículos y procesos peligrosos, los cuales de otro modo se clasificarían como <i>baja carga de fuego Uso normal</i> .
Baja carga de fuego	Escuelas y edificios usados para educación y/o entrenamiento que pueden comprender los siguientes locales: <ul style="list-style-type: none"> a) Salas de conferencias, gimnasios y oficinas adjuntas. b) Bibliotecas, salas de reunión, laboratorios, museos y bodegas adjuntas. c) Proyección de películas cinematográficas (solamente no inflamables) Hospitales, salas de enfermeras, sanatorios, asilos y dispensarios incluyendo oficinas adjuntas, plantas y equipos. Edificios para congregaciones religiosas y ceremonias de culto, como templos, iglesias, capillas, etc. Salas públicas, museos, galerías de arte, bibliotecas públicas y similares. Oficinas comerciales, bancos y oficinas del gobierno. Clubes sociales y culturales incluyendo Cine-clubs (con películas no inflamables) Teatros y cines (sujetos a calificación de bajo riesgo personal y siempre que la proyección y almacenamiento de películas inflamables sean adecuadamente separados) Fábricas y talleres en los cuales los materiales y procesos no son peligrosos, como en el caso de un taller de ingeniería.	
Carga moderada de fuego	Almacenes para venta al por menor, centros comerciales, bazares, fabricas y talleres en general.	Almacenes para venta al por menor, fábricas y talleres en los cuales se presentan riesgos especiales por el uso de grandes cantidades de materiales peligrosos o procesos peligrosos.
Alta carga de fuego	Grandes depósitos y bodegas usados para almacenamiento, en gran escala de materiales y artículos no peligrosos.	Grandes depósitos y bodegas usados para almacenamiento en gran escala de materiales y artículos peligrosos (ver apéndice W)

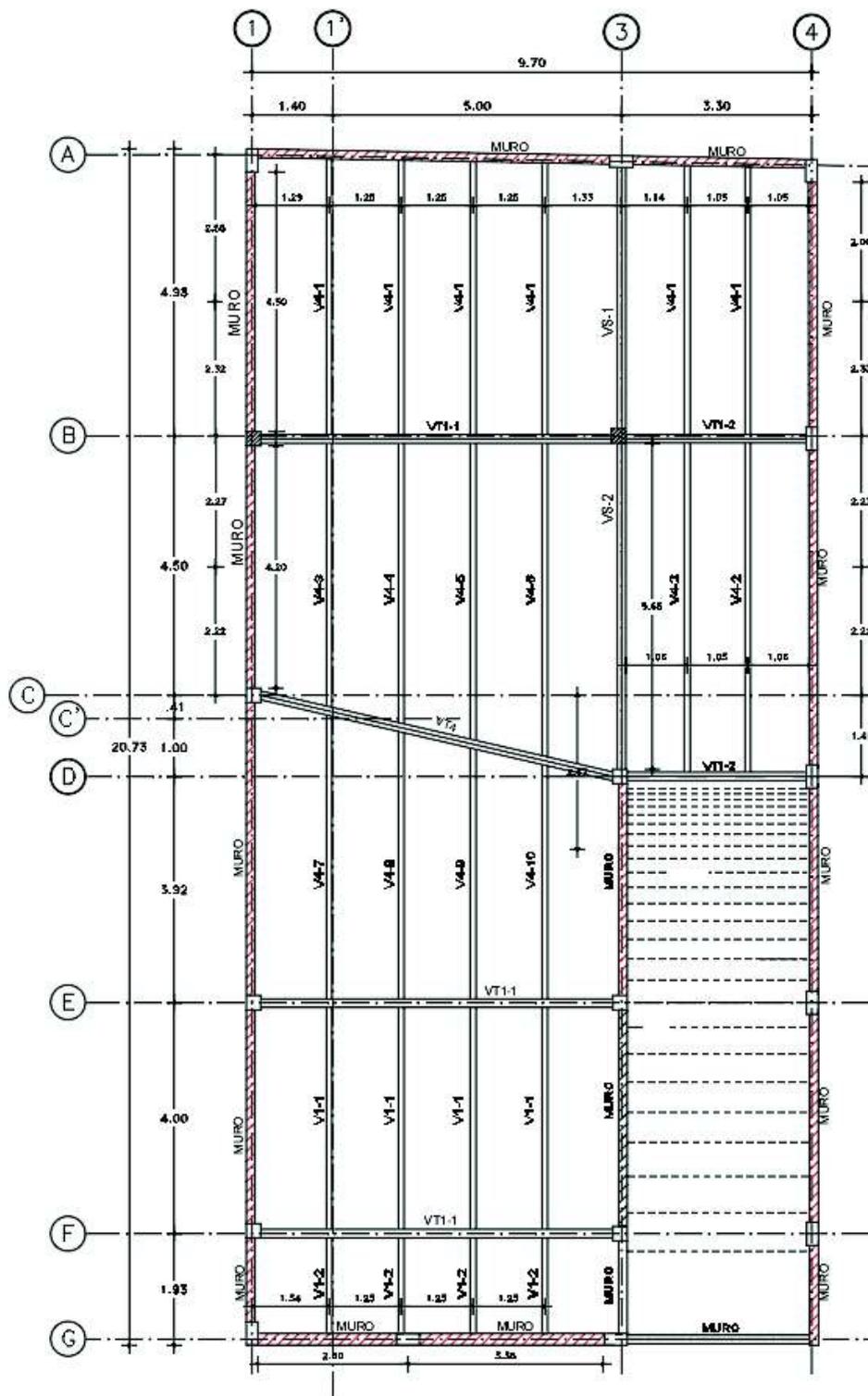
FUENTE: (INEN, 1986).

Tabla 2 Clasificación de componentes estructurales.

TIPO No.	Tiempo en horas Resistencia mínima contra un incendio normal	Clase de incendio	
		Carga de fuego en kcal/m ²	Clase de incendio
1	6	1 100 000 o más	Muy alto
2	4	550 000 a 1 100 000	Alto
3	2	275 000 a 550 000	Medio
4	1	menos de 275 000	Bajo
5	1/2	-----	Muy bajo

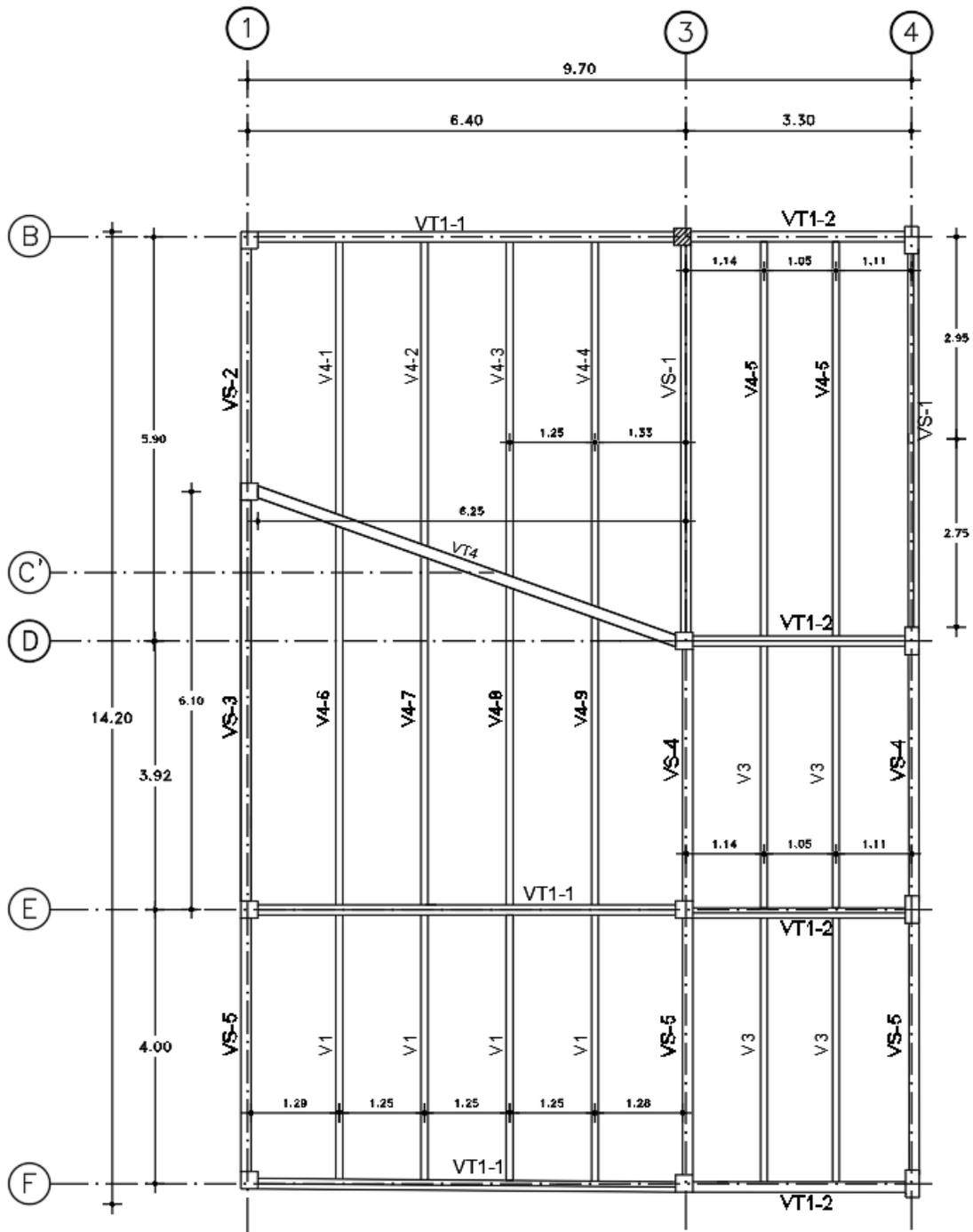
FUENTE: (INEN, 1986)

ANEXO NO. 2
PLANTAS DE LOSAS



PLANTA LOSA N+0.85

ESCALA 1:100



PLANTA LOSA N+13.09

ESCALA 1:100

ANEXO NO. 3

PLANILLAS DE VIGAS DEL EDIFICIO “TORINO”

PRESUPUESTO PARA EL SISTEMA DE ENTREPISO DEL EDIFICIO “TORINO”

En las tablas siguientes se tiene las planillas del sistema de entrepiso del edificio Torino utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-CARGAS (NO SISMICAS), 2015).

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ENTREPISO A TEMPERATURA AMBIENTE.

Planilla de materiales de la losa N+0.85, utilizando la NEC-2015.

ELEMENTO	PERFIL	VIGAS DE LOSA N+0.85										PESO PARCIAL (Kg)	CANTIDAD (u)	PESO TOTAL (Kg)				
		ALMA (DIMENSIONES)					PATIN (DIMENSIONES)											
		PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)				LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
V4-1	I(256x3+ 120x8)	256	3	4770	4.77	1	6.03	28.76	120	8	4770	4.77	2	7.54	71.89	100.65	6	603.90
V4-2	I(256x3+ 120x8)	256	3	5700	5.70	1	6.03	34.36	120	8	5700	5.70	2	7.54	85.91	120.27	2	240.55
V4-3	I(256x3+ 120x8)	256	3	4550	4.55	1	6.03	27.43	120	8	4550	4.55	2	7.54	68.58	96.01	1	96.01
V4-4	I(256x3+ 120x8)	256	3	4850	4.85	1	6.03	29.24	120	8	4850	4.85	2	7.54	73.10	102.34	1	102.34
V4-5	I(256x3+ 120x8)	256	3	5150	5.15	1	6.03	31.05	120	8	5150	5.15	2	7.54	77.62	108.67	1	108.67
V4-6	I(256x3+ 120x8)	256	3	5450	5.45	1	6.03	32.86	120	8	5450	5.45	2	7.54	82.14	115.00	1	115.00
V4-7	I(256x3+ 120x8)	256	3	4910	4.91	1	6.03	29.60	120	8	4910	4.91	2	7.54	74.00	103.80	1	103.80
V4-8	I(256x3+ 120x8)	256	3	4630	4.63	1	6.03	27.91	120	8	4630	4.63	2	7.54	69.78	97.70	1	97.70
V4-9	I(256x3+ 120x8)	256	3	4350	4.35	1	6.03	26.23	120	8	4350	4.35	2	7.54	65.56	91.79	1	91.79
V4-10	I(256x3+ 120x8)	256	3	4100	4.10	1	6.03	24.72	120	8	4100	4.10	2	7.54	61.80	86.51	1	86.51
V1-1	I(202x3+ 100x6)	202	3	3840	3.84	1	4.76	18.27	100	6	3840	3.84	2	4.71	36.17	54.44	4	217.76
V1-2	I(202x3+ 100x6)	202	3	1660	1.66	1	4.76	7.90	100	6	1660	1.66	2	4.71	15.64	23.53	4	94.14
VT-1-1	I(416x8+ 170x8)	416	8	6100	6.10	1	26.12	159.36	170	8	6100	6.10	2	10.68	130.25	289.61	2	579.22
VT-1-2	I(416x8+ 170x8)	416	8	3110	3.11	1	26.12	81.25	170	8	3110	3.11	2	10.68	66.40	147.65	2	295.31
VT-4	I(354x6+ 250x12)	354	6	6250	6.25	1	16.67	104.21	250	12	6250	6.25	2	23.55	294.38	398.58	1	398.58
VS-1	I(416x8+ 170x8)	416	8	4520	4.52	1	26.12	118.08	170	8	4520	4.52	2	10.68	96.51	214.60	1	214.60
VS-2	I(416x8+ 170x8)	416	8	5650	5.65	1	26.12	147.61	170	8	5650	5.65	2	10.68	120.64	268.24	1	268.24
																TOTAL	31	3231.08

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Planilla de materiales de la losa N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09, utilizando la NEC-2015.

VIGAS DE LOSA N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09.																		
VIGAS DE CARGA																		
ELEMENTO	PERFIL	ALMA (DIMENSIONES)					PATIN (DIMENSIONES)					PESO PARCIAL (Kg)	CANTIDAD (u)	PESO TOTAL (Kg)				
		PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL	LONGITUD	U	PESO UNITARIO	PESO TOTAL	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL	LONGITUD				U	PESO UNITARIO	PESO TOTAL	
V4-1	I (256x3+ 120x8)	256	3	3960	3.96	1	6.03	23.87	120	8	3960	3.96	2	7.54	59.69	83.56	1	83.56
V4-2	I (256x3+ 120x8)	256	3	4450	4.45	1	6.03	26.83	120	8	4450	4.45	2	7.54	67.07	93.90	1	93.90
V4-3	I (256x3+ 120x8)	256	3	4900	4.90	1	6.03	29.54	120	8	4900	4.90	2	7.54	73.85	103.39	1	103.39
V4-4	I (256x3+ 120x8)	256	3	5330	5.33	1	6.03	32.13	120	8	5330	5.33	2	7.54	80.33	112.47	1	112.47
V4-5	I (256x3+ 120x8)	256	3	5750	5.75	1	6.03	34.67	120	8	5750	5.75	2	7.54	86.66	121.33	2	242.66
V4-6	I (256x3+ 120x8)	256	3	5550	5.55	1	6.03	33.46	120	8	5550	5.55	2	7.54	83.65	117.11	1	117.11
V4-7	I (256x3+ 120x8)	256	3	5100	5.10	1	6.03	30.75	120	8	5100	5.10	2	7.54	76.87	107.61	1	107.61
V4-8	I (256x3+ 120x8)	256	3	4650	4.65	1	6.03	28.03	120	8	4650	4.65	2	7.54	70.08	98.12	1	98.12
V4-9	I (256x3+ 120x8)	256	3	4200	4.20	1	6.03	25.32	120	8	4200	4.20	2	7.54	63.30	88.62	1	88.62
V3	I (202x3+ 120x6)	202	3	3850	3.85	1	4.76	18.31	120	6	3850	3.85	2	5.65	43.52	61.84	4	247.34
V1	I (202x3+ 100x6)	202	3	3860	3.86	1	4.76	18.36	100	6	3860	3.86	2	4.71	36.36	54.72	4	218.89
VT-1-1	I (416x8+ 170x8)	416	8	6070	6.07	1	26.12	158.58	170	8	6070	6.07	2	10.68	129.61	288.18	3	864.55
VT-1-2	I (416x8+ 170x8)	416	8	3120	3.12	1	26.12	81.51	170	8	3120	3.12	2	10.68	66.62	148.13	4	592.51
VT-4	I (354x6+ 250x12)	354	6	6500	6.50	1	16.67	108.38	250	12	6500	6.50	2	23.55	306.15	414.53	1	414.53
VS-1	I (416x8+ 170x8)	416	8	5650	5.65	1	26.12	147.61	170	8	5650	5.65	2	10.68	120.64	268.24	2	536.49
VS-2	I (416x8+ 170x8)	416	8	3450	3.45	1	26.12	90.13	170	8	3450	3.45	2	10.68	73.66	163.79	1	163.79
VS-3	I (416x8+ 170x8)	416	8	5850	5.85	1	26.12	152.83	170	8	5850	5.85	2	10.68	124.91	277.74	1	277.74
VS-4	I (416x8+ 170x8)	416	8	3700	3.70	1	26.12	96.66	170	8	3700	3.70	2	10.68	79.00	175.66	2	351.33
VS-5	I (416x8+ 170x8)	416	8	3750	3.75	1	26.12	97.97	170	8	3750	3.75	2	10.68	80.07	178.04	3	534.11
																	35	3385.27

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ENTREPISO BAJO CONDICIONES DE INCENDIO.

Planilla de materiales de la losa N+0.85, utilizando el EUROCÓDIGO.

ELEMENTO	PERFIL	VIGAS DE LOSA N+0.85										PESO PARCIAL (Kg)	CANTIDAD (u)	PESO TOTAL (Kg)				
		ALMA (DIMENSIONES)					PATIN (DIMENSIONES)											
		PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)				LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
V4-1	I (48x8+ 280x22)	484	8	4770	4.77	1	30.40	144.99	280	22	4770	4.77	2	48.36	461.32	606.30	6	3637.81
V4-2	I (48x8+ 280x22)	484	8	5700	5.70	1	30.40	173.25	280	22	5700	5.70	2	48.36	551.26	724.51	2	1449.02
V4-3	I (48x8+ 280x22)	484	8	4550	4.55	1	30.40	138.30	280	22	4550	4.55	2	48.36	440.04	578.34	1	578.34
V4-4	I (48x8+ 280x22)	484	8	4850	4.85	1	30.40	147.42	280	22	4850	4.85	2	48.36	469.05	616.47	1	616.47
V4-5	I (48x8+ 280x22)	484	8	5150	5.15	1	30.40	156.54	280	22	5150	5.15	2	48.36	498.07	654.60	1	654.60
V4-6	I (48x8+ 280x22)	484	8	5450	5.45	1	30.40	165.65	280	22	5450	5.45	2	48.36	527.08	692.73	1	692.73
V4-7	I (48x8+ 280x22)	484	8	4910	4.91	1	30.40	149.24	280	22	4910	4.91	2	48.36	474.86	624.10	1	624.10
V4-8	I (48x8+ 280x22)	484	8	4630	4.63	1	30.40	140.73	280	22	4630	4.63	2	48.36	447.78	588.51	1	588.51
V4-9	I (48x8+ 280x22)	484	8	4350	4.35	1	30.40	132.22	280	22	4350	4.35	2	48.36	420.70	552.92	1	552.92
V4-10	I (48x8+ 280x22)	484	8	4100	4.10	1	30.40	124.62	280	22	4100	4.10	2	48.36	396.52	521.14	1	521.14
V1-1	I (406x6+ 200x18)	406	6	3840	3.84	1	19.12	73.43	200	18	3840	3.84	2	28.26	217.04	290.47	4	1161.87
V1-2	I (406x6+ 200x18)	406	6	1660	1.66	1	19.12	31.74	200	18	1660	1.66	2	28.26	93.82	125.57	4	502.27
VT-1	I (656x14+ 400x18)	656	14	6100	6.10	1	72.09	439.78	400	18	6100	6.10	2	56.52	689.54	1129.32	2	2258.64
VT-2	I (656x14+ 400x18)	656	14	3110	3.11	1	72.09	224.21	400	18	3110	3.11	2	56.52	351.55	575.77	2	1151.54
VT-4	I (804x20+ 540x22)	804	20	6250	6.25	1	126.23	788.93	540	22	6250	6.25	2	93.26	1165.73	1954.65	1	1954.65
VS-1	I (656x14+ 400x18)	656	14	4520	4.52	1	72.09	325.87	400	18	4520	4.52	2	56.52	510.94	836.81	1	836.81
VS-2	I (656x14+ 400x18)	656	14	5650	5.65	1	72.09	407.33	400	18	5650	5.65	2	56.52	638.68	1046.01	1	1046.01
																TOTAL	31	16944.60

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Planilla de materiales de la losa N+0.85, utilizando la NORMA BRASILEÑA.

ELEMENTO	PERFIL	ALMA (DIMENSIONES)										PATIN (DIMENSIONES)										PESO PARCIAL (Kg)	CANTIDAD (u)	PESO TOTAL (Kg)
		PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)									
																PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)			
V4-1	I (470x8+ 280x20)	470	8	4770	4.77	1	29.52	140.79	280	20	4770	4.77	2	43.96	419.38									
V4-2	I (470x8+ 280x20)	470	8	5700	5.70	1	29.52	168.24	280	20	5700	5.70	2	43.96	501.14									
V4-3	I (470x8+ 280x20)	470	8	4550	4.55	1	29.52	134.30	280	20	4550	4.55	2	43.96	400.04									
V4-4	I (470x8+ 280x20)	470	8	4850	4.85	1	29.52	143.15	280	20	4850	4.85	2	43.96	426.41									
V4-5	I (470x8+ 280x20)	470	8	5150	5.15	1	29.52	152.01	280	20	5150	5.15	2	43.96	452.79									
V4-6	I (470x8+ 280x20)	470	8	5450	5.45	1	29.52	160.86	280	20	5450	5.45	2	43.96	479.16									
V4-7	I (470x8+ 280x20)	470	8	4910	4.91	1	29.52	144.92	280	20	4910	4.91	2	43.96	431.69									
V4-8	I (470x8+ 280x20)	470	8	4630	4.63	1	29.52	136.66	280	20	4630	4.63	2	43.96	407.07									
V4-9	I (470x8+ 280x20)	470	8	4350	4.35	1	29.52	128.39	280	20	4350	4.35	2	43.96	382.45									
V4-10	I (470x8+ 280x20)	470	8	4100	4.10	1	29.52	121.02	280	20	4100	4.10	2	43.96	360.47									
V1-1	I (406x6+ 200x18)	406	6	3840	3.84	1	19.12	73.43	200	18	3840	3.84	2	28.26	217.04									
V1-2	I (406x6+ 200x18)	406	6	1660	1.66	1	19.12	31.74	200	18	1660	1.66	2	28.26	93.82									
VT-1-1	I (646x14+ 420x18)	646	14	6100	6.10	1	71.00	433.07	420	18	6100	6.10	2	59.35	724.02									
VT-1-2	I (646x14+ 420x18)	646	14	3110	3.11	1	71.00	220.80	420	18	3110	3.11	2	59.35	369.13									
VT-4	I (794x22+ 540x22)	794	22	6250	6.25	1	137.12	857.02	540	22	6250	6.25	2	93.26	1165.73									
VS-1	I (646x14+ 420x18)	646	14	4520	4.52	1	71.00	320.90	420	18	4520	4.52	2	59.35	536.49									
VS-2	I (646x14+ 420x18)	646	14	5650	5.65	1	71.00	401.12	420	18	5650	5.65	2	59.35	670.61									
															TOTAL									
															16342.11									

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Planilla de materiales de la losa N+0.85, utilizando el AISC.

ELEMENTO	PERFIL	ALMA (DIMENSIONES)										PATIN (DIMENSIONES)										PESO PARCIAL (Kg)	CANTIDAD (u)	PESO TOTAL (Kg)
		PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	U	PESO UNITARIO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)									
		V4-1	I (48x8+ 320x22)	484	8	4770	4.77	1	30.40	144.99	320	22	4770	4.77	2	55.26	527.22	672.20	6	4033.22				
V4-2	I (48x8+ 320x22)	484	8	5700	5.70	1	30.40	173.25	320	22	5700	5.70	2	55.26	630.01	803.26	2	1606.52						
V4-3	I (48x8+ 320x22)	484	8	4550	4.55	1	30.40	138.30	320	22	4550	4.55	2	55.26	502.90	641.20	1	641.20						
V4-4	I (48x8+ 320x22)	484	8	4850	4.85	1	30.40	147.42	320	22	4850	4.85	2	55.26	536.06	683.48	1	683.48						
V4-5	I (48x8+ 320x22)	484	8	5150	5.15	1	30.40	156.54	320	22	5150	5.15	2	55.26	569.22	725.75	1	725.75						
V4-6	I (48x8+ 320x22)	484	8	5450	5.45	1	30.40	165.65	320	22	5450	5.45	2	55.26	602.38	768.03	1	768.03						
V4-7	I (48x8+ 320x22)	484	8	4910	4.91	1	30.40	149.24	320	22	4910	4.91	2	55.26	542.69	691.93	1	691.93						
V4-8	I (48x8+ 320x22)	484	8	4630	4.63	1	30.40	140.73	320	22	4630	4.63	2	55.26	511.74	652.47	1	652.47						
V4-9	I (48x8+ 320x22)	484	8	4350	4.35	1	30.40	132.22	320	22	4350	4.35	2	55.26	480.80	613.02	1	613.02						
V4-10	I (48x8+ 320x22)	484	8	4100	4.10	1	30.40	124.62	320	22	4100	4.10	2	55.26	453.16	577.79	1	577.79						
V1-1	I (402x6+ 260x16)	402	6	3840	3.84	1	18.93	72.71	260	16	3840	3.84	2	32.66	250.80	323.51	4	1294.02						
V1-2	I (402x6+ 260x16)	402	6	1660	1.66	1	18.93	31.43	260	16	1660	1.66	2	32.66	108.42	139.85	4	559.39						
VT-1-1	I (656x14+ 380x18)	656	14	6100	6.10	1	72.09	439.78	380	18	6100	6.10	2	53.69	655.07	1094.84	2	2189.69						
VT-1-2	I (656x14+ 380x18)	656	14	3110	3.11	1	72.09	224.21	380	18	3110	3.11	2	53.69	333.98	558.19	2	1116.38						
VT-4	I (804x20+ 500x22)	804	20	6250	6.25	1	126.23	788.93	500	22	6250	6.25	2	86.35	1079.38	1868.30	1	1868.30						
VS-1	I (656x14+ 380x18)	656	14	4520	4.52	1	72.09	325.87	380	18	4520	4.52	2	53.69	485.39	811.26	1	811.26						
VS-2	I (656x14+ 380x18)	656	14	5650	5.65	1	72.09	407.33	380	18	5650	5.65	2	53.69	606.74	1014.08	1	1014.08						
																TOTAL	31	18021.20						

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.

Planilla de materiales de la losa N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09, utilizando el AISC.

ELEMENTO	PERFIL	VIGAS DE LOSA N+3.91, N+6.91, N+10.03, N+13.09.										VIGAS DE CARGA										
		ALMA (DIMENSIONES)					PATIN (DIMENSIONES)					ALMA (DIMENSIONES)					PATIN (DIMENSIONES)					
		PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL	LONGITUD U	PESO UNITARIO	PESO TOTAL	PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL	LONGITUD U	PESO UNITARIO	PESO TOTAL	PERALTE (mm)	ESPESOR (mm)	LONGITUD TOTAL	LONGITUD U	PESO UNITARIO	PESO TOTAL	PESO PARCIAL (Kg)	CANTIDAD (u)	PESO TOTAL (Kg)
V4-1	I (48x8+ 320x22)	484	8	3960	3.96	1	30.40	120.36	320	22	3960	3.96	2	55.26	437.69	558.06	1	558.06				
V4-2	I (48x8+ 320x22)	484	8	4450	4.45	1	30.40	135.26	320	22	4450	4.45	2	55.26	491.85	627.11	1	627.11				
V4-3	I (48x8+ 320x22)	484	8	4900	4.90	1	30.40	148.94	320	22	4900	4.90	2	55.26	541.59	690.52	1	690.52				
V4-4	I (48x8+ 320x22)	484	8	5330	5.33	1	30.40	162.01	320	22	5330	5.33	2	55.26	589.11	751.12	1	751.12				
V4-5	I (48x8+ 320x22)	484	8	5750	5.75	1	30.40	174.77	320	22	5750	5.75	2	55.26	635.54	810.31	2	1620.62				
V4-6	I (48x8+ 320x22)	484	8	5550	5.55	1	30.40	168.69	320	22	5550	5.55	2	55.26	613.43	782.12	1	782.12				
V4-7	I (48x8+ 320x22)	484	8	5100	5.10	1	30.40	155.02	320	22	5100	5.10	2	55.26	563.69	718.71	1	718.71				
V4-8	I (48x8+ 320x22)	484	8	4650	4.65	1	30.40	141.34	320	22	4650	4.65	2	55.26	513.96	655.29	1	655.29				
V4-9	I (48x8+ 320x22)	484	8	4200	4.20	1	30.40	127.66	320	22	4200	4.20	2	55.26	464.22	591.88	1	591.88				
V3	I (48x8+ 320x22)	484	8	3850	3.85	1	30.40	117.02	320	22	3850	3.85	2	55.26	425.53	542.55	4	2170.22				
V1	I (402x6+ 260x16)	402	6	3860	3.86	1	18.93	73.09	260	16	3860	3.86	2	32.66	252.10	325.19	4	1300.76				
VT-1	I (656x14+ 380x18)	656	14	6070	6.07	1	72.09	437.61	380	18	6070	6.07	2	53.69	651.85	1089.46	3	3268.37				
VT-2	I (656x14+ 380x18)	656	14	3120	3.12	1	72.09	224.93	380	18	3120	3.12	2	53.69	335.05	559.99	4	2239.94				
VT-4	I (804x20+ 500x22)	804	20	6500	6.50	1	126.23	820.48	500	22	6500	6.50	2	86.35	1122.55	1943.03	1	1943.03				
VS-1	I (656x14+ 380x18)	656	14	5650	5.65	1	72.09	407.33	380	18	5650	5.65	2	53.69	606.74	1014.08	2	2028.15				
VS-2	I (656x14+ 380x18)	656	14	3450	3.45	1	72.09	248.73	380	18	3450	3.45	2	53.69	370.49	619.21	1	619.21				
VS-3	I (656x14+ 380x18)	656	14	5850	5.85	1	72.09	421.75	380	18	5850	5.85	2	53.69	628.22	1049.97	1	1049.97				
VS-4	I (656x14+ 380x18)	656	14	3700	3.70	1	72.09	266.75	380	18	3700	3.70	2	53.69	397.34	664.08	2	1328.17				
VS-5	I (656x14+ 380x18)	656	14	3750	3.75	1	72.09	270.35	380	18	3750	3.75	2	53.69	402.71	673.06	3	2019.18				
																						17917.75

ELABORACIÓN: Castillo & Fuertes.