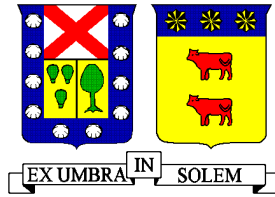


**UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE**



ESTUDIO DE LA RESISTENCIA EFECTIVA AL FUEGO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DISEÑADAS DE ACUERDO A NORMATIVA CHILENA

**MEMORIA DE TITULACIÓN PRESENTADA POR
FRANCISCO JAVIER VALLE SOTO**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PROFESOR GUÍA
CHRISTIAN SCHNAIDT**

JULIO DE 2018

RESUMEN

Este estudio tiene por objetivo evaluar la normativa vigente de seguridad contra incendio y compararla con una metodología a desarrollar en este trabajo que incorpore la sobrerresistencia de la estructura debido a los casos de cargas que controlan el diseño de ésta.

La Ordenanza General de Urbanismo y Construcción establece las normas mínimas de seguridad contra incendio que toda edificación debe cumplir según su uso (habitacional, oficinas, locales comerciales, establecimientos industriales y otros) con el objetivo de resguardar la salud, seguridad y bienestar público. El estado del arte de las normas internacionales que tienen relación con la protección contra incendio está actualmente más avanzado que la norma chilena. Por ende, mediante el presente trabajo de título, se estudiará la normativa vigente y las normas internacionales con el fin de generar una discusión respecto a la seguridad de la estructura evaluando el desempeño de ésta ante un siniestro.

Para cumplir con este objetivo se elaborará una base de datos que incluye el diseño de prototipos de galpones de marcos de acero que son utilizados comúnmente en el sector industrial, de tal forma de obtener las características que deben tener los elementos del sistema resistente y secundarios, para generar una discusión sobre los requisitos mínimos de protección contra el fuego y sus efectos sobre los elementos estructurales.

ABSTRACT

This study aims to evaluate the current regulations on fire safety and comparison with a methodology to be developed in this work that incorporates the overstrength of the structure to the cases of loads that control the design structure.

The Ordenanza General de Urbanismo y Construcción establishes the minimum fire safety standards that the entire building must comply with according to its occupancy classification (residential, offices, commercial centers, industrial buildings and others) in order to protect the health, safety and public welfare. The state of the art of international standards that are related to fire safety is currently more advanced than the Chilean standards. Therefore through this thesis current legislation and international standards will be study in order to generate a discussion regarding the safety of the structure by evaluating its performance in the event of fire.

To fulfill this objective it will be prepared a database that includes the design of warehouse prototypes which are more common in the industry. By doing that it will be obtained the primary and secondary structure elements performance during fire and enough data to generate a discussion on minimum fire protection requirements and their effects on structural elements.

GLOSARIO

AISC	Instituto Americano de Construcción en Acero.
BR	Regulación para la Construcción.
CBC	Código de Construcción de California.
CEN	Comité Europeo de Normalización.
CFD	Dinámica de fluido computacional.
EC3	Eurocódigo3.
ICC	Consejo Internacional de Códigos.
INN	Instituto Nacional de Normalización.
MINVU	Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
NFPA	Asociación Nacional de Protección contra el Fuego.
OGUC	Ordenanza General de Urbanismo y Construcción.
A_a	área admisible aumentada.
A_m	superficie expuesta al fuego del material.
A_{sec}	área de la sección del acero [m ²].
A_t	área límite tabulada según en función de rociadores.
C	Número de ecuaciones adicionales de condición.
c_a	calor específico del acero, expresado en unidades de [J/kg°K].
cal	unidad de energía expresada en calorías.
c_p	calor específico del material de protección contra fuego, expresado en unidades de [J/kg°K].
d_p	espesor del material de protección contra fuego [m].
dt/dx	gradiente térmico, variación de temperatura por unidad de distancia [°K/m].
E	módulo de elasticidad, unidad de fuerza sobre área.
$E_{a,\theta}$	módulo del acero en el rango lineal elástico a temperatura θ .
$E_{o,d}$	solicitaciones debido a la combinación de diseño sin situación de incendio.
$E_{\theta,d}$	solicitaciones debido a la combinación de diseño para situación de incendio.
FS	factor de seguridad, razón entre la resistencia al fuego alcanzada por la estructura (en minutos) y la resistencia al fuego requerida por la ordenanza.
GH	grado de hiperestaticidad total de la estructura.
GHE	grado de hiperestaticidad externa.
GHI	Grado de hiperestaticidad interna.
GJ	unidad de energía expresada en gigajoule.
h_{cond}	flujo de calor por conducción por unidad de área [W/m ²].
h_{conv}	flujo de calor por convección por unidad de área expuesta [W/m ²].
h_{net}	es la suma del flujo de energía térmica por convección y radiación, [W/m ²].
h_{rad}	flujo de calor por radiación por unidad de área expuesta [W/m ²].
J	unidad energía Joule.
Kcal	unidad de energía expresada en kilocalorías.
k_e	factor de reducción de módulo de elasticidad.

$k_{E,\theta}$	factor de reducción para el módulo de elasticidad en el rango lineal elástico a temperatura θ .
kg	unidad de masa expresada en kilogramos.
kgf	unidad de fuerza [kilogramos fuerza].
KJ	unidad de energía expresada en kilojoule.
k_p	factor de reducción de límite de proporcionalidad.
$k_{p,\theta}$	factor de reducción para el esfuerzo del límite de proporcionalidad a temperatura θ .
k_{sh}	coeficiente adimensional de corrección del efecto sombra.
k_y	factor de reducción de resistencia a la fluencia.
$k_{y,\theta}$	factor de reducción para el esfuerzo de fluencia a temperatura θ .
L	longitud a temperatura ambiente.
l_f	factor de incremento de área en función del porcentaje de la fachada del edificio de libre acceso hacia la vía pública o espacio abierto.
m	unidad de longitud expresada en metros.
m^2	unidad de área expresada en metros cuadrados.
Mcal	unidad de energía expresada en megacalorías.
MJ	unidad de energía expresada en megajoule.
Mp	momento plástico en la sección de acero, unidad de fuerza por unidad de distancia.
NE	Número de elementos.
NEE	Número ecuaciones de la estática.
NR	Número de reacciones.
N_s	área límite tabulada para una estructura de 1 piso sin rociadores.
$^{\circ}\text{C}$	unidad temperatura, grados Celsius.
$^{\circ}\text{K}$	unidad de temperatura expresada en grados Kelvin.
$^{\circ}\text{K}$	unidad temperatura, grados Kelvin.
P.I.	pintura intumescente.
p_m	perímetro expuesto al fuego del material [m].
ϕ_u	curvatura última [1/m].
ϕ_y	curvatura de fluencia [1/m].
q_o	cargas de diseño sin situación de incendio.
$q_{u,\theta}$	carga última de colapso de la estructura asociada a la temperatura θ .
$q_{y,\theta}$	carga con la cual la estructura comienza a incursionar en el rango plástico asociada a la temperatura θ .
q_{θ}	cargas presentes en situación de incendio.
$R_{o,d}$	resistencia última de la estructura a 20°C .
t	tiempo en unidades de minutos.
tonef	unidad de fuerza [toneladas fuerza].
W	unidad de potencia expresada en vatios.
W_E	trabajo externo, unidad Joule.
W_I	trabajo interno, unidad Joule.
X_{fa}	factor de ajuste para la curva conductividad de la pintura de determinado espesor a 20°C .
Z	módulo plástico de la sección de acero, unidades $[\text{cm}^3]$.
α_c	coeficiente de transferencia de calor por convección, adimensional.
α_L	coeficiente de dilatación lineal $[1/^{\circ}\text{K}]$.

ΔL	elongación inducida por la diferencia de temperatura.
δQ	variación de energía térmica en material, expresada en Joule.
ΔQ	variación de energía térmica en material, expresada en Joule.
Δt	pequeño intervalo de tiempo, en minutos.
$\Delta \theta$	diferencia de temperatura, unidades grados Celsius o Kelvin.
$\delta \theta$	variación de temperatura.
$\Delta \theta_{a,t}$	variación de temperatura del acero en un pequeño intervalo pequeño de tiempo.
ε	deformación unitaria, adimensional.
ε_f	emisividad del fuego. El eurocódigo define que se puede considerar $\varepsilon_f=1$.
ε_m	emisividad de la superficie receptora.
$\varepsilon_{p,\theta}$	deformación unitaria en el límite proporcional a temperatura θ .
ε_{rad}	producto de la emisividad del fuego ε_f y de la emisividad de la superficie receptora ε_m .
$\varepsilon_{t,\theta}$	deformación unitaria límite de esfuerzo de fluencia a temperatura θ .
ε_u	deformación unitaria última a 20°C.
$\varepsilon_{u,\theta}$	deformación unitaria última a temperatura θ .
ε_y	deformación unitaria de fluencia a 20°C.
$\varepsilon_{y,\theta}$	deformación unitaria de fluencia a temperatura θ .
ε_Z	factor para cálculo de esbeltez límite local considerando altas temperaturas, según Eurocódigo.
θ	temperatura, en unidades de grados Kelvin o Celsius.
θ_a	temperatura del acero.
$\theta_{a,t}$	temperatura del acero en instante t.
θ_e	temperatura de la superficie del cuerpo receptor [°K].
$\theta_{g,o}$	temperatura inicial del horno, medida en °C.
$\theta_{g,t}$	temperatura del horno en el instante t, medida en °C o °K.
θ_r	temperatura de la superficie del cuerpo radiativo [°K].
λ	conductividad térmica [W/m°K].
λ_a	conductividad térmica del acero [W/m°K].
λ_{ala}	esbeltez del ala de la sección.
λ_{alma}	esbeltez del alma de la sección.
λ_{limite_ala}	límite de esbeltez local del ala.
λ_{limite_alma}	límite de esbeltez local del alma.
λ_p	conductividad térmica del material de protección contra el fuego [W/m°K].
$\lambda_{p,t}$	conductividad aparente de la pintura intumescente. Valor en el instante t considerando el espesor de pintura a 20°C.
μ_o	grado de utilización de la estructura.
ρ_a	densidad del acero [kg/m³].
ρ_p	densidad del material de protección contra fuego [kg/m³].
σ	esfuerzo, unidades unidad de fuerza sobre unidad de área.
σ_p	esfuerzo de proporcionalidad a temperatura ambiente, unidades unidad de fuerza sobre unidad de área.
$\sigma_{p,\theta}$	esfuerzo del límite de proporcionalidad a temperatura θ .
$\sigma_{p,\theta}$	esfuerzo límite proporcional a temperatura θ .
σ_{SB}	constante de Stefan-Boltzmann, 5.669×10^{-8} [W/m²K⁴].

σ_u	esfuerzo último a temperatura ambiente, unidades unidad de fuerza sobre unidad de área.
σ_y	esfuerzo de fluencia a temperatura ambiente, unidades unidad de fuerza sobre unidad de área.
$\sigma_{y,\theta}$	esfuerzo de fluencia a temperatura θ .
Φ	factor de configuración se puede considerar de manera conservadora igual a la unidad según Eurocódigo.
ϕ	Relación entre la energía térmica retenida por el material de protección pasiva y la energía térmica retenida por el material protegido.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	I
ABSTRACT.....	II
GLOSARIO	III
ÍNDICE DE CONTENIDOS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XI
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos generales	1
1.2. Objetivos específicos	1
2. ANTECEDENTES	2
2.1. Descripción general	2
2.2. Ley Chilena	2
2.2.2. Tipos de protección contra el fuego	3
2.2.3. Normas Chilenas oficiales para prevención de incendios en edificios	3
2.2.4. Normas de resistencia al fuego:	4
2.2.5. Normas sobre cargas de combustibles en edificios	6
2.2.6. Resistencia al fuego requerida para los elementos de construcción de edificios.....	8
2.3. Redundancia estructural	10
2.4. Teoría plástica de estructuras	12
2.5. Transferencia de calor	15
2.6. Propiedades materiales del acero a altas temperaturas	18
2.6.2. Relación esfuerzo-temperatura.....	20
2.6.3. Calor específico	25
2.6.4. Conductividad térmica	27
2.6.5. Coeficiente de dilatación lineal	28
2.7. Desarrollo de temperatura en acero sin protección contra fuego	30
2.8. Desarrollo de la temperatura en acero con pintura intumescente.....	32
2.9. Comportamiento de la pintura intumescente en función de la temperatura.....	35
2.10. Métodos de diseño para incendios	38
	VII

2.11.	Investigaciones previas	41
2.12.	Normas extranjeras	43
2.12.2.	Código de construcción de California (CBC)	43
2.12.3.	Regulación para construcción de Inglaterra y Gales (BR).....	48
3.	METODOLOGÍA	50
3.1.	Precisión de resultados con el método límite plástico.....	51
3.1.2.	Modelo viga doblemente empotrada.....	51
3.1.3.	Modelo marco	52
3.2.	Comparación de normas extranjeras con norma chilena	55
3.3.	Ajuste de ecuaciones conductividad térmica vs temperatura	55
3.4.	Definición modelo base y análisis	58
3.4.1.	Investigación parámetros modelo base	59
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	60
4.1.	Validación del método del límite plástico.....	60
4.1.2.	Modelo viga doblemente empotrada.....	60
4.1.3.	Modelo marco	62
4.2.	Resultados de ajuste conducción térmica	75
4.3.	Exigencias prescriptivas de códigos para construcción	76
4.4.	Resultados modelo base en función temperatura	78
5.	CONCLUSIONES.....	91
6.	REFERENCIAS.....	93
7.	ANEXOS	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Curva normalizada tiempo-temperatura NCh935/1 (INN, 1997)	5
Figura 2-2 Curva esfuerzo - deformación del acero	12
Figura 2-3 Ejemplo rótulas plásticas	13
Figura 2-4 Ejemplo colapso estructura – mecanismo viga	14
Figura 2-5 Esquema de transferencia de calor	15
Figura 2-6 Curva de factores de reducción de las propiedades del acero vs temperatura, Eurocodigo3 (CEN,2001)	18
Figura 2-7 Curva esfuerzo deformación real del acero y curva idealizada elasto-plástica	21
Figura 2-8 Curva esfuerzo deformación temperatura, sin endurecimiento del acero, Eurocódigo3 (CEN, 2001)	23
Figura 2-9 Curva esfuerzo deformación para acero ASTM A36, Eurocodigo3 (CEN, 2001) .	23
Figura 2-10 Pérdida endurecimiento del acero a altas temperaturas, Eurocodigo3 (CEN, 2001)	24
Figura 2-11Calor específico vs temperatura (Eurocódigo3, 2005)	26
Figura 2-12 Diagrama de equilibrio para hierro-carburo de hierro (Avner, 1988)	27
Figura 2-13 Conductividad térmica vs temperatura (Eurocode3)	28
Figura 2-14 Deformación relativa del acero vs temperatura (Eurocódigo3)	29
Figura 2-15 Conductividad térmica de pintura intumescente vs temperatura (Bilotta et al., 2016)	35
Figura 2-16 Conductividad térmica aparente vs temperatura (Van Shuerbeck, 2013)	37
Figura 2-17 Esquema de diseño con enfoque prestacional	39
Figura 3-1 Esquema de viga hiperestática	51
Figura 3-2 Esquema de marco a momento y sección	52
Figura 3-3 Mecanismos de colapso posibles para marcos.....	52
Figura 3-4 Esquema de momento plástico en rótulas	52
Figura 3-5 Diagrama de cargas de colapso.....	54
Figura 3-6 Paso para evaluar conductividad según espesor de pintura.	57
Figura 3-7 Vista isométrica del modelo base.....	58
Figura 3-8 Elevación eje tipo del modelo base	58
Figura 4-1Mecanismo de colapso para una viga doblemente empotrada.....	60
Figura 4-2 Diagrama momento de viga modelo - primeras rótulas	60
Figura 4-3 Modelo viga - primeras rótulas y carga asociada.....	61
Figura 4-4 Diagrama momento de viga modelo - mecanismo colapso	61
Figura 4-5 Modelo viga – mecanismo de colapso	62
Figura 4-6 Diagrama momento - curvatura para modelo marco.....	63
Figura 4-7 Propiedad rótula plástica - modelo marco.....	64

Figura 4-8 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, carga unitaria vertical.....	65
Figura 4-9 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, inicio de fluencia en sección	65
Figura 4-10 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, primera rótula.....	66
Figura 4-11 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, colapso.....	66
Figura 4-12 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, incremento carga unitaria	67
Figura 4-13 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, carga unitaria horizontal	68
Figura 4-14 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, inicio fluencia sección	68
Figura 4-15 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, primer par de rótulas en la base	69
Figura 4-16 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, colapso.....	69
Figura 4-17 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, incremento carga unitaria.....	70
Figura 4-18 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, carga vertical constante	71
Figura 4-19 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga horizontal (carga vertical constante)	71
Figura 4-20 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga vertical (carga horizontal constante)	72
Figura 4-21 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga horizontal(carga vertical constante considerada del método trabajo virtual)	73
Figura 4-22 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga vertical (carga horizontal constante considerada del método trabajo virtual)	73
Figura 4-23 Curva de conductividad térmica ajustada a CEREFIRE X200.....	75
Figura 4-24 Curva temperatura vs tiempo para espesor 400 micras	75
Figura 4-25 Gráfico comparativo de resistencia al fuego exigidos por los códigos de construcción para construcción con uso de almacenamiento y de 4 pisos de altura. ...	76
Figura 4-26 Esquema de los parámetros del modelo base	80
Figura 4-27 Curva de temperatura para columna del modelo	81
Figura 4-28 Curva de temperatura para viga del modelo	82
Figura 4-29 Esquema del modelo base para identificar los elementos y nodos	83
Figura 4-30 Carga de colapso del modelo a 20°C.....	84
Figura 4-31 Carga de colapso del modelo a 500°C.....	85
Figura 4-32 Carga de colapso del modelo a 600°C.....	86
Figura 4-33 Carga de colapso del modelo a 700°C.....	87
Figura 4-34 Carga de colapso del modelo a 800°C.....	88
Figura 4-35 Factor de pérdida de resistencia de la estructura vs tiempo.....	89
Figura 4-36 Factor de seguridad RF para F30 vs razón de carga de diseño	90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Definición de intervalo de tiempos de resistencia al fuego en minutos, NCh935/1 (INN, 1997)	6
Tabla 2-2 Clasificación de edificio o sectores de este según su densidad de carga combustible media y densidad de carga de combustible puntual máxima, NCh1993 (INN, 1998).	7
Tabla 2-3 Resistencia al fuego requerida para los elementos de construcción de edificios (OGUC, art.4.3.2.)	8
Tabla 2-4 Densidad de carga de combustible (OGUC, art 4.3.4)	9
Tabla 2-5 Factores de reducción de las propiedades del acero a altas temperaturas, Eurocódigo3 (CEN,2001)	19
Tabla 2-6 Ecuaciones de la curva que describe el comportamiento elasto-plástico del acero Eurocódigo3, (CEN, 2001)	22
Tabla 2-7 Altura de edificación permitida, en metros (CBC, capítulo 5)	44
Tabla 2-8 Número de pisos permitidos sobre nivel de piso (CBC, cap.5)	45
Tabla 2-9 Área permitida de edificación, en metros cuadrados (CBC, cap5)	45
Tabla 2-10 Periodo mínimo de resistencia al fuego para los elementos de construcción, en horas CBC (ICC,2010)	47
Tabla 2-11 Periodo mínimo de resistencia al fuego para muros no portantes y particiones exteriores, en horas (CBC, cap6)	47
Tabla 2-12 Periodo mínimo de resistencia al fuego para elementos de construcción, BR (HM Government,2006)	48
Tabla 2-13 Periodo mínimo de resistencia al fuego para naves de almacenamiento según altura máxima BR (HM Government,2006)	48
Tabla 3-1 Cargas de colapso para modelo marco	54
Tabla 3-2 Espesor de aplicación requerido en micras de pintura intumescente CEREFIRE X200.(Informe N°300.465, IDIEM)	56
Tabla 4-1 Comparación resultados obtenidos mediante método trabajo virtual y programa SAP2000	74
Tabla 4-2 Límite esbeltez de alma para sección clase 1(Eurocódigo3)	78
Tabla 4-3 Límite esbeltez de ala para sección clase 1(Eurocódigo3)	79
Tabla 4-4 Parámetros del modelo base	79
Tabla 4-5 Masividad de los elementos estructurales y condiciones iniciales a 20°C	81
Tabla 4-6 Propiedades del acero a diferentes temperaturas	82
Tabla 4-7 Momento rótula plástica para diferentes temperaturas	83
Tabla 4-8 Resumen de cociente entre cargas de colapso y cargas en condición de incendio	88

1. INTRODUCCIÓN

Este estudio tiene como propósito evaluar la resistencia efectiva de los marcos de acero utilizados en naves industriales, considerando la sobrerresistencia de éstas debido a las normas de diseño.

Actualmente existen diversas normas internacionales para la protección de estructuras contra incendios. En particular, entre países con investigación avanzada en esta área como Inglaterra, y países que comparten características sísmicas con Chile, como el estado de California en EEUU, se observan diferencias en el nivel de exigencia de los requerimientos de protección contra el fuego. Por este motivo, mediante el presente trabajo de título, se busca estudiar la seguridad de la estructura y comparar los resultados con las normativa chilena, con el fin de generar una discusión de los requerimientos de protección exigidos por la norma actual.

Para cumplir este objetivo se elaborará una base de datos que incluye el diseño de prototipos de galpones de marcos de acero que son utilizados comúnmente en el sector industrial, de tal forma de obtener el nivel de desempeño de la estructura debido a un incendio normalizado de acuerdo al procedimiento de las normas de diseño.

1.1. Objetivos generales

El presente trabajo de título tiene como objetivo realizar un estudio de la norma de protección contra el fuego que permita determinar, por medio de un análisis teórico, la sobrerresistencia de los elementos estructurales que componen una nave industrial sometida a un incendio estandarizado de acuerdo a la normativa.

1.2. Objetivos específicos

- a) Comparar las normas de seguridad para incendios de Chile, Inglaterra y del estado de California en relación a los requisitos de protección contra el fuego e identificar puntos de convergencia y divergencia.
- b) Elaborar un modelo de análisis que permita calcular la resistencia al fuego de un marco, a partir de la variación de sus diferentes parámetros geométricos, considerando los requerimientos exigidos por la norma chilena.
- c) Elaborar/diseñar una metodología que considere la sobrerresistencia de la estructura para calcular el desempeño de ésta debido al fuego.

2. ANTECEDENTES

2.1. Descripción general

El estudio de las estructuras sometidas a la acción del fuego requiere de ciertos conceptos, leyes, términos técnicos, normas y métodos de análisis que se presentan en el presente capítulo.

2.2. Ley Chilena

En Chile existe un reglamento de la Ley General de Urbanismo y Construcciones que es la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC), y esta corresponde al Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU, 2018). Esta contiene las disposiciones reglamentarias de la ley, regula los procedimientos administrativos, el proceso de planificación urbana, la urbanización de los terrenos, la construcción y los estándares técnicos de diseño y construcción exigibles en la urbanización y la construcción.

En el título N°4 capítulo N°3 de la OGUC se establecen las condiciones de seguridad contra incendio que deben tener las edificaciones. Estas condiciones tienen como objetivo fundamental:

- Que el diseño de las estructuras asegure el salvamento de los ocupantes de las estructuras en caso de incendio.
- Que se reduzca al mínimo el riesgo de incendio en un edificio.
- Que se evite la propagación del fuego, tanto al resto del edificio como de un edificio al otro.
- Que se facilite la extinción de los incendios.

Para lograr los objetivos señalados, en los casos determinados en el capítulo N°3 de la OGUC, deberá protegerse la estructura contra incendio. Para estos efectos, se distingue dos tipos de protección contra incendio:

- a. Protección pasiva
- b. Protección activa

2.2.2. Tipos de protección contra el fuego

La protección pasiva se basa en elementos de construcción que por sus condiciones físicas aíslan la estructura de un edificio de los efectos del fuego durante un determinado intervalo de tiempo, retardando su acción y permitiendo en esa forma la evacuación de sus ocupantes antes del eventual colapso de la estructura y dando, además, tiempo para la llegada y acción de bomberos. Los elementos de construcción o sus revestimientos pueden ser de material intumescente o sublimante frente a la acción del fuego.

En cambio la protección activa está compuesta por sistemas que, conectados a sensores o dispositivos de detección, entran automáticamente en funcionamiento frente a determinados rangos de partículas y temperaturas del aire, descargando agentes extintores de fuego tales como agua, gases, espumas o polvos químicos.

2.2.3. Normas Chilenas oficiales para prevención de incendios en edificios

Para dar cumplimiento a la OGUC, el comportamiento al fuego de los materiales, elementos y componentes de la construcción se determinan de acuerdo a las normas que se presentan más adelante. Para definir los términos empleados en la prevención de incendio y poder clasificar los tipos de fuegos, se debe recurrir a las normas generales NCh933 y NCh934, estas normas pertenecen al Instituto Nacional de Normalización (INN).

La NCh933 (INN, 1997) corresponde a la terminología empleada. Establece los términos más usuales empleados en la prevención de incendio de edificios. Esta norma no pretende definir cada término en su significado absoluto sino sólo en el significado técnico que éste tiene en Chile, restringido al campo de la edificación y de los edificios en lo referente a la prevención de incendios.

Mientras que la NCh934 (INN, 2008) clasifica los tipos de fuegos. Establece una clasificación de los fuegos con el fin de identificar su naturaleza y facilitar la forma de controlarlos. Los clasifica en clases, A, B, C y D.

La clase A corresponde a incendios producidos por combustibles sólidos de tipo ordinario tales como madera, papel, cartón, géneros, cauchos y algunos plásticos. La clase B son fuegos producidos por materias, líquidos y gases inflamables. Clase C son los incendios producidos por sistemas y equipos energizados con corriente eléctrica. Y finalmente los incendios clase D son producidos por la combustión de ciertos metales en calidad de partículas o virutas como aluminio, titanio, circonio, entre otros.

2.2.4. Normas de resistencia al fuego:

Para que los elementos de construcción cumplan con los requisitos de resistencia al fuego definidos en la ordenanza, estos deben ser sometidos a ensayos de resistencia al fuego.

La norma más importante es la NCh 935/1 (INN, 1997) donde establece las condiciones de ensayo y los criterios que permiten determinar la resistencia al fuego de elementos de construcción en general, tanto de uso vertical como horizontal en los edificios, con excepción de puertas y ventanas, las cuales son definidas en las normas NCh935/2(INN,1984) y NCh2209 (INN, 1993) respectivamente.

Para realizar estudios de resistencia al fuego en materiales es necesario utilizar un modelo de incendio único que permita comparar la respuesta de distintos elementos. Este modelo representa la variación de la temperatura con respecto al tiempo y condiciones de ensayo.

La utilización de un modelo normalizado de fuego se debe a que cada incendio es diferente a otro. En esto influyen diversas causas que afectan su desarrollo.

El fuego normalizado, establecido en la norma NCh 935/1, se define en una curva de evolución de la temperatura en función del tiempo, con una tolerancia de +- 15% en los primeros 10 minutos, según la fórmula siguiente:

$$\theta_{g,t}-\theta_{g,o}=345*\log_{10}(8*t+1) \quad (2-1)$$

Donde:

t :tiempo expresado en minutos contando desde el comienzo del ensayo.

$\theta_{g,t}$:temperatura del horno en el instante t, medida en °C.

$\theta_{g,o}$:temperatura inicial del horno, medida en °C, la que está comprendida entre 0 y 40°C.

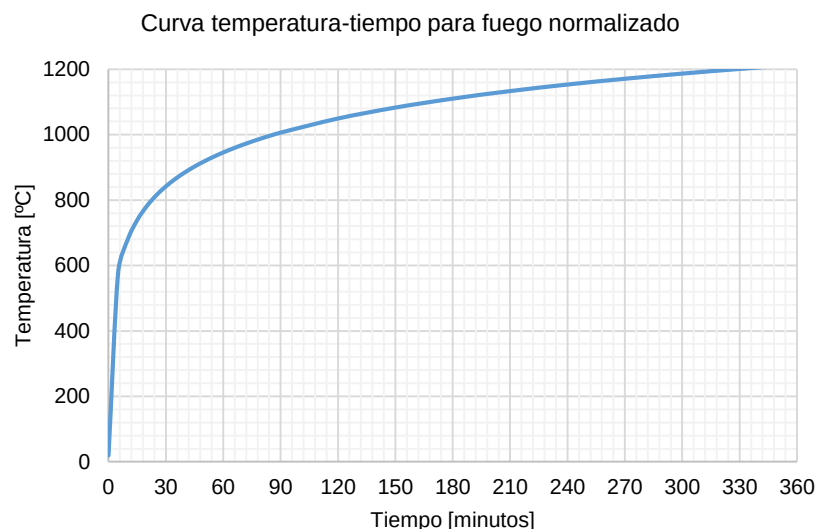


Figura 2-1 Curva normalizada tiempo-temperatura NCh935/1 (INN, 1997)

El gráfico presenta un aumento de temperatura rápida al principio, fenómeno que se produce efectivamente en el momento de un incendio. La finalidad no es reproducir las condiciones reales de un incendio, sino permitir comparación del comportamiento al fuego de diferentes elementos constructivos y establecer un modo de clasificación relativa y jerarquización.

La curva existe desde 1903, adoptada por la ASTM en 1918 y después retomada en la norma ISO-834 de la Organización Internacional de Normalización (ISO,1975).

Además la norma determina temperaturas límites para la clasificación de resistencia al fuego de las columnas y vigas:

Que la temperatura media no exceda los 500°C

Que la temperatura máxima en cualquier punto, no exceda 650°C

Una vez que el elemento ensayado deje de cumplir alguno de los criterios anteriormente señalados, se puede determinar el tiempo de resistencia al fuego en minutos. En la siguiente tabla se clasifica los elementos de construcción en relación a la resistencia al fuego en minutos.

Tabla 2-1 Definición de intervalo de tiempos de resistencia al fuego en minutos, NCh935/1 (INN, 1997)

Clase	Duración del intervalo t en minutos
F0	$0 \leq t < 15$
F15	$15 \leq t < 30$
F30	$30 \leq t < 60$
F60	$60 \leq t < 90$
F90	$90 \leq t < 120$
F120	$120 \leq t < 150$
F150	$150 \leq t < 180$
F180	$180 \leq t < 240$
F240	$240 \leq t$

Por ejemplo, si el material ensayado excede los límites de temperatura definido en la norma en el minuto veinte, eso implica que la resistencia al fuego es de quince minutos, F15. Si excede algún límite en el minuto cuarenta, sería F60.

2.2.5. Normas sobre cargas de combustibles en edificios

Para determinar si los materiales de construcción son combustibles o no se debe emplear la norma NCh1914/1 (INN, 1984), y determinar el calor de combustión, tanto de los materiales de construcción como de los que se encuentran al interior del edificio, se deben ensayar según NCh1914/2 (INN, 1985).

Los calores de combustión de gran parte de los materiales que se pueden encontrar en edificaciones están presente en el anexo informativo de la norma NCh1916 (INN, 1999), además esta norma establece un método de cálculo que permite determinar la carga de combustible y la densidad de carga de combustible media que posee un edificio o parte de él. Una vez realizado el método de cálculo señalado anteriormente, se puede clasificar la edificación según norma NCh1993 (INN, 1998). Ésta la clasifica según su densidad de carga combustible y de su carga combustible puntual máxima

Establece seis categorías para clasificar los edificios o sectores de ellos según su densidad de carga combustible y su densidad de carga combustible puntual máxima, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2-2 Clasificación de edificio o sectores de este según su densidad de carga combustible media y densidad de carga de combustible puntual máxima, NCh1993 (INN, 1998).

Clasificación	Densidad de carga combustible	Densidad de carga combustible puntual máxima
	[MJ/m ²]	[MJ/m ²]
Dc 1 (baja)	hasta 500	hasta 750
Dc 2 (media baja)	sobre 500 y hasta 1000	sobre 750 y hasta 1500
Dc 3 (media)	sobre 1000 y hasta 2000	sobre 1500 y hasta 3000
Dc 4 (media alta)	sobre 2000 y hasta 4000	sobre 3000 y hasta 6000
Dc 5 (alta)	sobre 4000 y hasta 8000	sobre 6000 y hasta 12000
Dc 6 (especial)	sobre 8000	sobre 12000

A continuación se define la terminología empleada por estas normas:

- a) Calor de combustión: Cantidad de energía de calor por unidad de masa que un material combustible desprende al quemarse. Se expresa en J/kg, KJ/kg o MJ/kg. también en Kcal/kg o Mcal/kg.
- b) Carga de combustible: Cantidad total de energía de calor que se desprendería por combustión completa al incendiarse totalmente un edificio o parte de él. Se expresa en J , MJ o GJ. También en Kcal o Mcal.
- c) Carga de combustible equivalente en madera: Carga de combustible expresada en kilogramos equivalentes de madera cuyo calor de combustión promedio se considera en 16,8MJ/kg o 4 Mcal/kg
- d) Densidad de carga de combustible: Carga de combustible de un edificio o parte de él dividida por la superficie de planta correspondiente. Se expresa en MJ/m² o Mcal/m².
- e) Densidad de carga de combustible puntual máxima: es la mayor carga de combustible que hay sobre una superficie de 4m². Se expresa en MJ/m² o Mcal/m².

La ordenanza además determina la implementación de otras normas que no son del alcance de este estudio, por ejemplo; sobre señalización respecto a incendio en edificios; extintores portátiles y grifos; comportamiento al fuego de textiles, telas y pinturas; y rociadores automáticos. La OGUC permite que para los estudios de seguridad de los sistemas de rociadores se pueda utilizar la NFPA 13 de la Asociación Nacional de Protección contra el

Fuego (NFPA, 1999) y además se puede utilizar materiales, elementos y componentes cuyo comportamiento al fuego hayan sido ensayados usando normas de la ASTM, DIN o UL. (OGUC, 2018)

2.2.6. Resistencia al fuego requerida para los elementos de construcción de edificios

La ordenanza distingue tres tipos de elementos de construcción de edificios:

Elementos verticales, específicamente:

- (1) Muro cortafuego
- (2) Muros zona vertical de seguridad y caja de escalera
- (3) Muros caja ascensores
- (4) Muros divisorios entre unidades (hasta cubierta)
- (5) Elementos soportantes verticales
- (6) Muros no soportantes y tabiques

Elementos verticales y horizontales, específicamente:

- (7) Escaleras

Elementos horizontales, específicamente:

- (8) Elementos soportantes horizontales
- (9) Techumbre incluido cielo falso

Para cada uno de estos nueve elementos de construcción del edificio define la resistencia requerida con la que se deben diseñar, según el uso del edificio, la superficie edificada, la cantidad de pisos, cantidad máxima de ocupantes y densidad de carga de combustible. Para este fin la ordenanza define cuatro categorías (a, b, c, d) como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2-3 Resistencia al fuego requerida para los elementos de construcción de edificios (OGUC, art.4.3.2.)

Resistencia al fuego para elementos de construcción									
Tipo	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
a	F180	F120	F120	F120	F120	F30	F60	F120	F60
b	F150	F120	F90	F90	F90	F15	F30	F90	F60
c	F120	F90	F60	F60	F60	-	F15	F60	F30
d	F120	F90	F60	F60	F30	-	-	F30	F15

Para aplicar lo dispuesto anteriormente debe considerarse; el destino del edificio; número de pisos; superficie edificada o cantidad máxima de ocupantes o densidad de carga de combustible, estas tres últimas dependen del destino del edificio. En el artículo 4.3.4 de la ordenanza se distinguen 18 diferentes destinos para las edificaciones.

En la siguiente tabla se muestra la categoría para el caso de establecimientos de bodegaje, según densidad de carga y número de pisos:

Tabla 2-4 Densidad de carga de combustible (OGUC, art 4.3.4)

Destino del edificio	Densidad de carga de combustible		Número de pisos				
	Media [MJ/m ²] según NCh 1916	Puntual máxima [MJ/m ²] según NCh 1993	1	2	3	4	5 o más
Establecimiento de bodegaje	sobre 16000	sobre 32000	b	b	a	a	a
	sobre 8000 y hasta 16000	sobre 24000 y hasta 32000	c	b	b	a	a
	sobre 4000 y hasta 8000	sobre 16000 y hasta 24000	c	c	b	b	a
	sobre 2000 y hasta 4000	sobre 10000 y hasta 16000	d	c	c	b	b
	sobre 1000 y hasta 2000	sobre 6000 y hasta 10000	d	d	c	c	b
	sobre 500 y hasta 1000	sobre 3500 y hasta 6000	d	d	d	c	c
	hasta 500	hasta 3500	d	d	d	d	c

2.3. Redundancia estructural

La redundancia estructural es un concepto importante para el análisis de colapso. Se describe como la cantidad de grados indeterminados del sistema o como la cantidad adicional de restricciones a desplazamientos respecto a las restricciones necesarias para mantener la estructura en equilibrio. Por ende entre mayor es el grado de hiperestaticidad, mayor es la resistencia al colapso. Las estructuras hiperestáticas tienen la capacidad de transferir las cargas a otras partes de la estructura, cuando una o más elementos fallan. Para poder evaluar la sobrerresistencia de la estructura es necesario determinar la capacidad de ésta para transferir cargas a otros elementos más rígidos, especialmente cuando las secciones de los elementos llegan a su límite de fluencia y luego se plastifica perdiendo rigidez.

Cuando una estructura es isostática, su grado de indeterminación o hiperestaticidad es $GH=0$. Las estructuras hiperestáticas pueden tener distintos grados de indeterminación $GH>0$. Si una estructura es inestable, se denomina mecanismo y, su grado de indeterminación es $GH<0$.

Los marcos pueden ser externa o internamente indeterminados. Son externamente indeterminados cuando el número de reacciones es mayor que el número de las ecuaciones de equilibrio más las ecuaciones de condición. La indeterminación interna es cuando el número de elementos es mayor al mínimo necesario para que la estructura sea estable.

Para vigas el grado de hiperestaticidad se obtiene de:

$$GH=NR-NEE-C \quad (2-2)$$

Para marcos analizados en dos dimensiones el grado de hiperestaticidad se obtiene de:

$$GH=GHE-GHI-C \quad (2-3)$$

$$GHE=NR-NEE-C \quad (2-4)$$

$$GHI=3NE-3NEE \quad (2-5)$$

Donde:

GH: Grado de hiperestaticidad total de la estructura

GHE: Grado de hiperestaticidad externa

GHI: Grado de hiperestaticidad interna

NR: Número de reacciones

NEE: Número ecuaciones de la estática

NE: Número de elementos

C: Número de ecuaciones adicionales de condición

En el caso de las vigas y marcos a momento, la redundancia estructural también se relaciona con la cantidad de rótulas plásticas necesarias para que se forme un mecanismo de colapso. El concepto de redundancia estructural es ampliamente usado en el diseño sísmico debido al beneficio en la resistencia sísmica de la estructura. Este concepto también puede ser aplicado a la investigación del comportamiento de las estructuras bajo condiciones de fuego.

2.4. Teoría plástica de estructuras

Las teorías y métodos para el análisis plástico de estructuras fueron introducidos a partir de 1950 y son ampliamente aceptadas. Suponen que el estado límite último de las estructuras de acero es el colapso plástico.

El objetivo del análisis plástico es determinar la carga crítica con la cual la estructura alcanza su mecanismo de colapso. En el estado límite, el comportamiento de la estructura sobrepasa el límite elástico y pasa al rango plástico donde empieza a formarse las rotulas plásticas (Neal,1963).

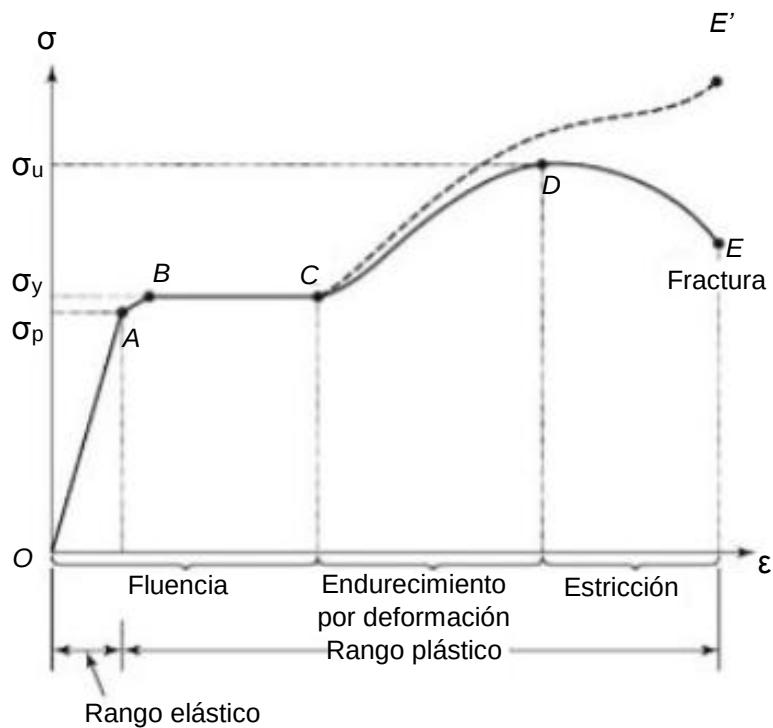


Figura 2-2 Curva esfuerzo - deformación del acero

- A) límite proporcionalidad
- B) límite de elasticidad o límite elástico
- C) punto de fluencia
- D) esfuerzo máximo
- E) esfuerzo rotura
- E')esfuerzo rotura verdadero (considera reducción de área por estricción)

La rótula plástica se define como una rótula que permite rotación cuando se alcanza el momento plástico M_p en esa zona. A medida que se va incrementando la carga, el momento

en diferentes puntos del elemento también va aumentando, pero cuando se alcanza el momento plástico M_p se forma una rótula plástica en ese lugar. Si la carga aplicada sigue incrementando, la rótula no tiene más capacidad para resistir rotación, y como rótula el elemento es libre de rotar en esa zona.

El momento plástico puede ser calculado como el esfuerzo de fluencia σ_y por el módulo plástico de la sección a analizar. Para alcanzar a formar una rótula plástica, es necesario que el elemento estructural tenga arriostramiento lateral suficiente para evitar pandeo lateral y debe ser de sección compacta para poder desarrollar completamente la distribución de esfuerzos plásticos antes de que pandee localmente.

Cuando a una estructura hiperestática se incrementa la carga aplicada, la formación de la primera rótula plástica no causa el colapso de la estructura. La estructura puede seguir resistiendo cargas aun estando en el rango plástico. A medida que la carga aumenta, más rótulas se van formando hasta que se forme el número suficiente para crear un mecanismo de colapso. El número de rótulas plásticas depende del grado de hiperestaticidad de la estructura. Si la estructura tiene grado de hiperestaticidad GH , el máximo número de rótulas plásticas n , es $GH+1$.

En la siguiente figura se muestra ejemplos de diferentes grados de redundancia estructural y el correspondiente mecanismo de colapso para el número de rótulas plásticas. Los casos (a),(b) y (c) de la figura sólo muestran el grado de redundancia para el estudio a flexión.

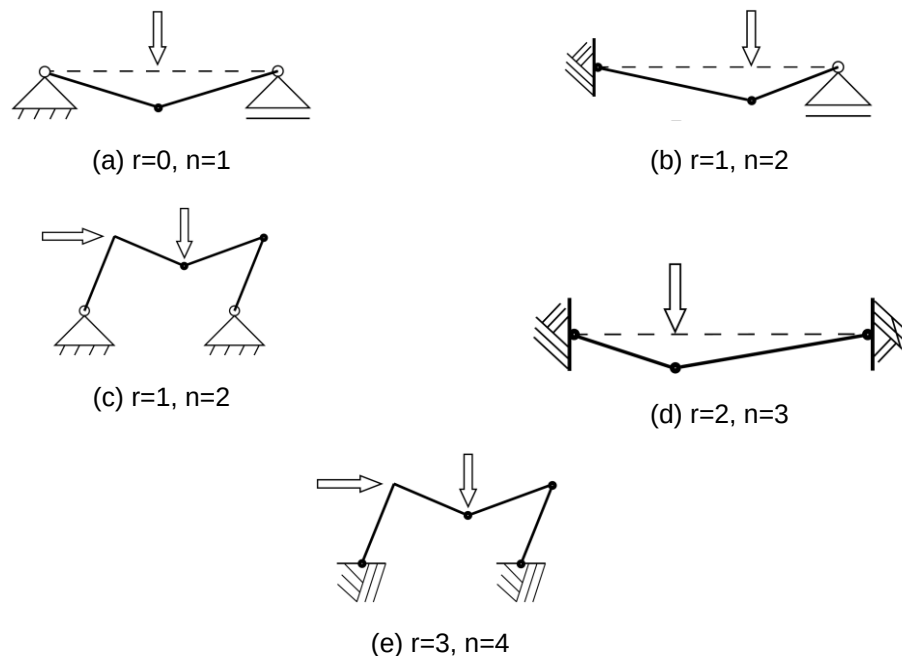


Figura 2-3 Ejemplo rótulas plásticas

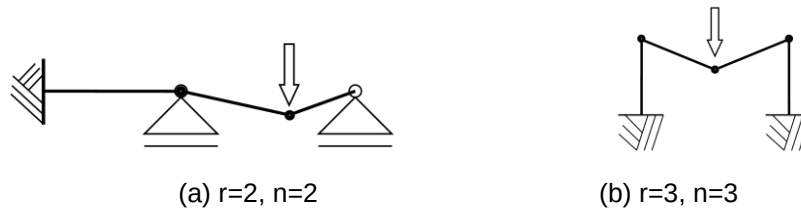


Figura 2-4 Ejemplo colapso estructura – mecanismo viga

Colapso estructural se define cuando todas las rótulas plásticas se desarrollan completamente o se produce un mecanismo de viga. En la figura 3-4 a) se muestra una viga mecanismo de la estructura, que consiste de tres rótulas a lo largo de la luz de la viga. El número de rótulas plásticas en (a) y (b) son iguales al grado de hiperestaticidad de la estructura. Para encontrar la carga límite de colapso de una estructura indeterminada, se debe aplicar a la estructura una carga estática aumentándola hasta que se formen todas las rótulas plásticas o se forme un mecanismo de viga.

2.5. Transferencia de calor

Como se señaló en el capítulo 2.2, la normativa chilena establece que los elementos constructivos clasifican a cierta resistencia al fuego si cumplen ciertos criterios dentro un intervalo de tiempo para una curva de fuego normalizado. Para esto es necesario estudiar cómo se transfiere la temperatura del fuego normalizado a los elementos constructivos en función del tiempo y así determinar la variación de las propiedades del acero.

Para determinar la variación en el tiempo de las propiedades del acero en situación de incendio, es necesario comprender el flujo de transferencia de calor. La transferencia de calor es la ciencia que busca predecir la transferencia de energía que puede ocurrir entre cuerpos materiales, como resultado de una diferencia de temperatura. La termodinámica enseña que esta transferencia de energía se define como calor (Holman, 2000).

A diferencia de la termodinámica que se ocupa de sistemas en equilibrio (se puede usar para predecir la cantidad de energía requerida para pasar de un estado de sistema en equilibrio a otro), la transferencia de calor predice la rapidez a la que se realizará esta transferencia.

Durante un incendio los modos de flujo de transferencia de calor desde una fuente de combustión a los elementos constructivos son por convección y radiación, luego el modo de flujo de transferencia de calor en el interior del material constructivo es por conducción. En la siguiente figura se presenta un esquema del flujo de transferencia de calor y posteriormente se describe cada modo de transferencia.

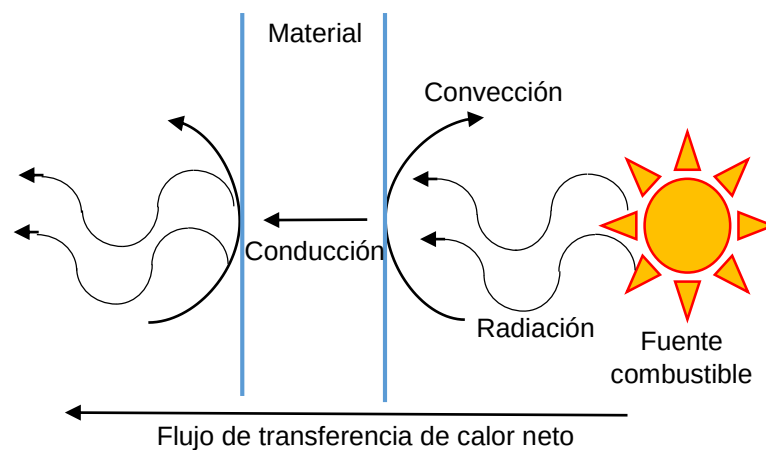


Figura 2-5 Esquema de transferencia de calor

a) Conducción: es el modo de transferencia de calor de los materiales sólidos cuando hay un gradiente de temperatura en el material, hay una transferencia de energía de una región de alta temperatura a una de baja temperatura.

En régimen estacionario el flujo de transferencia de calor por conducción es directamente proporcional al gradiente de temperatura, y la constante de proporcionalidad λ , es la conductividad térmica del material.

$$\dot{h}_{\text{cond}} = \lambda \frac{\delta\theta}{\delta x} [\text{W/m}^2] \quad (2-6)$$

Donde,

$\dot{h}_{\text{cond}}$: es el flujo de calor por conducción por unidad de área [W/m^2].

$\frac{\delta\theta}{\delta x}$: el gradiente térmico o gradiente de temperatura es la variación de temperatura por unidad de distancia [$^{\circ}\text{K/m}$].

λ : la conductividad térmica del material es la tasa de transferencia de calor por unidad de espesor del material por unidad de diferencia de temperatura [$\text{W/m}^{\circ}\text{K}$]

b) Convección: es el modo de transferencia de calor por el movimiento de fluidos (líquidos o gases). En el caso de un incendio en un recinto cubierto, la fuente de combustión calienta el aire y esto hace que los gases calientes asciendan y transfieran calor por convección a los elementos de construcción en contacto con el fluido. Este flujo de transferencia de calor del fluido por unidad de área expuesta del material está dada por la siguiente ecuación.

$$\dot{h}_{\text{conv}} = \alpha_c \Delta\theta [\text{W/m}^2] \quad (2-7)$$

Donde,

$\dot{h}_{\text{conv}}$: es el flujo de calor por convección por unidad de área expuesta [W/m^2].

$\Delta\theta$: es la diferencia de temperatura entre la superficie del material expuesto y el fluido en contacto con dicha superficie [$^{\circ}\text{K}$].

α_c : es el coeficiente de transferencia de calor por convección. Este coeficiente depende de la velocidad del flujo del fluido. Esto implica que a mayor velocidad del flujo sobre la superficie del material, se generará un gradiente de temperatura más grande. Por esta razón se encuentra definido diferentes coeficientes α_c en el eurocódigo dependiendo de las condiciones. Por ejemplo si se considera una curva de fuego normalizada, y la superficie del material está expuesta al incendio, el coeficiente α_c es $25 [\text{W/m}^2\text{K}]$. En cambio para la cara no expuesta al incendio (no hay presencia de gases calientes) el coeficiente α_c es $4 [\text{W/m}^2\text{K}]$, esto debido a que la velocidad del flujo de gases calientes es mayor al de los gases que no están expuestos al incendio.

c) Radiación: es el modo de transferencia de calor a través del vacío por ondas electromagnéticas, a diferencia de los otros dos modos que transfieren energía a través de un medio material. En el caso de incendio la radiación electromagnética que se produce es debido a una diferencia de temperaturas, por lo cual se le llama radiación térmica.

Consideraciones termodinámicas muestran que un radiador ideal, o cuerpo negro, emitirá energía a una rapidez proporcional a la cuarta potencia de la temperatura absoluta del cuerpo. Cuando dos cuerpos intercambian calor por radiación, el intercambio de calor neto es proporcional a las diferencias de las temperaturas a la cuarta potencia T^4 , y la constante de proporcionalidad σ_{SB} es la constante de Stefan-Boltzmann.

$$\dot{h}_{rad} = \sigma_{SB}(\theta_r^4 - \theta_e^4) [W/m^2] \quad (2-8)$$

Esta ecuación se le llama la ley de radiación térmica de Stefan-Boltzmann, y sólo se aplica a cuerpos negros. Se les llama cuerpos negros a cuerpos con superficies negras. Por ejemplo un pedazo de metal cubierto de carbón negro, tiene un comportamiento aproximado a la descrita en la ecuación 3-8.

Otras superficies, como metal pulido o pinturas brillantes, no irradian tanta energía como un cuerpo negro, pero la radiación total emitida por estos cuerpos siguen la proporcionalidad T^4 . Para tomar en cuenta la propiedad de la superficie de los cuerpos no negros, se introduce en la ecuación 3-8 un factor de emisividad ϵ_{rad} , que relaciona la radiación de la superficie de un cuerpo con la de una superficie negra ideal. Además considerando que no todas las ondas electromagnéticas que dejan una superficie llegan a la otra superficie, ya que al viajar estas ondas en línea recta pueden llegar a la superficie de otro cuerpo, se introduce un factor geométrico de configuración Φ en relación a la posición en el espacio de la superficie radiativa respecto a la superficie receptora. Por lo cual introduciendo los nuevos factores en la ec.(3-8) la ecuación resultante es:

$$\dot{h}_{rad} = \Phi \epsilon_{rad} \sigma_{SB}(\theta_r^4 - \theta_e^4) [W/m^2] \quad (2-9)$$

Donde,

$\dot{h}_{conv}$: flujo de calor por radiación por unidad de área expuesta $[W/m^2]$.

θ_r : temperatura de la superficie del cuerpo radiativo $[^\circ K]$.

θ_e : temperatura de la superficie del cuerpo receptor $[^\circ K]$.

σ_{SB} : constante de Stefan-Boltzmann, $5.669 \times 10^{-8} [W/m^2 K^4]$.

ϵ_{rad} : es el producto de la emisividad del fuego ϵ_f y de la emisividad de la superficie receptora ϵ_m .

ϵ_f : emisividad del fuego. El eurocódigo define que se puede considerar $\epsilon_f=1$.

ϵ_m : emisividad de la superficie receptora. El eurocódigo EC1991 define que se puede considerar para el diseño de elementos de acero una emisividad $\epsilon_m=0.8$ si no se cuenta con el valor asociado al material.

Φ : factor de configuración se puede considerar de manera conservadora igual a la unidad según EC1991.

2.6. Propiedades materiales del acero a altas temperaturas

Después de estudiar el flujo de transferencia de calor en situación de incendio entre la fuente de un fuego normalizado y los elementos constructivos, es necesario estudiar la variación de las propiedades de los materiales en función de la temperatura. El acero pierde resistencia a medida que la temperatura aumenta. A la temperatura de 500°C el acero pierde aproximadamente un 20% de su resistencia a temperatura ambiente, un 40% del módulo de elasticidad y 60% del límite de proporcionalidad. Las propiedades del acero a elevadas temperaturas están representadas en tablas de las especificaciones para construcciones de acero del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC, 2010) y en el Eurocódigo del Comité Europeo para la Estandarización (CEN, 2001) como factores de reducción respecto a las propiedades a temperatura ambiente. En ambas normas se puede interpolar linealmente para obtener valores intermedios. En el siguiente gráfico de la figura 3-6 se muestra los factores de reducción de las propiedades del acero en función de la temperatura.

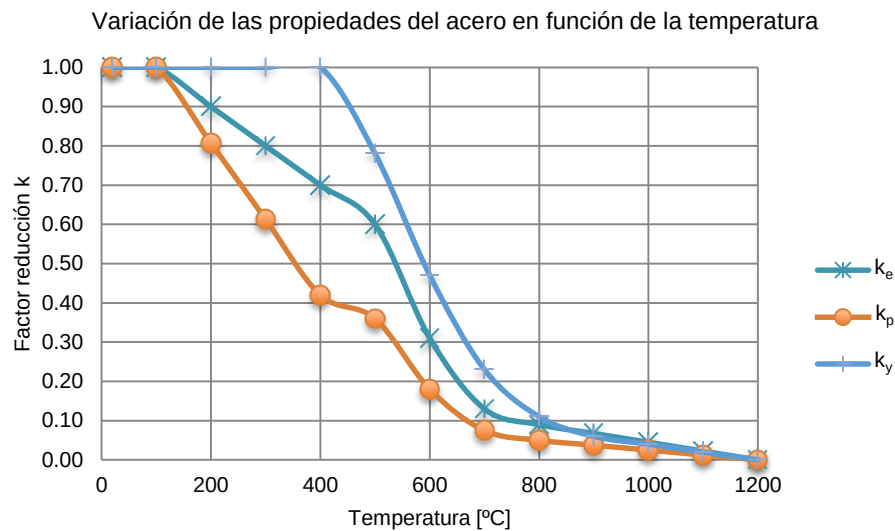


Figura 2-6 Curva de factores de reducción de las propiedades del acero vs temperatura, Eurocodigo3 (CEN,2001)

Donde:

k_y : factor de reducción de resistencia a la fluencia

k_e : factor de reducción de módulo de elasticidad

k_p : factor de reducción de límite de proporcionalidad

En la siguiente tabla se muestra los valores presentados en el gráfico anterior.

Tabla 2-5 Factores de reducción de las propiedades del acero a altas temperaturas, Eurocódigo3 (CEN,2001)

Temperatura del acero θ_a	Factor de reducción a temperatura θ_a relativo al valor de σ_y o E_a a 20 [°C]		
	Factor de reducción (relativo a σ_y) para el esfuerzo de fluencia efectivo	Factor de reducción (relativo a σ_y) para el esfuerzo del límite de proporcionalidad	Factor de reducción (relativo a E_a) para el módulo de elasticidad en el rango lineal elástico
	$k_{y,\theta} = \sigma_{y,\theta}/\sigma_y$	$k_{p,\theta} = \sigma_{p,\theta}/\sigma_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20[°C]	1,000	1,000	1,000
100[°C]	1,000	1,000	1,000
200[°C]	1,000	0,807	0,900
300[°C]	1,000	0,613	0,800
400[°C]	1,000	0,420	0,700
500[°C]	0,780	0,360	0,600
600[°C]	0,470	0,180	0,310
700[°C]	0,230	0,075	0,130
800[°C]	0,110	0,050	0,090
900[°C]	0,060	0,0375	0,0675
1000[°C]	0,040	0,0250	0,0450
1100[°C]	0,020	0,0125	0,0225
1200[°C]	0,000	0,0000	0,0000
NOTA: Para valores intermedios de la temperatura del acero se puede interpolar linealmente			

2.6.2. Relación esfuerzo-temperatura

Para el análisis de estructuras, la relación esfuerzo-deformación del material debe ser representada matemáticamente. En el caso del acero, la relación esfuerzo-deformación es a menudo asumida perfectamente-elástica/plástica y se expresa de acuerdo a:

$$\sigma(\epsilon) = -\sigma_y \quad \text{si } \epsilon < -\frac{\sigma_y}{E} \quad (2-10)$$

$$\sigma(\epsilon) = \epsilon E \quad \text{si } -\frac{\sigma_y}{E} \leq \epsilon \leq \frac{\sigma_y}{E} \quad (2-11)$$

$$\sigma(\epsilon) = \sigma_y \quad \text{si } \epsilon > \frac{\sigma_y}{E} \quad (2-12)$$

Donde:

- σ : esfuerzo
- ϵ : deformación unitaria
- E : módulo de elasticidad
- σ_y : esfuerzo de fluencia

La forma de la curva descrita en la ecuaciones es controlada por dos parámetros, E y σ_y . No existe teoría establecida que pueda ser usada para obtener el valor de estos parámetros. Tienen que ser obtenidos experimentalmente. Esto se logra ajustando ecuaciones matemáticas a las partes apropiadas de los datos experimentales de σ - ϵ y obteniendo los valores como los coeficientes de la curva ajustada.

Dado que la máxima deformación unitaria no alcanza un valor muy significativo en la zona de endurecimiento-deformación de la curva σ - ϵ , la ecuación presentada es una buena aproximación para la curva σ - ϵ .

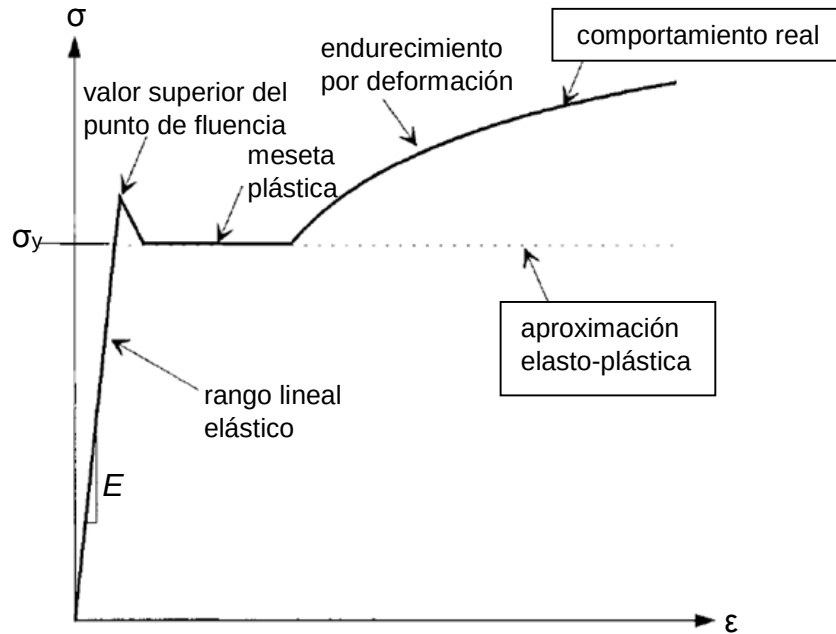


Figura 2-7 Curva esfuerzo deformación real del acero y curva idealizada elasto-plástica

Sin embargo, a medida que la temperatura aumenta, el comportamiento σ - ϵ cambia. Además de la disminución gradual en la rigidez y resistencia (E y σ_y), la forma de la curva σ - ϵ también varía significativamente. Por esta razón se debe usar una relación tridimensional esfuerzo-deformación-temperatura (σ - ϵ - θ).

Para este propósito de analizar el comportamiento de la estructura, existen varias relaciones σ - ϵ - θ que son usadas en el mundo. Las más simples son probablemente las basadas en aproximaciones multilíneas del comportamiento σ - ϵ del acero. Sin embargo la aproximación multilínea puede ser algo tosco para representar la forma compleja de la curva σ - ϵ del acero. Por lo tanto, para representar de manera más exacta el comportamiento del acero, otros usan una combinación lineal y de suaves. Ejemplo de esto son los propuestos por Lie (1992) y el Eurocódigo 3 (CEN, 2001).

Para el propósito de análisis general y diseño, las relaciones de Lie y Eurocódigo 3 son probablemente las más usadas comúnmente (Poh, 2001). La relación de Lie es aceptada más ampliamente en Norte América, mientras que entre los países europeos lo es el Eurocódigo 3.

La relación de Lie usa esencialmente una curva bilínea. La curva está compuesta por dos ecuaciones separadas. La primera describe la zona lineal elástica y la segunda describe el resto de la curva σ - ϵ . La variación del comportamiento σ - ϵ con la temperatura es representada con otras cuatro ecuaciones.

La relación del Eurocodigo 3 es más complicada que la de Lie, ya que intenta ajustar varias partes de la curva σ - ϵ . Usa siete ecuaciones lineales y parabólicas para representar la curva σ - ϵ . La variación del comportamiento de σ - ϵ con la temperatura es representada usando otras 19 ecuaciones lineales, las que corresponden a la interpolación lineal de la tabla anteriormente descrita.

En la siguiente Tabla 2-6 se muestra las ecuaciones determinadas por el Eurocodigo3 que describen la relación esfuerzo-deformación-temperatura.

Tabla 2-6 Ecuaciones de la curva que describe el comportamiento elasto-plástico del acero Eurocódigo3, (CEN, 2001)

Rango deformación unitaria	Esfuerzo σ	Módulo elasticidad
$\epsilon < \epsilon_{p,\theta}$	$\epsilon \cdot E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\epsilon_{p,\theta} < \epsilon < \epsilon_{y,\theta}$	$\sigma_{p,\theta} - c + \left(\frac{b}{a} \right) \left[a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)^2 \right]^{0.5}$	$\frac{b(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)}{a(a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)^2)^{0.5}}$
$\epsilon_{y,\theta} < \epsilon < \epsilon_{t,\theta}$	$\sigma_{y,\theta}$	0
$\epsilon_{t,\theta} < \epsilon < \epsilon_{u,\theta}$	$\sigma_{y,\theta} \left[1 - \frac{\epsilon - \epsilon_{t,\theta}}{\epsilon_{u,\theta} - \epsilon_{t,\theta}} \right]$	-
$\epsilon = \epsilon_{u,\theta}$	0	-
Parámetros	$\epsilon_{p,\theta} = \sigma_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\epsilon_{p,\theta} = 0.02$ $\epsilon_{t,\theta} = 0.15$ $\epsilon_{u,\theta} = 0.2$	
Funciones	$a^2 = (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{a,\theta}})$ $b^2 = c(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(\sigma_{y,\theta} - \sigma_{p,\theta})^2}{(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(\sigma_{y,\theta} - \sigma_{p,\theta})}$	

Donde:

- $\sigma_{y,\theta}$: esfuerzo fluencia a temperatura θ
- $\sigma_{p,\theta}$: esfuerzo límite proporcional a temperatura θ .
- $E_{a,\theta}$: módulo del acero en el rango lineal elástico a temperatura θ .
- $\epsilon_{p,\theta}$: deformación unitaria en el límite proporcional a temperatura θ .
- $\epsilon_{y,\theta}$: deformación unitaria de fluencia a temperatura θ .
- $\epsilon_{t,\theta}$: deformación unitaria límite de esfuerzo de fluencia a temperatura θ .
- $\epsilon_{u,\theta}$: deformación unitaria última a temperatura θ .

En la siguiente Figura 2-8 se muestra la curva esfuerzo-deformación en función de la temperatura obtenida de las ecuaciones presentadas en el punto anterior.

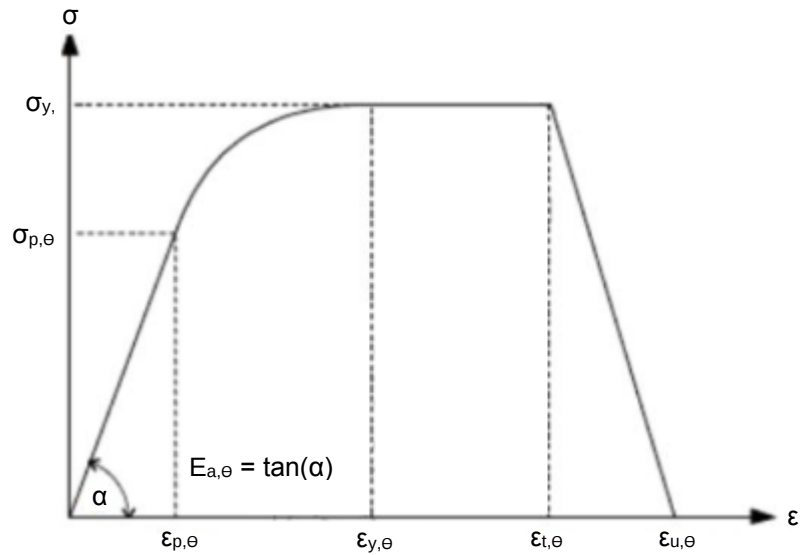


Figura 2-8 Curva esfuerzo deformación temperatura, sin endurecimiento del acero, Eurocódigo3 (CEN, 2001)

con las ecuaciones mencionadas anteriormente en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se obtienen las curvas de esfuerzo-deformación en función de la temperatura del acero del material ASTM A36.

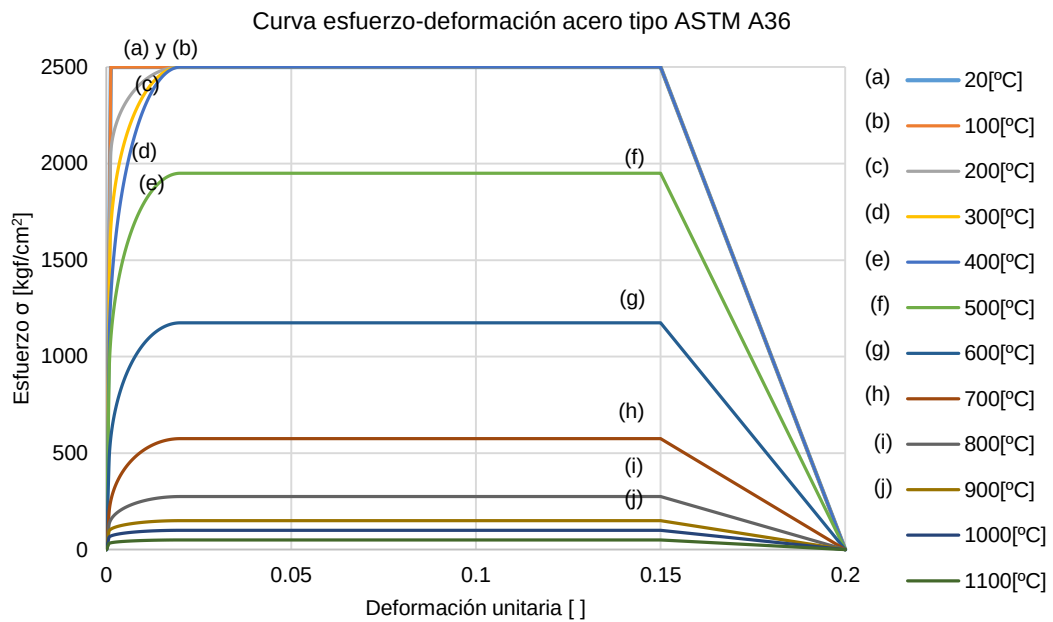


Figura 2-9 Curva esfuerzo deformación para acero ASTM A36, Eurocodigo3 (CEN, 2001)

Se aprecia que la mayor variación entre las curvas se genera con temperaturas mayores que a 400°C.

Para este estudio no se considerará el endurecimiento del acero en la curva de esfuerzo deformaciones, debido a que a altas temperaturas no se produce ese efecto.

En la siguiente figura se muestra que sobre 400°C no se genera un endurecimiento significativo en el acero. Dado que el colapso de la estructura se espera sobre los 400°C, se considerará en los análisis de esta memoria el esfuerzo último igual al esfuerzo de fluencia $\sigma_u \approx \sigma_y$.

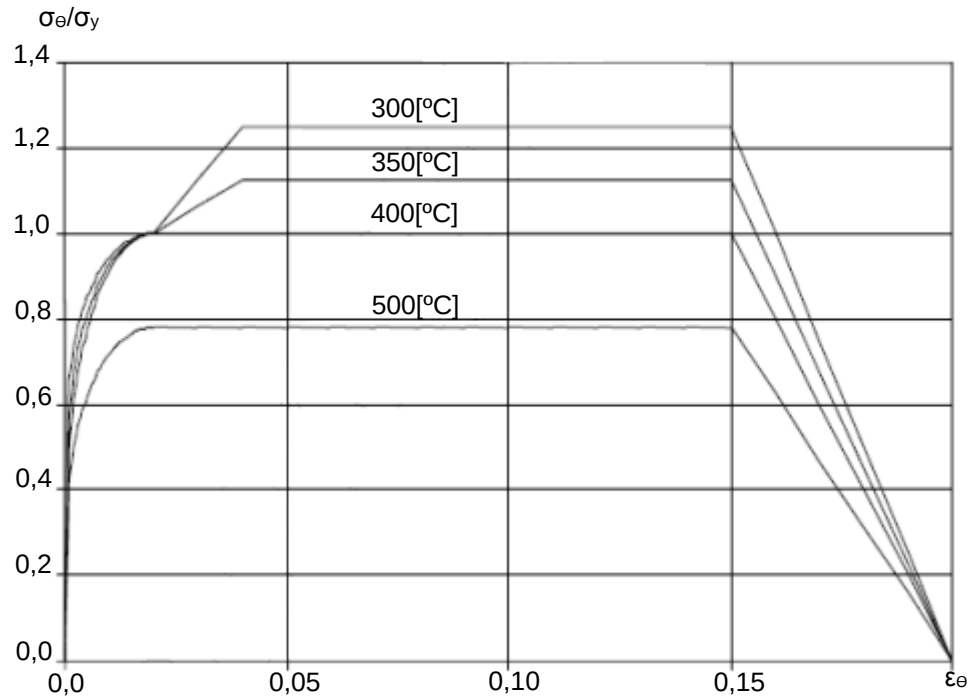


Figura 2-10 Pérdida endurecimiento del acero a altas temperaturas, Eurocodigo3 (CEN, 2001)

2.6.3. Calor específico

El calor específico es una propiedad intensiva de la materia, por lo que es representativo sólo de cada material. Es una magnitud física que cuantifica el incremento de energía térmica por unidad de masa debido a una variación en la temperatura.

$$c = \frac{1}{\text{masa}} * \frac{\delta Q}{\delta \theta} \quad (2-13)$$

donde,

masa :corresponde a la unidad de masa del material.

δQ :unidad de variación de energía térmica en material, expresada en Joule

$\delta \theta$:unidad de variación de temperatura a la cual se somete el material, expresada en grados Kelvin.

Esta propiedad intensiva además de depender del material también depende de la temperatura entre otros factores, los cuales se obtienen de manera empírica. El calor específico del acero, c_a , se puede determinar con las siguientes ecuaciones presentes en el Eurocódigo3:

Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$

$$c_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2.22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \left[\frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot ^\circ\text{K}} \right] \quad (2-14)$$

Para $600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C}$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \left[\frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot ^\circ\text{K}} \right] \quad (2-15)$$

Para $735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C}$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \left[\frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot ^\circ\text{K}} \right] \quad (2-16)$$

Para $900^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$c_a = 650 \left[\frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot ^\circ\text{K}} \right] \quad (2-17)$$

Donde:

θ_a : temperatura del acero en grados Celsius [$^\circ\text{C}$].

J: unidad de energía en Joule.

kg: unidad de masa en kilogramos.

$^\circ\text{K}$: unidad de temperatura en grados Kelvin.

En el siguiente gráfico se presenta el valor del calor específico para diferentes temperaturas.

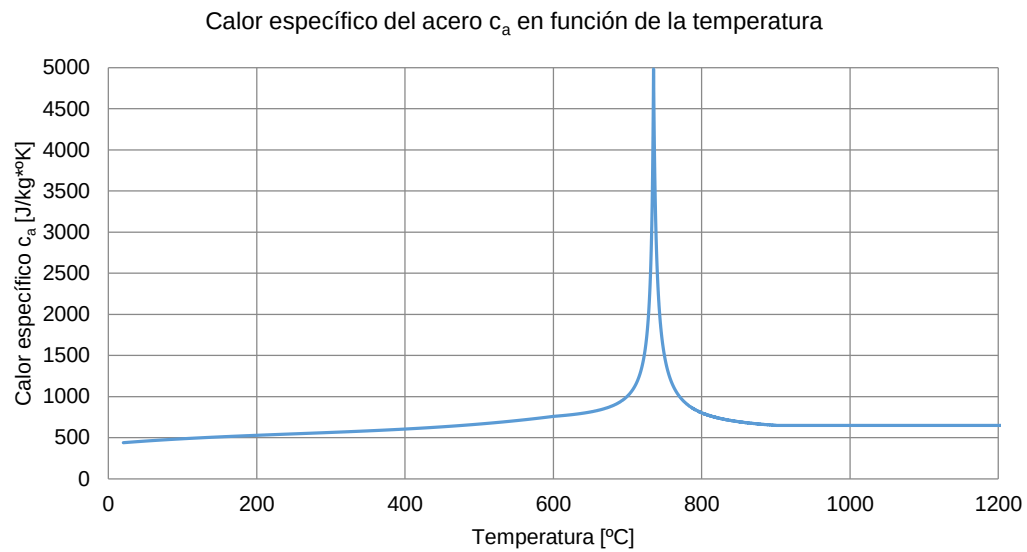


Figura 2-11 Calor específico vs temperatura (Eurocódigo3, 2005)

Se aprecia en la figura 3-11 que cercano a los 735 grados Celsius para que el acero pueda aumentar su temperatura la energía térmica necesaria aumenta considerablemente. Esto es debido a un cambio de fase que se produce en el acero a esa temperatura. La estructura de red cristalina de los átomos de hierro BCC (cúbica centrada en el cuerpo) llamada ferrita- α cambia a una estructura de red cristalina FCC (cúbica centrada en las caras) llamada austenita(γ) (Avner, 1988). En la siguiente figura se muestra el diagrama de equilibrio para hierro-carburo de hierro, donde se aprecia el cambio de fase.

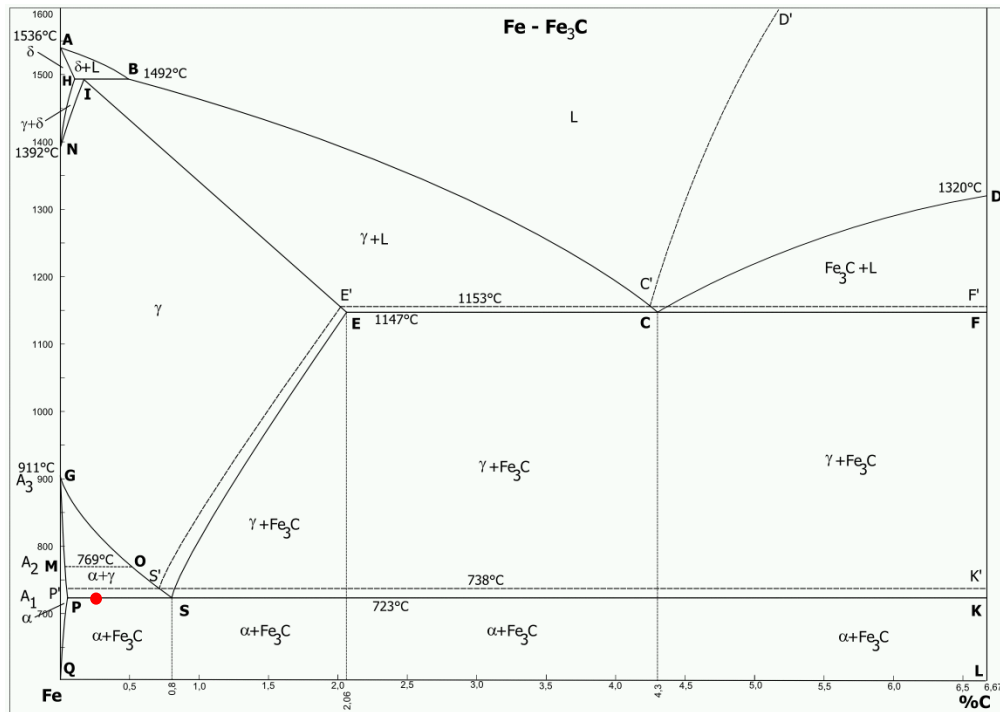


Figura 2-12 Diagrama de equilibrio para hierro-carburo de hierro (Avner, 1988)

El acero empleado para elementos de construcción son de bajo contenido de carbono. En el caso de la composición química del acero ASTM A36 el rango es de 0,25 a 0,29% de carbono respecto del peso del acero. En la Figura 2-12 se marca (en rojo), de manera aproximada, el punto de cambio de fase para el tipo de acero mencionado.

2.6.4. Conductividad térmica

La conductividad térmica λ representa la tasa de transferencia de energía de calor a través de una unidad de espesor del material por unidad de diferencia de temperatura. El Eurocódigo define la conductividad térmica del acero en función de la temperatura con las siguientes ecuaciones:

Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2} \theta_a [\text{W/mK}] \quad (2-18)$$

Para $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 27.3 [\text{W/mK}] \quad (2-19)$$

Donde,

θ_a : temperatura del acero en grados Celsius [$^{\circ}\text{C}$]

W: unidad de tasa de transferencia de calor en Watt o unidad de energía en Joule por unidad de tiempo en segundos [J/s].

m: unidad de espesor del material en metros.

K: unidad de diferencia de temperatura en grados Kelvin.

En la siguiente figura se representa la variación de esta propiedad del acero al carbono en función de la temperatura

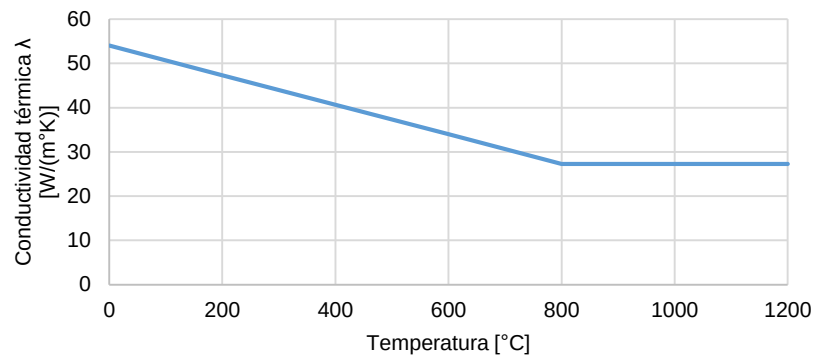


Figura 2-13 Conductividad térmica vs temperatura (Eurocode3)

2.6.5. Coeficiente de dilatación lineal

El coeficiente de dilatación lineal α_L es la propiedad del material que cuantifica la razón del incremento de longitud respecto a la inicial debido a una pequeña variación de temperatura uniforme y global.

$$\alpha_L = \frac{\Delta L / L}{\Delta T} \quad (2-20)$$

El eurocódigo determina la elongación térmica relativa del acero $\Delta L / L$ con las siguientes ecuaciones:

Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}$

$$\Delta L / L = 1.2 \times 10^{-5} \theta_a + 0.4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2.416 \times 10^{-4} \quad (2-21)$$

Para $750^\circ\text{C} \leq \theta_a < 860^\circ\text{C}$

$$\Delta L / L = 1.1 \times 10^{-2} \quad (2-22)$$

Para $860^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$\Delta L / L = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6.2 \times 10^{-3} \quad (2-23)$$

Donde,

L: longitud a 20 °C
 ΔL : elongación inducida por la temperatura
 θ_a : temperatura del acero °C

En la siguiente figura se muestra la elongación relativa del acero considerando el coeficiente de dilatación térmica variable en función de la temperatura y, para contrastar, otra curva considerando el coeficiente de dilatación del acero a temperatura ambiente.

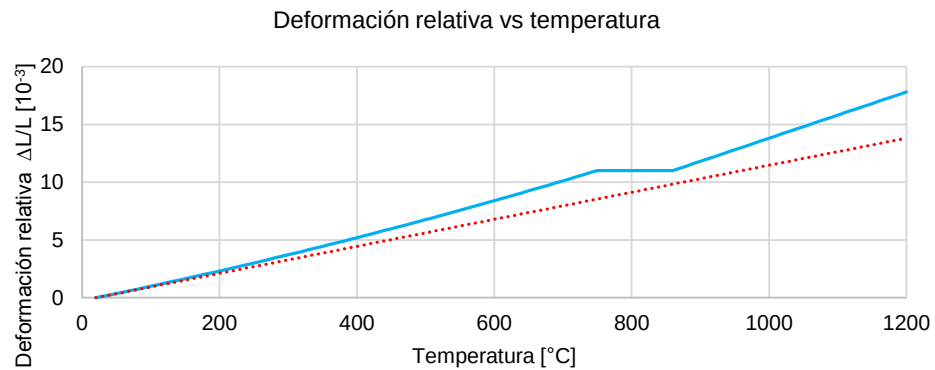


Figura 2-14 Deformación relativa del acero vs temperatura (Eurocódigo3)

2.7. Desarrollo de temperatura en acero sin protección contra fuego

Para comprender como se desarrolla el aumento de temperatura en el acero se debe analizar termodinámicamente el sistema para lograr el equilibrio de la energía externa con la interna. Como se explicó en el capítulo 2.6.3, la variación de la energía interna ΔQ del material está dada por el calor específico del acero c_a , la masa del acero y la variación en el tiempo de la temperatura del acero $\Delta\theta_{a,t}$:

$$\Delta Q = c_a \cdot \text{masa} \cdot \Delta\theta_{a,t} \quad (2-24)$$

La variación de la energía externa, cómo se explicó en el capítulo 2.5, corresponde al flujo neto de transferencia de calor $\dot{h}_{\text{net}}$ por unidad de área expuesta del material A_m en un intervalo de tiempo Δt . Donde $\dot{h}_{\text{net}}$ es el flujo de transferencia de calor por radiación y convección.

$$\Delta Q = \dot{h}_{\text{net}} \cdot A_m \cdot \Delta t \quad (2-25)$$

Igualando las ecuaciones () y () se obtiene la siguiente ecuación:

$$c_a \cdot \text{masa} \cdot \Delta\theta_{a,t} = (\dot{h}_{\text{conv}} + \dot{h}_{\text{rad}}) \cdot A_m \cdot \Delta t \quad (2-26)$$

La masa del acero es el producto de la densidad del acero ρ_a , por el área de la sección A_{sec} y por unidad de longitud L . Mientras que el área expuesta del acero A_m corresponde al perímetro expuesto al fuego del material p_m por unidad de longitud L . Por lo cual al reescribir la ecuación, y despejando la variable de variación de la temperatura del acero en un intervalo de tiempo $\Delta\theta_{a,t}$, se obtiene lo siguiente:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{1}{\rho_a \cdot c_a} \cdot \frac{p_m}{A_{\text{sec}}} (\dot{h}_{\text{conv}} + \dot{h}_{\text{rad}}) \cdot \Delta t [^\circ\text{K}] \quad (2-27)$$

La relación $\frac{p_m}{A_{\text{sec}}}$ de la ecuación (2-27) se llama masividad del perfil. La magnitud de esta propiedad geométrica del perfil indica cuanto es la magnitud de la variación de temperatura en el acero en un intervalo de tiempo. Una masividad alta indica que la variación de temperatura va ser mayor que una masividad baja para determinado intervalo de tiempo. La unidad empleada para describir la masividad es [1/m].

El eurocódigo define esta misma ecuación pero da la opción de considerar un factor de forma k_{sh} , como se muestra a continuación:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{sh}} \frac{1}{c_a \rho_a} \cdot \frac{p_m}{A_{\text{sec}}} \cdot \dot{h}_{\text{net}} \cdot \Delta t [^\circ\text{K}] \quad (2-28)$$

Donde,

k_{sh} : es el coeficiente adimensional de corrección del efecto sombra. Es ocasionado por la protección local de la transferencia de calor por radiación debido a la forma del perfil de acero. Es la razón entre el cociente del perímetro de un cuadrado que contiene al perfil y el área del perfil y el cociente del perímetro del perfil y el área de éste. El valor de la razón es menor a la unidad, pero se puede considerar igual a uno de manera conservadora.

$\frac{p_m}{A_{sec}}$: masividad [1/m]

p_m : perímetro expuesto al fuego de la sección [m]

A_{sec} : área de la sección del acero [m²]

c_a : calor específico del acero [J/kg*°K]

$\dot{h}_{net}$: valor de diseño de flujo de calor neto por unidad de área [W/m²].

Δt : variación intervalo tiempo [segundos]

ρ_a : densidad del acero [kg/m³]

2.8. Desarrollo de la temperatura en acero con pintura intumescente

A diferencia de otros materiales de protección contra el fuego en los cuales se asume que las propiedades térmicas dependen sólo de la temperatura, ya que son inorgánicos y la mayoría no reacciona al estar expuestos a alta temperatura, existen materiales de protección orgánicos y altamente reactivos al estar expuestos al fuego.

El resultado de estas fuertes reacciones químicas es que el revestimiento intumescente se expanda varias veces dando la protección al fuego necesaria.

Dado que la cantidad necesaria de revestimiento de pintura intumescente es muy pequeña respecto al tamaño del elemento a proteger, la energía calorífica almacenada en el revestimiento de pintura es despreciable en comparación a la energía transferida del incendio al elemento protegido. Por esta razón su capacidad calorífica (densidad por calor específico) no es considerada en este estudio. Sin embargo, se puede considerar una densidad estándar de 1300kg/m³ y el calor específico estándar de 1000J/kg.K (que se obtuvo de los catálogos de empresas fabricantes de pintura intumescente). Por esta razón la propiedad de interés de la pinturas es la conductividad térmica.

Debido a que el revestimiento intumescente cambia de espesor cuando aumenta la temperatura, se puede definir dos conductividades térmicas para éste: conductividad térmica efectiva y aparente. La conductividad térmica efectiva es la energía térmica conducida por el espesor inicial de la pintura intumescente por unidad de grado de temperatura. La conductividad térmica aparente es la energía térmica conducida por el espesor ya expandido de la pintura por unidad de grado de temperatura.

En la norma EN 13381-8 (CEN, 2010) se establece la metodología para evaluar el desempeño de protección contra fuego de los revestimientos intumescentes. Se asume exposición a la curva de fuego normalizado, y se cuantifica la conductividad térmica efectiva (antes de que se expanda la capa de pintura). Para obtener la conductividad térmica aparente de la pintura se usa la fórmula que describe la variación térmica de los elementos aislados con materiales de protección contra fuego en pequeños intervalos de tiempo (EN 1993-1-2):

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \frac{\rho_m}{A_{sec}} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a \frac{1+\phi/3}{1}} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (2-29)$$

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{\rho_m}{A_{sec}} \quad (2-30)$$

Donde,

- c_a calor específico del acero en función de la temperatura [J/kg °K]
 c_p : calor específico del material independiente de la temperatura [J/kg °K]
 d_p : espesor del material de protección contra fuego [m]
 Δt : variación intervalo de tiempo [segundos]
 $\theta_{a,t}$: temperatura del acero en tiempo t [°C]
 $\theta_{g,t}$: temperatura del incendio en el tiempo t [°C]
 $\Delta\theta_{a,t}$: incremento de la temperatura del ambiente en el intervalo de tiempo Δt [°K]
 λ_p : conductividad térmica del material de protección contra fuego [W/m °K]
 ρ_a : densidad del acero [kg/m³]
 ρ_p : densidad del material de protección contra fuego [kg/m³]

Como se indicó anteriormente la capacidad térmica del acero ($c_a \cdot \rho_a / (p_m / A_{sec})$), que es la capacidad de absorber energía térmica por unidad de área expuesta al flujo de calor, es mayor que de la pintura intumescente ($c_p \cdot \rho_p \cdot d_p$), dado a la magnitud de la variable d_p . Por lo cual la influencia de la razón entre ambas capacidades térmicas en la variación de la temperatura del acero es prácticamente nula.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \frac{\rho_m}{A_{sec}}}{d_p c_a \rho_a} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t \quad (2-31)$$

De la ecuación (2-31) se puede observar que se considera que la temperatura de la superficie expuesta de pintura intumescente es la misma que la del ambiente en situación de incendio, y que el flujo de transferencia de energía térmica es por conductividad, entre la pintura intumescente y el acero. Además se puede apreciar que a mayor espesor de pintura, menor es la magnitud de la variación de temperatura en el acero. Por ende, en el caso de que deseara tener determinada magnitud de variación en la temperatura del acero y se aumenta la masividad del perfil se requerirá mayor espesor de pintura. Para obtener la ecuación (2-31) se debe hacer el mismo balance de energía realizado en el caso anterior, en el cual se analizó el acero sin protección al fuego.

$$c_a \cdot masa \cdot \Delta\theta_{a,t} = \dot{h}_{cond} \cdot A_m \cdot \Delta t \quad (2-32)$$

Donde $\dot{h}_{cond}$ se definió en el capítulo 2.5, y se presenta a continuación.

$$\dot{h}_{cond} = \lambda_p \frac{\Delta\theta}{d_p} [W/m^2] \quad (2-33)$$

Usando la ecuación (2-33) en (2-32) se llega a la ecuación (2-31), la cual está presente en el eurocódigo.

Para obtener empíricamente el valor de la conductividad de la pintura intumescente en función de la temperatura se emplea la ecuación.(2-31)

$$\lambda_p(\theta) = \frac{\Delta\theta_{a,t} d_p c_a \rho_a}{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t \frac{p_m}{A_{sec}}} \quad (2-34)$$

2.9. Comportamiento de la pintura intumescente en función de la temperatura

Para aumentar la resistencia al fuego RF de la estructura de acero se debe aplicar materiales de protección contra el fuego, así se logra que la tasa de incremento de temperatura en los elementos de acero sea menor en comparación a elementos de igual masividad, pero sin material de protección

Estos materiales se dividen en dos grupos pasivos(placas incombustibles) y reactivos (pintura intumescente). Las pinturas intumescentes son sistemas en base a agua o solventes aplicados con espesores secos que van desde las 300 a 3000 micras. La ventaja de este tipo de materiales es que son menos invasivas visualmente y fácil de aplicar.

Anna y Neiningera (2002, citado en Bilotta *et al.*, 2016) muestran en sus estudios que durante el proceso de reacción de la pintura intumescente se puede identificar, una primera zona como zona de derretimiento bajo los 300°C, la segunda entre los 300 y 420°C como zona de reacción donde la pintura aumenta varias veces su espesor inicial en forma de espuma, y la tercera sobre los 420°C como zona de carbonización. Sobre los 420°C, después de que se consolida la espuma, se observa un periodo reológico estable de la pintura.

En la siguiente figura se muestra la magnitud de la conductividad térmica aparente de la pintura en función de la temperatura.

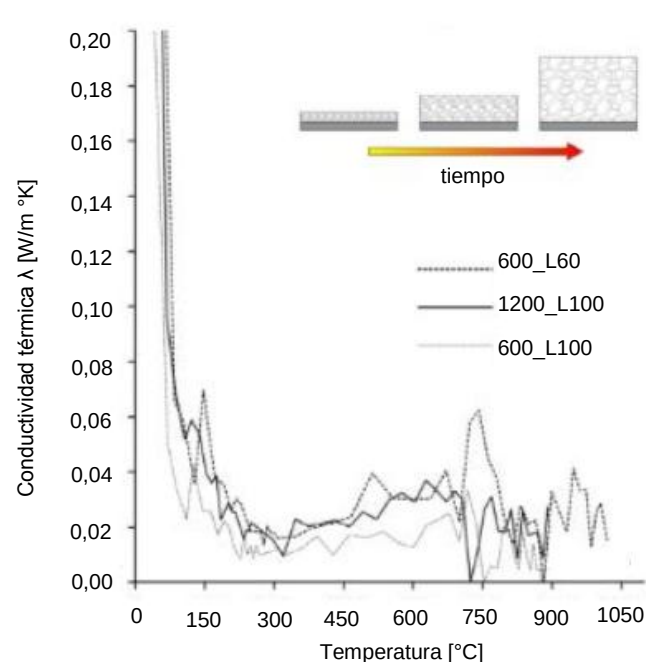


Figura 2-15 Conductividad térmica de pintura intumescente vs temperatura (Bilotta *et al.*, 2016)

En la Figura 2-15 se puede apreciar una gran variación en el valor de la conductividad aparente de la pintura desde temperatura ambiente hasta los 300°C, luego después de los 300°C se observa que el valor de la conductividad se mantiene relativamente estable en comparación con la zona de derretimiento (bajo los 300°C).

La información que se dispone por parte de los fabricantes de pintura intumescente. corresponde sólo a un método de diseño prescriptivo para aplicar espesores de pinturas con valores tabulados, es decir, determinan el espesor de pintura requerido según la masividad del elemento para lograr una determinada resistencia al fuego.

Para poder determinar la conductividad de la pintura intumescente en función de la temperatura se usó las curvas obtenidas por Van Schuerbeck (2013). En ese estudio mediante regresiones numéricas de datos obtenidos en los ensayos, se obtuvo ecuaciones para describir el comportamiento de la p.i. considerando diferentes masividades y espesores, las cuales se presentan a continuación:

Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_p = -1.6 \times 10^{-8} \theta_a^4 + 4.489 \times 10^{-6} \theta_a^3 + 2.91 \times 10^{-4} \theta_a^2 - 1.637 \times 10^{-1} \theta_a^1 + 12.07513 \left[\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C} \right] \quad (2-35)$$

Para $200^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 500^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_p = 6.843 \times 10^{-10} \theta_a^4 - 9.636 \times 10^{-7} \theta_a^3 + 4.863 \times 10^{-4} \theta_a^2 - 1.072 \times 10^{-1} \theta_a^1 + 9.93321 \left[\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C} \right] \quad (2-36)$$

Para $500^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1000^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_p = 3.54 \times 10^{-10} \theta_a^4 - 9.305 \times 10^{-7} \theta_a^3 + 9.129 \times 10^{-4} \theta_a^2 - 3.953 \times 10^{-1} \theta_a^1 + 63.84723 \left[\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C} \right] \quad (2-37)$$

Estas ecuaciones se presentan de manera gráfica en la siguiente figura, donde se puede apreciar las tres zonas de las fases reológicas de la pintura intumescente.

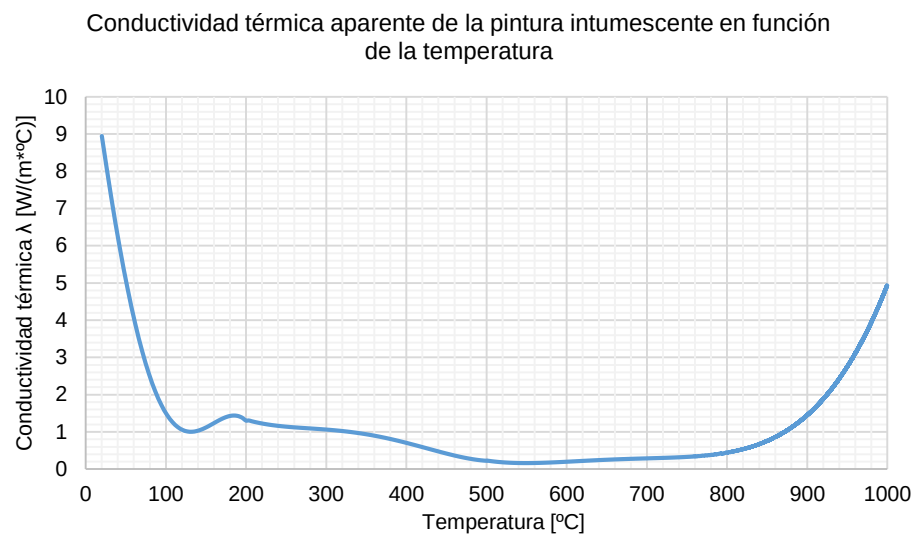


Figura 2-16 Conductividad térmica aparente vs temperatura (Van Shuerbeck, 2013)

Se puede apreciar la primera zona de derretimiento hasta los 200°C, luego la segunda zona de reacción es desde los 200 hasta 450°C, y después de los 450°C se aprecia la zona de carbonización donde es reológicamente estable hasta los 850°C aproximadamente.

2.10. Métodos de diseño para incendios

El nivel de seguridad en la ingeniería de protección contra incendio se logra implementando en el diseño del edificio medidas de protección pasiva y activa. Para implementar estas medidas se puede usar dos métodos: diseño prescriptivo o diseño prestacional.

En el diseño prescriptivo la seguridad contra incendio se logra al implementar requerimientos que son definidos por la autoridad. Estos requerimientos varían según la clasificación del riesgo de la construcción, por ejemplo en caso de incendio cual serían las consecuencias. Para esto el diseño prescriptivo diferencia las construcciones por, categoría de ocupación, número de pisos, densidad de carga, entre otros. Las normas proveen una clasificación de resistencia al fuego para los elementos constructivos, como F15, F30, F60, etc. Esta clasificación de resistencia al fuego implica un tiempo límite en el cual el elemento sigue cumpliendo su función al ser sometido a un fuego normalizado (NCh935/1). Este tiempo límite está relacionado con la clasificación de riesgo de la construcción y es definido por la autoridad. Para lograr la resistencia al fuego requerida en los elementos estructurales de acero se debe aplicar protección pasiva, la cantidad de protección está tabulada por los proveedores según la masividad de la sección del elemento.

Dependiendo de la magnitud o complejidad del proyecto, el método prescriptivo puede resultar limitado o restrictivo para el diseño de la estructura, inhibiendo así la innovación y desarrollo de la industria de la construcción.

En el diseño prestacional la seguridad contra incendio se obtiene analizando todas las variables de riesgos en caso de incendio, tiempo de evacuación, tiempo de detección de humo, tiempo de llegada de bomberos, tiempo de combatir el incendio, la propagación del humo, forma de propagación de incendio entre compartimientos y la curva de temperatura vs tiempo asociada, la implementación en determinados sectores de rociadores, entre otras variables.

Además en el diseño prestacional se puede definir objetivos, como por ejemplo, que el tiempo de evacuación sea menor a determinado tiempo, que el incendio no se propague más allá de determinada zona, definir un límite máximo de pérdida monetaria debido a los daños. De este modo se puede definir la resistencia al fuego requerida por los elementos de construcción en la fase de diseño del edificio, manteniendo los objetivos fundamentales salvaguardar vidas, facilitar extinción del incendio, evitar al mínimo el riesgo de incendio y evitar propagación del incendio en la edificación y a otras.

Dado lo laborioso del diseño prestacional por lo señalado anteriormente, se puede hacer un diseño con enfoque prestacional (Bailey, 2005). Para esto, se diseña los elementos estructurales a fin de lograr una resistencia al fuego igual o mayor al exigido por la ordenanza de acuerdo a la categoría de uso de la construcción, número de pisos, etc. En este método de

diseño con enfoque prestacional se distinguen tres etapas, el comportamiento del fuego, análisis térmico y análisis estructural, como se muestra en la siguiente Figura 2-17:

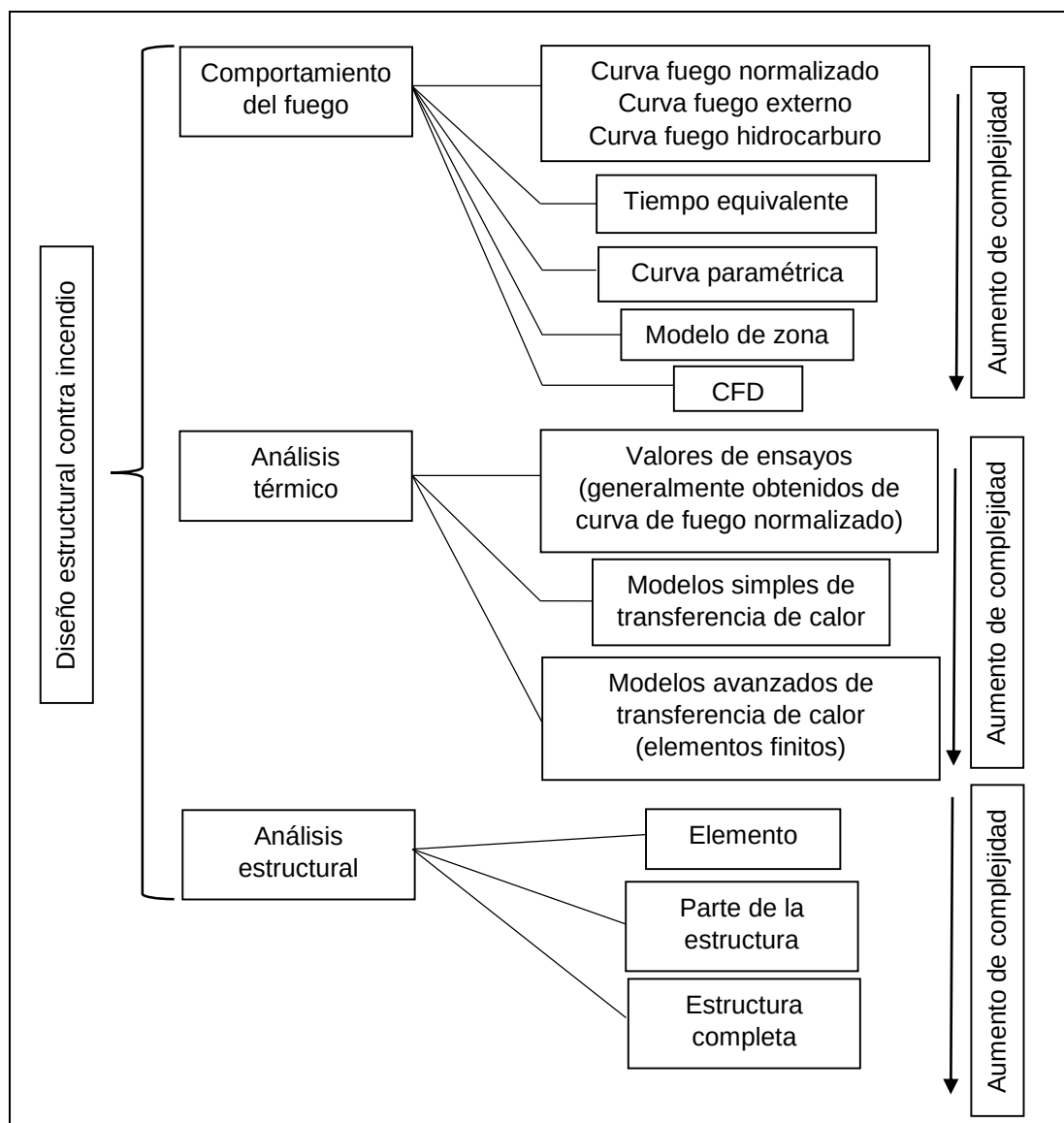


Figura 2-17 Esquema de diseño con enfoque prestacional

En el modelamiento del comportamiento del fuego existen 5 tipos de fuegos, fuego normalizado, fuego de tiempo equivalente, fuego de compartimento, fuego de modelo de zonas, y CFD (dinámica de fluido computacional).

Los fuegos normalizados son los de menor complejidad y los tipos que existen son: el fuego normalizado, que representa un incendio completamente desarrollado en un compartimiento y fue desarrollado para clasificar elementos de construcción y materiales en hornos de ensayo; los fuegos externos, que son fuegos del exterior a los cuales están sometidos los elementos de la fachada de la construcción; fuego de hidrocarburo, que corresponde a combustibles; y fuegos de crecimiento lento. La desventaja de las curvas de fuego normalizado es que no

representa un incendio real ya que con considera la ventilación, carga combustible y tamaño del compartimiento.

La curva de fuego tiempo de equivalente son de complejidad intermedia y es una aproximación simple que trata de relacionar la temperatura de un elemento en condición de incendio, con el tiempo requerido para alcanzar esa temperatura con una curva de fuego normalizada. Considerar la geometría del recinto, las aberturas donde se generan condiciones de ventilación y la carga de combustible. La limitación de este método, por ejemplo, es que en el Eurocódigo es solo valido para hormigón armado, acero con y sin protección pasiva.

La curva paramétrica puede describir toda la duración del incendio esperado, desde el inicio hasta que se extingue, toma en cuenta la carga de combustible, ventilación y tamaño del compartimiento. La limitación es debido a la información de los ensayos realizados. En el caso del Eurocódigo, por ejemplo, es válido para compartimiento de hasta 500 metros cuadrados y hasta cuatro metros de altura.

Los modelos de zona son modelos simple computacionales que divide el compartimiento en zonas separadas y asume la temperatura uniforme por zonas. El modelo más simple es el modelo de una zona, en estos modelos se considera la ventilación, la carga de combustible y tamaño del compartimiento. Luego considerando la ley general de los gases, balance de energía y masa. Los modelos más complejos son los computacionales de dinámica de fluido (CFD por sus siglas en inglés) dado que la cantidad de parámetros de entrada para el análisis computacional son mayores y depende de criterios del especialista al ingresar los parámetros.

Una vez elegido el tipo de comportamiento del fuego se tiene la curva de temperatura en función del tiempo, con el cual se puede realizar el análisis térmico en los elementos de construcción. La manera más sencilla de determinar la temperatura que alcanza el elemento en determinado tiempo es con valores tabulados de ensayos, donde se relaciona el espesor de la protección con la masividad del perfil. La limitación de este método es que los valores de ensayo son obtenidos con curvas de fuego normalizada Los modelos simples de transferencia de calor determinan la temperatura en los elementos debido a la transferencia de calor, se puede emplear formulas descritas en el Eurocódigo, que son principalmente para elementos de acero. También se puede usar modelos más avanzado mediante análisis de elementos finitos para cualquier tipo de materiales y geometría.

Finalmente se puede hacer el análisis estructural, este puede ser modelos de elementos aislados considerando la reducción de resistencia y rigidez Modelos intermedios que consideran las condiciones de contorno y variación de temperatura a lo largo del elemento. Y modelos más avanzados que consideran la curva esfuerzo-deformación-temperatura, propiedades de expansión térmica, entre otros parámetros de entrada.

Dado a lo laborioso que implica el diseño con enfoque prestacional, es más predominante en la practica el uso del diseño prescriptivo.

2.11. Investigaciones previas

Tradicionalmente el diseño estructural para incendios ha sido basado solamente en el comportamiento de ensayos de resistencia al fuego. Existe gran cantidad de investigación centradas en partes individuales de la estructura como vigas, columnas, losas y conexión. Sin embargo es evidente que la falla de un determinado elemento en un ensayo de resistencia al fuego tiene poca semejanza a la falla de un elemento similar que es parte de una estructura altamente hiperestática. Desafortunadamente las investigaciones de estructuras enteras siguen siendo escasas dado que los experimentos son costosos. Sin embargo algunos ensayos se han realizado en el mundo.

A principio de los noventa, en Inglaterra se desarrollaron un conjunto de ensayos de estructuras sometidas a los efectos de un incendio como parte de los llamados “Experimentos de Cardington”, realizados por la institución de investigación para la construcción (BRE por sus siglas en inglés) (Kirby et al., 1986). Uno de los objetivos de la investigación consistía en desarrollar modelos numéricos capaces de predecir el comportamiento estructural de un edificio compuesto de marcos de acero, durante un incendio real. Sin embargo, el resultado más importante obtenido fue una mejor explicación y mayor conocimiento de cómo se comportan las estructuras de acero. Éste habitualmente no logra ser cubierto por los ensayos tradicionales de resistencia al fuego, porque analizan el comportamiento de los elementos aislados.

Uno de los promotores de estos ensayos fue la industria del acero inglesa que buscaba superar la dificultad que presentan estas estructuras sin protección para cumplir con los requisitos de resistencia al fuego, dispuestos en los códigos de construcción de gran parte del mundo (Kirby, 1997). En el edificio de ocho pisos ensayado existían columnas y vigas de acero, además de losas de hormigón. Para efectos de las pruebas realizadas, las vigas no tuvieron recubrimiento.

Las normas de ensayo de resistencia al fuego, incluyendo la norma Chilena NCh 935/1, de forma general utilizan el concepto de temperatura crítica del acero, en el orden de 500 – 550 °C. Luego, la resistencia al fuego de un sistema compuesto por elementos de acero más protección pasiva es el tiempo en el cual ese complejo alcanza la temperatura crítica.

El fundamento del concepto consiste en que los parámetros más relevantes en el diseño estructural, la tensión de fluencia y el módulo de elasticidad de los aceros, decaen al aumentar la temperatura. El descenso implica que los factores de seguridad usados disminuirían al aumentar la temperatura en el incendio, llegando a la condición de colapso.

Una de las características del concepto de temperatura crítica es que pretende desprender el comportamiento de la estructura basándose en los elementos ensayados en forma aislada, siendo el modelo insensible a las deformaciones y la posible hiperestaticidad de la estructura. Estos factores sólo pueden ser evaluados en experimentos a gran escala, como los desarrollados en Cardington (Newman, 1999), y por ello la importancia de este tipo de ensayos.

Algunas de las conclusiones obtenidas de los ensayos señalan que no se produjo un colapso estructural de las vigas sin protección, pese a que la temperatura de ellas superó ampliamente los criterios de falla de los ensayos de resistencia al fuego. Además, la estructura se comportó de modo distinto a lo anticipado por las pruebas de resistencia al fuego. Así se desprende que las exigencias normativas asociadas a elementos estructurales de acero, para este caso, resultaban demasiado conservadoras. Sin embargo, estos resultados se deben interpretar en el contexto de una prueba específica y no ser extrapoladas automáticamente a todas las estructuras de acero.

Un elemento sustancial desprendido de los experimentos, y que se convirtió en tendencia desde entonces, se resume en que la metodología de ensayos de resistencia al fuego, al estar enfocada en el comportamiento de elementos aislados, no evalúa la interacción de estos elementos en la estructura.

Adicionalmente, las condiciones específicas del análisis de resistencia al fuego donde se simula un incendio normalizado, puede tener una correlación equivocada con las condiciones reales de un incendio.

Existe una tendencia internacional de pasar de los códigos prescriptivos, en los que se establece un conjunto de requisitos a cumplir, a los llamados criterios prestacionales, en los que se requiere un análisis más detallado e integrado de la correlación entre el incendio y la estructura. Esta última corriente requiere el uso de las herramientas y metodologías de alta complejidad en manos de los profesionales correctos.

Actualmente en Europa y Estados Unidos estos profesionales son formados específicamente en Ingeniería de Protección contra Incendios, un efecto consistente con los resultados de Cardington. Por ello, se concluye que los ensayos en Inglaterra demuestran que las herramientas de ingeniería aplicadas en forma adecuada permiten afrontar el riesgo de incendios de un modo más seguro y eficiente.

2.12. Normas extranjeras

Para este estudio se decidió investigar el código de construcción de California, debido a que al igual a Chile son zonas sísmicas, y la de Inglaterra, debido a los estudios que lleva este país en investigación respecto a incendios.

2.12.2. Código de construcción de California (CBC)

El código CBC está basada, al igual que muchos otros estados de EEUU, en el código internacional de construcción (ICC, 2015)

En el CBC, a diferencia de la ordenanza Chilena, distingue 13 categorías de edificios y éstos a su vez tienen subcategorías. En total son 33 categorías. Los establecimientos de bodegaje están definidos en el grupo S (S-1 y S-2). La categoría S-1, de riesgo moderado, corresponde al almacenamiento de materiales combustibles como papel, ropa, madera o hangar de aviones para almacenamiento o reparaciones, por ejemplo. La categoría S-2, de riesgo bajo, corresponde a materiales no combustibles. El almacenamiento de materiales de riesgo alto corresponde al grupo H, estos materiales pueden ser combustibles líquidos, combustibles gaseosos o explosivos por nombrar algunos.

Luego se ordenan en grupos definiendo alturas y áreas límites. Para elementos de construcción de edificios no combustibles se distinguen cuatro categorías: IA, IB, IIA, IIB.

La categoría IA corresponde a estructuras que no tienen límite de altura o área edificada. Luego las otras tres categorías corresponden a edificaciones que van disminuyendo de altura y área edificada respectivamente. De esta manera si la estructura corresponde al grupo IA deberá tener una mayor resistencia al fuego para lograr la evacuación en planta y/o altura, en cambio si la estructura está en la categoría IIB necesitará una resistencia al fuego menor ya que la distancia en altura y/o planta para lograr la evacuación será menor.

Por ende se clasifica el edificio según: (a) altura máxima, (b) cantidad de pisos y (c) área edificada. De este modo se deberá considerar el edificio con la categoría más restrictiva obtenida de estas tres. A continuación se presenta desde la Tabla 2-7 a la Tabla 2-9 para definir el tipo de construcción según las características mencionadas.

a) **Máxima altura.**

Tabla 2-7 Altura de edificación permitida, en metros (CBC, capítulo 5)

Altura de edificación permitida en metros sobre el nivel de suelo natural										
Clasificación por categoría de uso	Tipo de construcción									
	Ver notas	Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	Tipo V	
		A	B	A	B	A	B	HT	A	B
B,F,M,S,U	NS	UL	49	20	17	20	17	20	15	12
	S	UL	55	26	23	26	23	26	21	18

Por ejemplo una estructura para el uso de almacenamiento, de altura máxima diez metros, con uso de rociadores, sería del tipo de construcción VB según tabla 3-7.

Donde,

UL: sin límite.

NS: corresponde a edificaciones sin uso de rociadores.

S: corresponde a edificaciones con uso de rociadores.

B: corresponde a categoría de ocupación negocios.

F: corresponde a categoría de ocupación industrial.

M: corresponde a categoría de ocupación mercantil.

S: corresponde a categoría de ocupación almacenamiento.

U: corresponde a categoría de ocupación servicio público y misceláneos.

HT: corresponde a elementos estructurales interiores de madera.

Tipo I: elemento de construcción no combustible.

Tipo II: elemento de construcción no combustible.

Tipo III: los muros exteriores son de material no combustibles y los elementos de construcción interiores son de cualquier material definido en el código.

Tipo IV: elementos de construcción son de madera y los muros exteriores son no combustibles.

Tipo V: los elementos de construcción pueden ser de cualquier material definido en el código.

b) Máxima cantidad de pisos.

En la siguiente Tabla 2-8 se indica la máxima cantidad de pisos según tipo de construcción.

Tabla 2-8 Número de pisos permitidos sobre nivel de piso (CBC, cap.5)

Número de pisos permitidos sobre el nivel de suelo natural										
Clasificación por categoría de uso	Tipo de construcción									
	Ver notas	Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	Tipo V	
		A	B	A	B	A	B	HT	A	B
S-1	NS	UL	11	4	2	3	2	4	3	1
	S	UL	12	5	3	4	3	5	4	2
S-2	NS	UL	11	5	3	4	3	4	4	2
	S	UL	12	6	4	5	4	5	5	3
U	NS	UL	5	4	2	3	2	4	2	1
	S	UL	6	5	3	4	3	5	3	2

c) Máxima área permitida de edificación

En la siguiente tabla se determina el área permitida de edificación según tipo de construcción, el uso o no de rociadores .y si es más de un piso Además el código permite aumentar el área máxima permitida para el tipo de construcción, si se cumplen ciertos criterios de accesibilidad de la edificación a la vía pública o espacios abiertos.

Tabla 2-9 Área permitida de edificación, en metros cuadrados (CBC, cap5)

Factor de área permitido (At=NS, S1, S13R, o SM) en metros cuadrados										
Clasificación por categoría de uso	Tipo de construcción									
		Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	Tipo V	
		A	B	A	B	A	B	HT	A	B
S-1	NS	UL	4464	2418	1628	2418	1628	2372	1302	837
	S1	UL	17856	9672	6510	9672	6510	9486	5208	3348
	SM	UL	13392	7254	4883	7254	4883	7115	3906	2511
S-2	NS	UL	7347	3627	2418	3627	2418	3581	1953	1256
	S1	UL	29388	14508	9672	14508	9672	14322	7812	5022
	SM	UL	22041	10881	7254	10881	7254	10695	5859	3767

Donde,

NS: edificio de 1 piso sin rociadores.

S1: edificio de 1 piso con rociadores.

SM: edificio de 2 o más pisos con rociadores.

S13R: edificio categoría R de hasta 4 pisos de altura

R: ocupación categoría residencial.

Se permite aumentar el área permitida de edificación de la tabla mostrada con la siguiente ecuación:

$$A_a = A_t + (N_s \times I_f) \quad (2-38)$$

Donde:

A_a: área admisible aumentada.

A_t: área límite tabulada según (NS, S1, SM).

N_s: área límite tabulada para una estructura de 1 piso sin rociadores.

I_f: factor de incremento de área en función del porcentaje de la fachada del edificio de libre acceso hacia la vía pública o espacio abierto. El porcentaje no puede ser menor que 25%.

Considerando estas tres características de magnitud o tamaño de la edificación, se puede determinar el tipo de construcción a la que corresponde el edificio. Una vez determinado el tipo de construcción el código CBC indica el tiempo requerido de resistencia al fuego de la edificación, indicado en la Tabla 2-10.

De los elementos de construcción se destaca la distinción que hace el código entre.

- a) Elementos principales.
- b) Elementos secundarios.

El código define los elementos estructurales principales como:

1. Columnas.
2. Elementos estructurales con conexión directa a las columnas, incluyendo vigas colectoras, vigas, enrejados.
3. Elementos de sistema de piso y techo con conexión directa a columnas.
4. Elementos para arriostrar, esenciales para dar estabilidad vertical al sistema estructural principal, sin importar si están solicitados o no por cargas gravitacionales.

Los elementos estructurales se pueden considerar como secundarios cuando se cumpla alguna de estas condiciones:

1. El elemento estructural no tiene conexión directa a la columna
2. En el caso de sistema de piso y sistema de techo que no tengan conexión directa a las columnas.
3. Elementos que cumplan función de arriostramiento que no pertenezcan al sistema estructural principal.

Finalmente, una vez determinado el tipo de construcción a diseñar (puede ser desde tipo A hasta tipo VB) en función de la clasificación de uso, cantidad de pisos, altura máxima y área edificada, se obtiene la resistencia al fuego requerida para cada elemento de construcción en la siguiente Tabla 2-10.

Tabla 2-10 Periodo mínimo de resistencia al fuego para los elementos de construcción, en horas CBC (ICC,2010)

Requisito de resistencia al fuego para elementos de construcción en horas									
Elemento de construcción	Tipo de construcción								
	Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	Tipo V	
	A	B	A	B	A	B	HT	A	B
Elementos estructurales principales	3 ^a	2 ^a	1	0	1	0	(HT)	1	0
Muros portantes:									
exteriores	3	2	1	0	2	2	2	1	0
interiores	3 ^a	2 ^a	1	0	1	0	1/(HT)	1	0
Muros no portantes y particiones exteriores	ver Tabla 2-11								
Muros no portantes y particiones interiores	0	0	0	0	0	0	c	0	0
Construcción de piso y los elementos secundarios asociados	2	2	1	0	1	0	(HT)	1	0
Construcción de techumbre y los elementos secundarios asociados	1/2	1 ^b	1 ^b	0	1 ^b	0	(HT)	1 ^b	0

Notas:

a: Elementos soportantes de techo. El requisito de resistencia al fuego de elementos estructurales principales y muros portantes se puede reducir en 1 hora, cuando soportan solamente el techo.

b: Excepto s-1, y otras categorías, no requiere protección contra el fuego los elementos estructurales de techo y cubierta que estén sobre 6 metros respecto al nivel de piso. Por ejemplo, categoría S-2 no requiere resistencia al fuego si cumple la condición señalada anteriormente.

c: se define en una sección del CBC sobre las dimensiones y condiciones que debe cumplir.

(HT): el CBC define una relación de alto y ancho de la sección de madera que se debe cumplir.

Tabla 2-11 Periodo mínimo de resistencia al fuego para muros no portantes y particiones exteriores, en horas (CBC, cap6)

Distancia X al fuego [m]	Tipo de construcción	Categoría de uso	
		S-1	S-2
$X < 1.5$	todas	2	1
$1.5 \leq X < 3$	IA	2	1
	otras	1	1
$3 \leq X < 9$	IA, IB	1	1
	IIB, VB	0	0
	otras	1	1
$9 \leq X$	todas	0	0

Por ejemplo, para una nave de 1 piso de más de 1600m² su categoría es IIA. Luego se obtiene de la Tabla 2-10 el tiempo requerido para cada elemento de construcción. Además el código de construcción de California permite hacer excepciones o reducciones en el requerimiento de resistencia al fuego.

2.12.3. Regulación para construcción de Inglaterra y Gales (BR)

En la BR (HM Government, 2006)), se establece la resistencia al fuego mínima requerida para cada elemento de construcción, como se muestra en la Tabla 2-12. Luego dependiendo del tipo de elemento de construcción el requerimiento de resistencia al fuego será función del destino de uso del edificio, profundidad de pisos subterráneos y altura máxima sobre nivel de calle. A modo de ejemplo, se presenta sólo los requerimientos para la categoría de almacenamiento en la Tabla 2-13.

Tabla 2-12 Periodo mínimo de resistencia al fuego para elementos de construcción, BR (HM Government,2006)

Elementos de construcción	Requisito de resistencia al fuego en minutos
1) Elemento estructural, viga o columna	ver Tabla 2-13
2) Muro portante	ver Tabla 2-13
3) Pisos	ver Tabla 2-13
4) Techos	30 ver Tabla 2-13
a. partes que formen vía de escape	
b. techos que cumplan función de piso	ver Tabla 2-13 ver Tabla 2-13, mínimo 15 30
5) Muro cortafuego	
a. distancia menor a 1 metro	
b. distancia igual o mayor a 1 metro	ver Tabla 2-13
c. adyacente a ruta de escape exterior	
6) Muro divisorio	ver Tabla 2-13
7) Muros zona vertical de seguridad	ver Tabla 2-13
8) Escaleras que no pertenecen zona vertical seguridad	30
9) Muros zona vertical para combatir incendios	120
10) Caja ascensor	30
10) Cielo falso	30

Tabla 2-13 Periodo mínimo de resistencia al fuego para naves de almacenamiento según altura máxima BR (HM Government,2006)

Requisito de resistencia al fuego en minutos						
Categoría de uso	Subterráneo		Pisos			
	Profundidad del nivel de piso más bajo		Altura del piso superior sobre el nivel de suelo natural			
	Más de 10 [m]	Menos de 10 [m]	Menos de 5 [m]	Menos de 18 [m]	Menos de 30 [m]	Más de 30 [m]
Almacenamiento y otras no-residenciales: cualquier construcción no descrita en las otras categorías						
-sin rociadores	120	90	60	90	120	np
-con rociadores	90	60	30*	60	90	120#

Notas: para categorías residencial, oficina, locales comerciales, uso público con aglomeración gente, recreación, industrial, estacionamientos, se tiene lo siguiente:

- # :se reduce a 90 min la resistencia al fuego requerida para los elementos que no forman parte de los elementos estructurales.
- * : mínimo de 60 minuto para muros divisorios entre unidades.
- np :no se aplica exigencia de resistencia al fuego.

Por ejemplo, se aprecia de la Tabla 2-13 que para una estructura de uso para bodega de materiales combustibles de riesgo moderado, de 1 piso, con más de 5 metros y menos de 18 metros de altura, y sin rociadores, se requiere una resistencia RF de 90 minutos. En cambio los requisitos para la misma estructura es de 0 minutos según CBC usando desde la Tabla 2-7 a la Tabla 2-10.

3. METODOLOGÍA

El objetivo principal de este estudio es entender la seguridad real de naves industriales, considerando las normativas vigentes de diseño y protección contra incendios. Para esto es necesario comprender el efecto de continuidad en los elementos estructurales bajo condiciones de incendio. Además se incorpora en este estudio la implementación de una herramienta que puede ayudar a predecir la resistencia de estructuras de acero basada en el análisis de un modelo más simple.

El efecto de continuidad en los elementos estructurales es estudiado usando análisis de límite plástico para determinar matemáticamente la carga de colapso y mecanismos para diferentes temperaturas.

Dado que el cálculo sin el uso de programas computacionales para determinar el límite plástico para una estructura indeterminada es laborioso, se emplea programas computacionales de elementos finitos como SAP2000.

Para evaluar el desempeño de la estructura en caso de incendio, se asumirá la curva de temperatura en función del tiempo de un fuego normalizado, luego se debe obtener de los valores tabulados por los fabricantes de pinturas, una ecuación que describa la conductividad térmica aparente de la pintura intumescente. Una vez obtenida ésta se puede determinar la variación de la temperatura para cada elemento estructural de acero según su masividad correspondiente. Luego se puede ingresar al programa de cálculo el valor de los parámetros del acero en función de la temperatura. Posteriormente, mediante el análisis estructural del programa de cálculo, se puede encontrar la carga de colapso de la estructura. Cuando la carga de colapso obtenida es igual a la carga de diseño de la estructura en situación de incendio, implica que se ha llegado a la temperatura crítica de la estructura en la cual falla. Finalmente, con la curva de temperatura en función del tiempo del incendio considerado, se puede obtener mediante el cálculo de transferencia de calor en la estructura, el instante en el cual la estructura alcanza la temperatura crítica. De este modo se obtiene la resistencia al fuego de la estructura en unidad de tiempo.

3.1. Precisión de resultados con el método límite plástico

Para saber la precisión del programa SAP2000 para determinar las cargas del límite plástico, se establece un modelo de estructura. Si la diferencia de resultados entre la teoría y los obtenidos con el programa es tolerable bajo cierto margen, se puede asegurar que el programa de cálculo SAP2000 es capaz de hacer un análisis de colapso y será válido para usar en el estudio de las cargas de colapso y mecanismos.

Se define dos modelos para obtener los datos, un modelo de una viga doblemente empotrada con carga distribuida y un modelo de un marco con una carga puntual horizontal y otra vertical.

3.1.2. Modelo viga doblemente empotrada

Para el caso de la viga doblemente empotrada, ésta es cargada uniformemente W a lo largo de toda la luz. El tamaño de la viga asumida es W10x22, y el largo L de la viga es 5 metros. A continuación se muestra un esquema del modelo

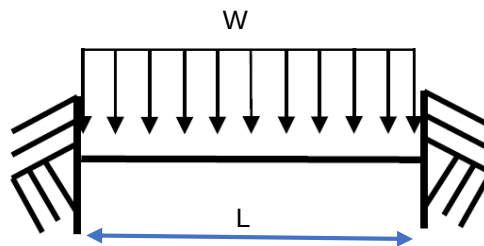


Figura 3-1 Esquema de viga hiperestática

La estructura es hiperestática de grado 3. Sin embargo, esta viga tiene solo dos redundancias para el análisis de flexión. Por lo tanto la estructura requiere la formación de tres rótulas plásticas para el colapso. Cuando está sujeta a cargas que se incrementan estáticamente, la primera y segunda rotula ocurrirán simultáneamente en ambos extremos de la viga cuando $w=12M_p/L^2$ y la tercera rótula se formará en la mitad de la luz de la viga cuando $w=16M_p/L^2$. $M_p=14,97[\text{tonef}\cdot\text{m}]$ es el momento plástico de la viga, el cual es igual a $\sigma_y \cdot Z$ ($\sigma_y=3515 [\text{kgf}/\text{cm}^2]$ es el esfuerzo de fluencia del material y $Z=426[\text{cm}^3]$ es el módulo plástico de la sección del elemento). Por lo cual las cargas son $w=7.18[\text{tonef}/\text{m}]$ para formar las dos primeras rótulas y $w=9.58[\text{tonef}/\text{m}]$ para que se forme el mecanismo de colapso.

3.1.3. Modelo marco

Para el modelo del marco se asume una sección uniforme y los parámetros del marco con las siguientes características:

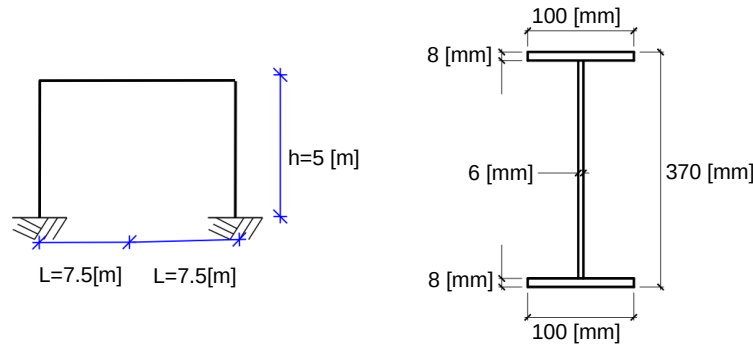


Figura 3-2 Esquema de marco a momento y sección

El esfuerzo de fluencia considerado es $\sigma_y=2500[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ y el módulo plástico de la sección es $Z=477.57[\text{cm}^3]$, por lo cual el producto de estos dos parámetros es el momento plástico $M_p=11.94[\text{ton}\cdot\text{m}]$.

Para obtener el mecanismo de colapso de la estructura se debe considerar lo mencionado en el capítulo 2.4, los modos posibles de falla para un marco ante cargas estáticas son, (i) mecanismo en viga, (ii) mecanismo por desplazamiento lateral y (iii) por combinación de las dos anteriores, como se muestra en la Figura 3-3.

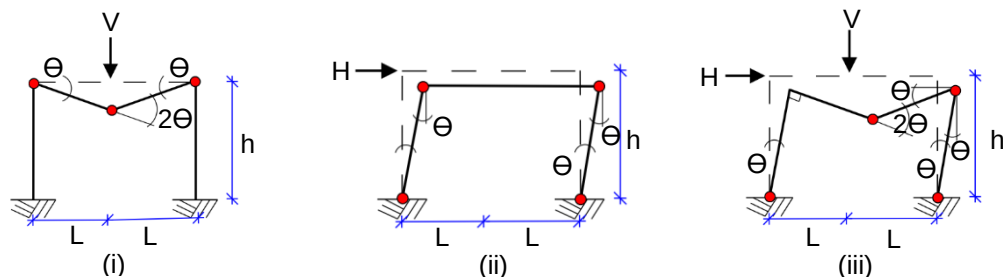


Figura 3-3 Mecanismos de colapso posibles para marcos

Los momentos plásticos generados en el caso (iii) se muestra en la siguiente Figura 3-4:

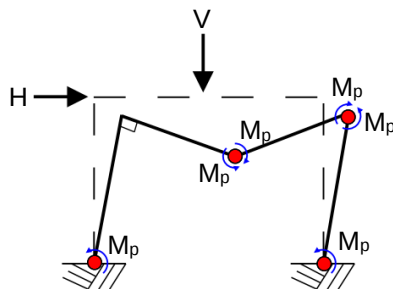


Figura 3-4 Esquema de momento plástico en rótulas

De los modos de mecanismos indicados en la Figura 3-3, se puede encontrar la carga de colapso al igualar al trabajo virtual externo W_E , realizado por las cargas, con el trabajo virtual interno W_I .

Para el caso (i) se tiene:

$$W_E = V \cdot L \cdot \Theta \quad (3-1)$$

$$W_I = M_p \cdot \Theta + 2 \cdot M_p \cdot \Theta + M_p \cdot \Theta \quad (3-2)$$

Igualando el trabajo virtual se obtiene:

$$V = 4 M_p / L \quad (3-3)$$

Para el caso (ii) se tiene:

$$W_E = H \cdot h \cdot \Theta \quad (3-4)$$

$$W_I = M_p \cdot \Theta + M_p \cdot \Theta + M_p \cdot \Theta + M_p \cdot \Theta \quad (3-5)$$

Igualando el trabajo virtual se obtiene:

$$H = 4 M_p / h \quad (3-6)$$

Para el caso (iii) se tiene:

$$W_E = H \cdot h \cdot \Theta + V \cdot L \cdot \Theta \quad (3-7)$$

$$W_I = M_p \cdot \Theta + 2 \cdot M_p \cdot \Theta + 2 \cdot M_p \cdot \Theta + M_p \cdot \Theta \quad (3-8)$$

Igualando el trabajo virtual se obtiene:

$$H \cdot h + V \cdot L = 6 \cdot M_p \quad (3-9)$$

Dado que se tiene los valores de L y h se puede dejar las ecuaciones anteriores en terminos de la variable h .

$$H \cdot h + V \cdot 1.5h = 6 \cdot M_p \quad (3-10)$$

Luego se evalua la carga de colapso V obtenida en en la ecuación (3-3) en (3-10) y se obtiene la carga horizontal de colapso $H=2M_p/h$. Tambien se evalua la carga de colapso H de (3-6) en (3-10) para obtener la carga vertical de colapso $V=1.33M_p/h$.

En la siguiente Figura 3-5 se grafica considerando los tres posibles tipos de falla las cargas de colapso en la curva ABCD:

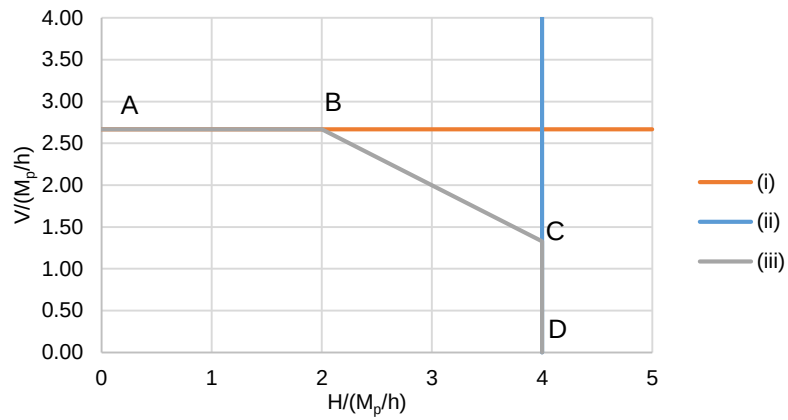


Figura 3-5 Diagrama de cargas de colapso

El tramo AB es el modo de falla del tipo viga (i), el tramo CD es el modo de falla por desplazamiento lateral (ii), y el tramo BC es el modo de falla que considera los dos modos anteriores(iii).

En la siguiente Tabla 3-1 se muestra las cargas de colapso para los puntos B, C y B', que corresponde a las coordenadas (3,2) del gráfico en la Figura 3-5.

Tabla 3-1 Cargas de colapso para modelo marco

Punto	H [tonef]	V [tonef]
B	4.776	6.368
C	9.552	3.17604
B'	7.164	4.776

Luego estos valores se comparan con los resultados obtenidos mediante el programa SAP2000 y así saber la precisión de los datos obtenidos con el programa.

3.2. Comparación de normas extranjeras con norma chilena

Se procederá a comparar la resistencia al fuego requerida para el tipo de estructura a analizar en este estudio, según las normas extranjeras estudiadas y la norma chilena. De este modo se tendrá una referencia de cuál es el tiempo necesario requerido para que una estructura sea segura según la norma de cada país, para después compararlo con los resultados de desempeño en función del tiempo del modelo de análisis de esta memoria.

Debido a que las normas estudiadas categorizan el nivel de requerimiento de resistencia en función de parámetros como: altura máxima, cantidad de pisos, área en planta edificada y fin ocupacional que tienen las estructuras, considerando además que hacen distinción entre los elementos de construcción, es posible establecer comparaciones entre las normas.

3.3. Ajuste de ecuaciones conductividad térmica vs temperatura

Primero se comprobará las ecuaciones que describen la variación de la conductividad térmica con datos obtenidos de ensayos. Debido a que el comportamiento en función de la temperatura de la pintura intumescente varía dependiendo del fabricante, se debe buscar una correlación que ajuste la ecuación de conductividad térmica aparente en función de la temperatura con los datos que entrega el fabricante de pintura. Con la curva de conductividad térmica ajustada con los datos del fabricante, se podrá obtener la curva de temperatura del elemento protegido con pintura intumescente en función del tiempo. De este modo se podrá evaluar el modelo base de estudio en diferentes intervalos de tiempo, dado que se conocerá la temperatura de los elementos y el valor de las propiedades del acero en ese instante.

La pintura a usar para el análisis es CEREFIREx200, pintura en base solvente. En la Tabla 3-2 siguiente se presenta los espesores requeridos en micras para la resistencia al fuego para diferentes valores de masividad de perfiles.

Tabla 3-2 Espesor de aplicación requerido en micras de pintura intumescente CEREFIRE X200.(Informe N°300.465, IDIEM)

Masividad [1/m]	Resistencia al fuego			
	F15	F30	F60	F90
60	400	400	750	1400
70			800	1500
80			850	1600
90			900	1650
100		450	950	1750
110			1000	
120			1050	
130		500	1100	
140			1150	
150			1200	
160		550	1250	
170			1300	
180			1350	
190		600	1400	
200			1450	
210			1500	
220		650	1550	
230			1600	
240			1650	
250		700	1700	
260			1750	
270				
280		750		
290				
300				
310		800		
320	450			
330				
340		850		
350				
360				
370		900		
380	500			
390				

Luego se encuentra el factor de ajuste para la curva de conductividad x_{fa} de esta pintura. Se evalúa los datos de esta tabla en la ecuación descrita por eurocódigo3 y se determina el factor de ajuste para la curva, de modo que la temperatura del acero no exceda el límite con ningún dato de esta tabla.

Este factor de ajuste x_{fa} es sólo válido para el espesor de pintura analizado. Ya que los datos tabulados por el fabricante de pintura que relaciona la masividad con el espesor de pintura para no sobrepasar los 500°C, son obtenidos debido al modo de flujo de transferencia de energía térmica por conducción. Por lo cual, según la ecuación (2-6), la conductividad obtenida $\lambda_{p,t}(\theta_{g,t}) * x_{fa}$ depende del espesor de pintura inicial.

Por ejemplo, si se desea saber el factor x_{fa} para espesor de pintura de 950 micras con masividad de 100 [m⁻¹] en 60 minutos, se debe multiplicar $\lambda_p(\theta_{g,t})$ por el factor x_{fa} y evaluar la ec.(2-29) de manera que la temperatura del acero en el instante $t=60$ [minutos] sea $\theta_{a,t}=500$ [°C]. La ecuación que considera el factor x_{fa} es la ec.(3-11). Y para obtener la temperatura del acero en el instante t se debe sumar todas las variaciones de temperatura ,de los pequeños intervalos de tiempo donde se evalúa la ec.(3-11), hasta dicho instante t .

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(x_{fa} * \lambda_p(\theta_{g,t})) \frac{p_m}{A_{sec}} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a} \frac{1}{1+\phi/3} \Delta t (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (3-11)$$

De este modo se obtiene, a modo de ejemplo, la conductividad $\lambda_p(\theta_{g,t})$ para el espesor de pintura 400 micras para F15 y masividad 310 [m⁻¹]. Luego para evaluar la curva ya ajustada, se calcula la temperatura para el intervalo siguiente de resistencia al fuego con la masividad correspondiente, temperatura que debe ser aproximadamente 500[°C]. En este caso se evalúa para F30 con masividad 90 [m⁻¹].

En la siguiente Figura 3-6 se muestra el primer paso (a), que es encontrar el factor x_{fa} , y el segundo (b), para verificar que la temperatura del acero $\theta_{a,t}$ obtenida con la ec.(3-11) sea aproximadamente 500[°C]

Masividad [1/m]	Resistencia al fuego			
	F15	F30	F60	F90
60	400	400	750	1400
70			800	1500
80			850	1600
90			900	1650
100			950	1750
110			1000	
120			1050	
130		500	1100	
140			1150	
150			1200	
160		550	1250	
170			1300	
180			1350	
190		600	1400	
200			1450	
210			1500	
220		650	1550	
230			1600	
240			1650	
250		700	1700	
260			1750	
270				
280		750		
290				
300				
310		800		
320	450			
330				
340		850		
350				
360				
370		900		
380	500			
390				

Figura 3-6 Paso para evaluar conductividad según espesor de pintura.

3.4. Definición modelo base y análisis

El propósito de esta actividad es comprender el patrón de carga de colapso, el mecanismo de colapso del modelo definido y el efecto de la redundancia estructural del modelo base. Para investigar el efecto de continuidad en la estructura de acero, se diseña una típica nave industrial liviana.

Las dimensiones son: 20 metros luz, con marcos separados cada 6 metros, techo de dos aguas y altura al hombro de 6 metros y pendiente de 22% para tener mínima sobrecarga de techo (las secciones de los perfiles son compactos). Se asume que el modelo a analizar, su uso es para almacenamiento de materiales de una densidad media de 4000 y puntual máxima de 16000 [MJ/m²], por lo cual es categoría (d) según OGUC. En las siguientes imágenes, Figura 3-7 y Figura 3-8, se muestra una vista isométrica y una elevación de la nave, donde las medidas se presentan en milímetros.

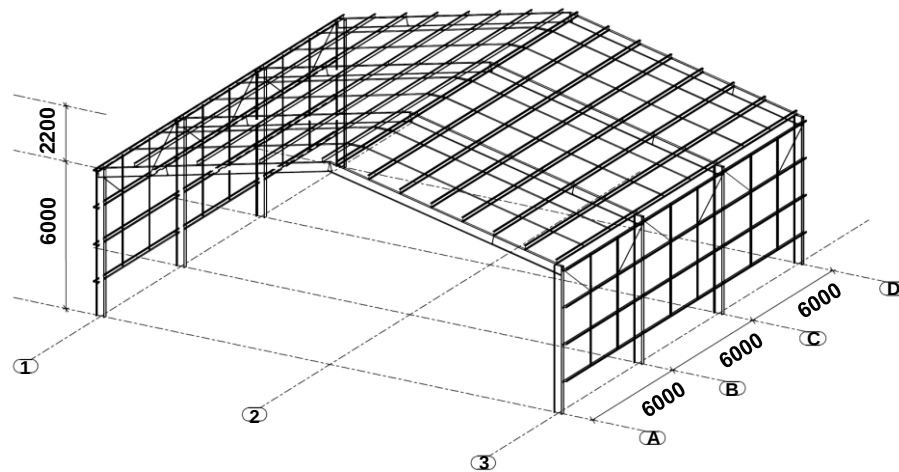


Figura 3-7 Vista isométrica del modelo base

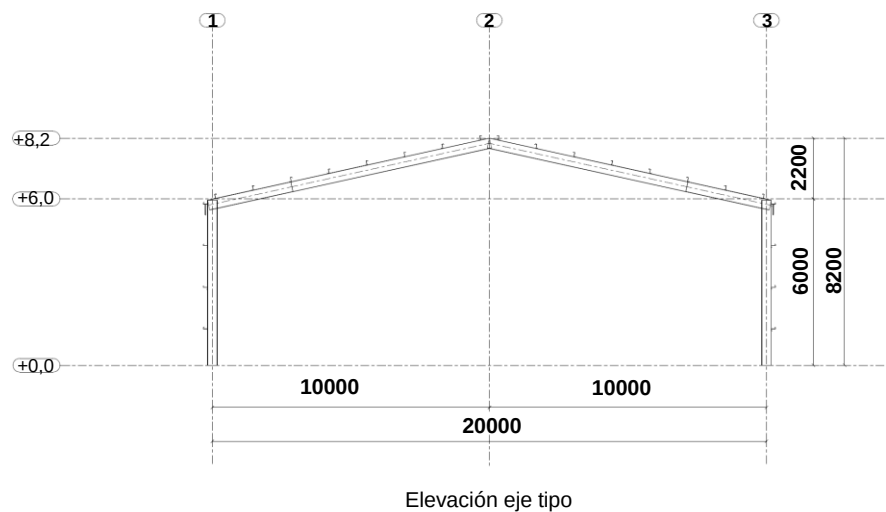


Figura 3-8 Elevación eje tipo del modelo base

La nave se diseña según norma NCh2369 (INN,2003) y las combinaciones de cargas usadas en el diseño según la norma NCh1537 (INN, 2009). En el diseño sin situación de incendio, que no es parte del alcance de esta estudio, los casos de carga que controlan generalmente el dimensionamiento de los elementos de la estructura, para este tipo de naves, son el peso propio y sobrecarga de techo.

Definidos los perfiles del modelo base debido a los casos de carga señalados anteriormente, se procede a calcular la masividad de los elementos. Luego se determina el espesor necesario de pintura intumescente para cada elemento según los requerimientos de resistencia al fuego de la ordenanza.

Después de establecer el modelo base, se obtiene la variación de temperatura de cada uno de los elementos para una curva de fuego normalizada, considerando que todas las caras de los elementos son expuestos al incendio. De este modo se podrá determinar el valor de las propiedades del acero dependiente de la temperatura de cada elemento en cualquier intervalo de tiempo.

Se define intervalos de tiempo a analizar anteriores y posteriores al tiempo mínimo de resistencia al fuego requerido por la ordenanza. Para estos intervalos se obtiene el valor de las propiedades del acero dependientes de la temperatura y la elongación térmica relativa de cada elemento.

Luego para cada intervalo de tiempo se crea un modelo base, en el cual se ingresa los valores de las propiedades del acero obtenidos anteriormente para cada elemento (columna y viga) y se asigna la deformación axial correspondiente a cada elemento.

Finalmente se analiza el modelo para obtener la carga que genera el colapso de la estructura. De este modo se puede obtener una relación entre la carga de colapso en condición de incendio y la carga inicial sin incendio.

El diseño con enfoque prestacional a realizar es el siguiente. El comportamiento del fuego asumido es el de una curva de fuego normalizada, dado que es la curva utilizada por el método de diseño prescriptivo. La respuesta térmica de los perfiles se obtendrá mediante modelos simple de transferencia de calor descritos en el Eurocódigo, dado a la uniformidad del material (acero). La respuesta de la estructural será analizada por parte de la estructura, dado que la falla de un marco no implica la falla global de la estructura.

3.4.1. Investigación parámetros modelo base

En el siguiente capítulo se trata de encontrar una relación entre el grado de utilización de la estructura en función de la temperatura y la relación masividad - espesor de pintura intumescente aplicada.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Validación del método del límite plástico

4.1.2. Modelo viga doblemente empotrada

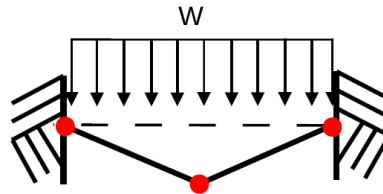


Figura 4-1 Mecanismo de colapso para una viga doblemente empotrada

El modelo de la viga doblemente empotrada fue establecido para validar la capacidad de análisis plástico y exactitud del programa computacional SAP2000. En la Figura 4-1 se muestra el mecanismo de colapso del modelo de viga doblemente empotrada. Cuando la viga está sujeta a una carga que se incrementa, la primera y segunda rótula se generan en ambos extremos. A medida que la carga sigue aumentando, una tercera rótula se forma en la mitad de la luz de la viga generando el mecanismo de colapso. La carga de colapso del modelo de viga fue calculada con el método de trabajo virtual y luego con el programa SAP2000 para comparar y determinar la precisión del programa para obtener estos resultados.

En la siguiente Figura 4-3 se muestra el diagrama de momento de la viga hiperestática debido a una carga que se incrementa por pasos para determinar donde se genera la primera rótula plástica en el modelo del software.

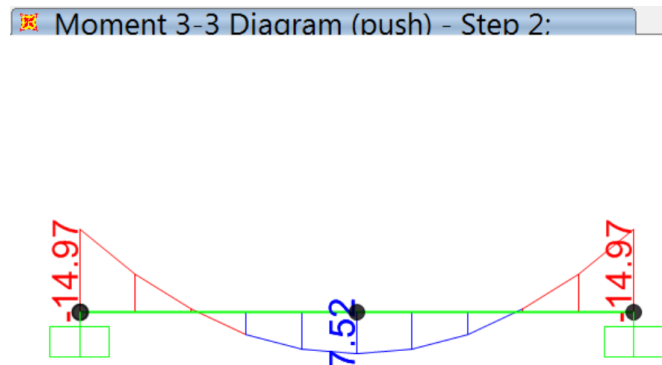


Figura 4-2 Diagrama momento de viga modelo - primeras rótulas

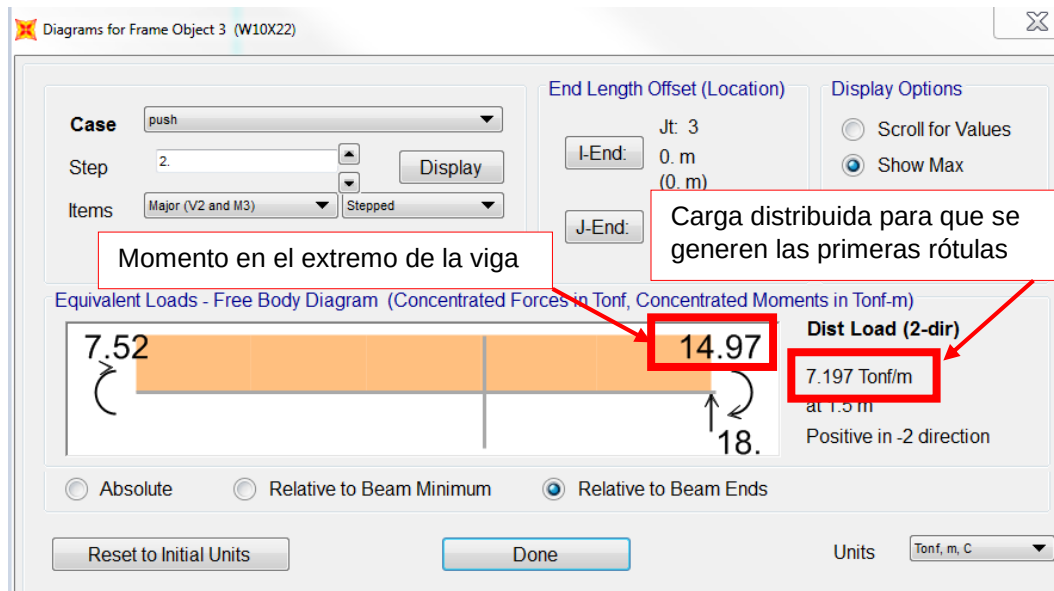


Figura 4-3 Modelo viga - primeras rótulas y carga asociada

Se observa en los resultados del diagrama que se generan rótulas plásticas en ambos extremos de la viga con momentos $M=14.97[\text{tonf}\cdot\text{m}]$ y además se obtiene la carga para generar ese par de rótulas $W=7,197 [\text{tonf}/\text{m}]$, como se muestra en la Figura 4-3.

el programa sigue incrementando la carga distribuida hasta que se forma la tercera rótula, generándose así un mecanismo de colapso en la viga, como se aprecia en la Figura 4-4. en la Figura 4-5 se muestra el resultado del análisis del programa en el cual se forma la tercera rótula plástica en la viga al alcanzar el valor del momento plástico en la mitad de la luz y además se obtiene el valor de la carga asociada al colapso $W=9.5[\text{tonf}\cdot\text{m}]$.

Moment 3-3 Diaagram (push) - Step 5:

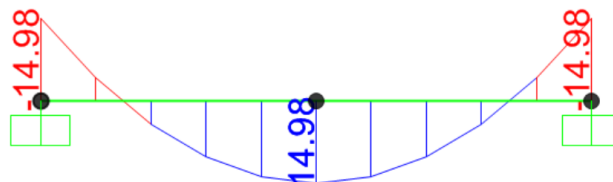


Figura 4-4 Diagrama momento de viga modelo - mecanismo colapso

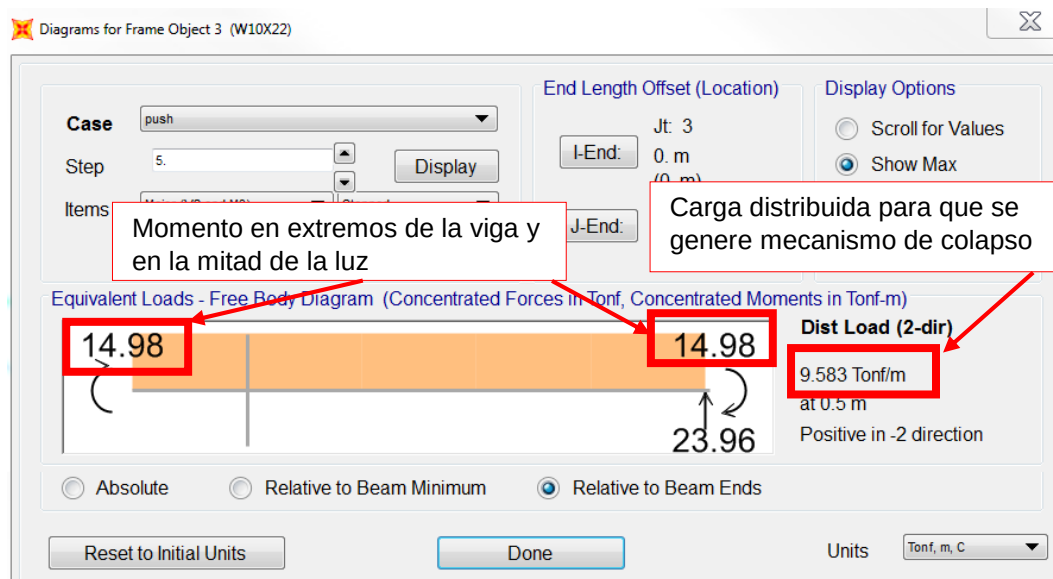


Figura 4-5 Modelo viga – mecanismo de colapso

De los resultados obtenidos con el programa se tiene que las primeras rótulas se forma con $W=7.197$ [tonf/m] y colapsa con $W=9.585$ [tonf/m].

El valor de las cargas para la formación de las rótulas plásticas, visto en el capítulo 3.1, son $W=7.18$ [tonf/m] y colapsa con una carga $W=9.58$ [tonf/m]. La diferencia obtenida con el software es de 0,2% para la primera carga y 0.005% para la de colapso

4.1.3. Modelo marco

Se procede a obtener las cargas de colapso para el modelo de marco, definido en el capítulo 3.1.3. Primero, para definir las rótulas plásticas en el programa SAP2000 es necesario obtener el momento de fluencia, el momento último de la sección y la curvatura asociada esos momentos. esto se obtiene del diagrama de momento curvatura en el mismo programa, como se muestra en la siguiente Figura 4-6.

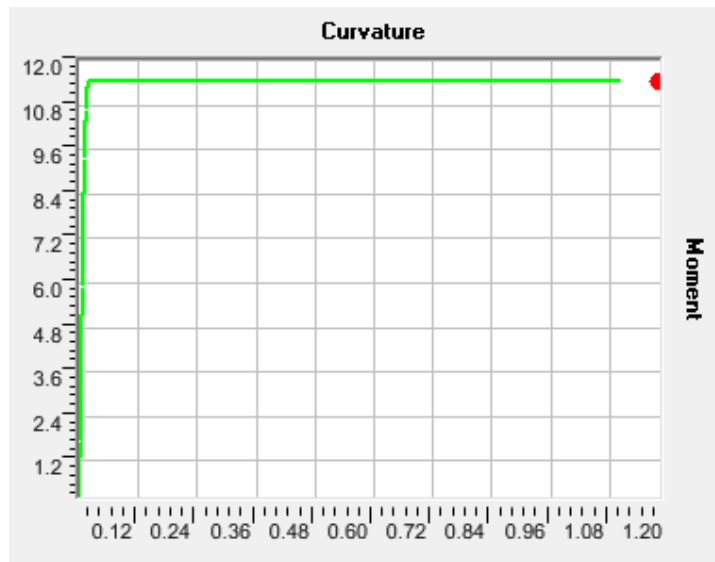


Figura 4-6 Diagrama momento - curvatura para modelo marco

El momento de fluencia M_y y la curvatura ϕ_y se obtiene cuando la deformación unitaria en el extremo de la sección alcanza $\epsilon_y=0.002$. El momento último de la sección se obtiene cuando toda la sección alcanza la magnitud de deformación unitaria última $\epsilon_u=0.2$.

Así se obtiene el momento de fluencia $M_y=10.07[\text{ton}\cdot\text{m}]$ y la curvatura de fluencia asociada $\phi_y=0.0115[1/\text{m}]$. El momento último es $M_u=11.41[\text{ton}\cdot\text{m}]=1.13\cdot M_y$ y la curvatura última es $\phi_u=1.105[1/\text{m}]=96\cdot \phi_y$

con estos datos se define en el programa la propiedad de la rótula plástica, como se muestra en la Figura 4-7. La longitud de la rótula es generalmente del orden de la mitad de la altura de la viga, según FEMA (2000), por lo cual se define la longitud de 18cm. En la siguiente imagen se muestra cómo queda definida la rótula en el programa, dónde los parámetros de control de desplazamientos (Displacement Control Parameters) son factores respecto a M_y y ϕ_y , los cuales son ingresados en la misma ventana del programa en unidades de toneladas y metros. Los criterios de aceptación (20, 60, 90) son factores de escala para las curvaturas en el rango plástico (donde 96 es el factor de escala correspondiente a la curvatura de colapso ϕ_u). Estos criterios de aceptación son usados, en este estudio, para visualizar en que rango de la zona plástica están las rótulas a medida que se incrementa la carga de colapso.

Frame Hinge Property Data for Rpv - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-1.13	-96
D-	-1.13	-96
C-	-1.13	-96
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.13	96.
D	1.13	96.
E	1.13	96

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive: 10.07 Negative:

☐ Use Yield Curvature Curvature SF Positive: 0.0115 Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy Positive: 30. Negative:

☐ Life Safety Positive: 60. Negative:

☐ Collapse Prevention Positive: 90. Negative:

☒ Show Acceptance Criteria on Plot

Figura 4-7 Propiedad rótula plástica - modelo marco

Una vez definida la propiedad de la rótula para la sección, se procede a definir las cargas en el modelo del programa. Primero se va definir la carga de colapso para el mecanismo de falla tipo viga (i), luego para el mecanismo tipo desplazamiento lateral (ii), y finalmente el mecanismo que considera los dos tipos anteriores (iii).

(i) Para el mecanismo de falla tipo viga, se debe obtener la carga de colapso vertical V , la cual se define como una carga unitaria vertical, y el programa la va incrementando por pasos hasta alcanzar el mecanismo de colapso de la estructura, se muestra en la Figura 4-8 la carga unitaria aplicada.

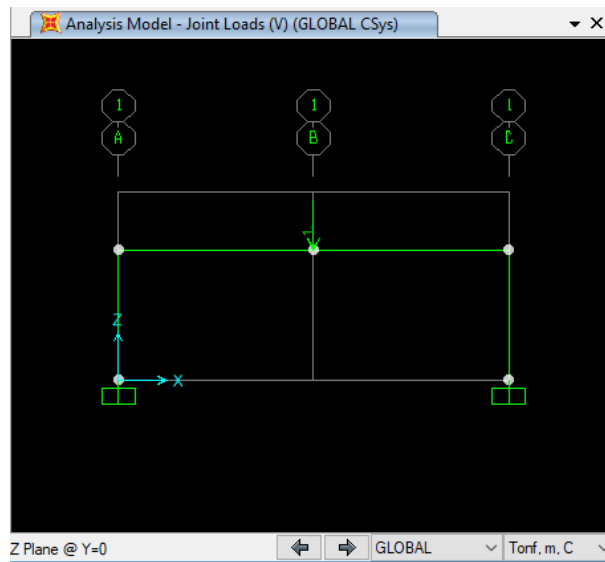


Figura 4-8 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, carga unitaria vertical

Luego del análisis del programa, se identifica en que paso se forman las rótulas plásticas, las cuales se identifican por color rojo. Una vez que se forman las tres rótulas (en color rojo) se alcanza el mecanismo de colapso y se obtiene la carga asociada.

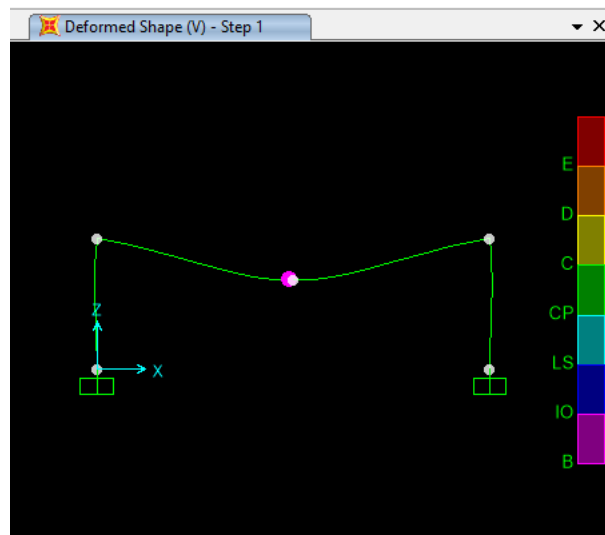


Figura 4-9 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, inicio de fluencia en sección

Se aprecia que en el paso 1 la sección recién empieza a fluir, es decir se alcanza el momento de fluencia M_y en la mitad de la luz.

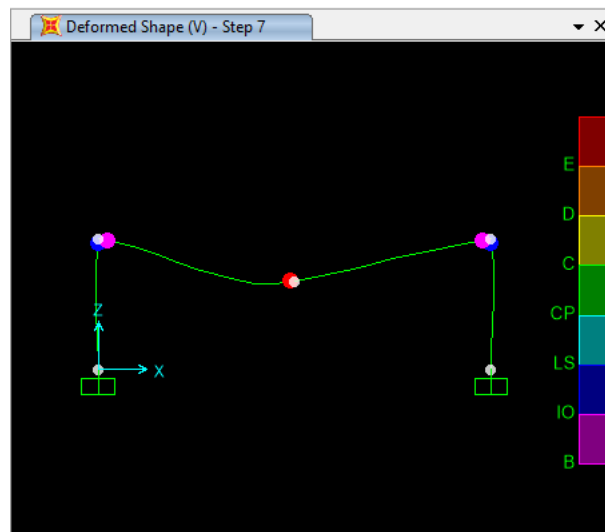


Figura 4-10 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, primera rótula

En el paso 7 se genera la primera rótula plástica, por lo cual faltaría dos rótulas más.

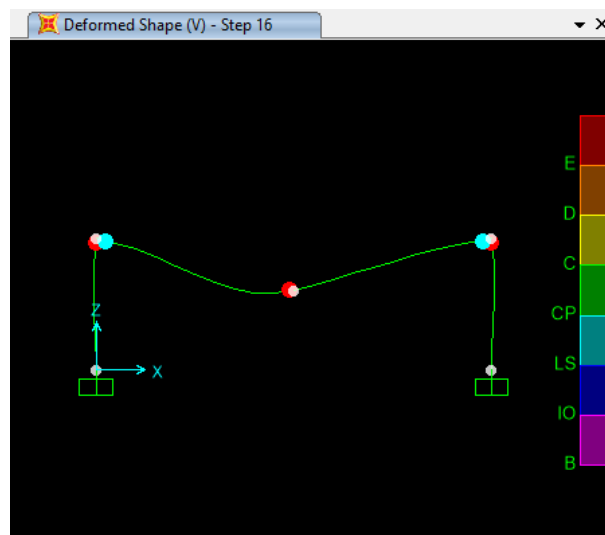


Figura 4-11 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, colapso

Finalmente en el paso 16 se genera el mecanismo de falla tipo viga, al producirse tres rótulas en el elemento viga. En la siguiente Figura 4-12 se muestra el incremento de la carga unitaria vertical en cada paso del análisis.

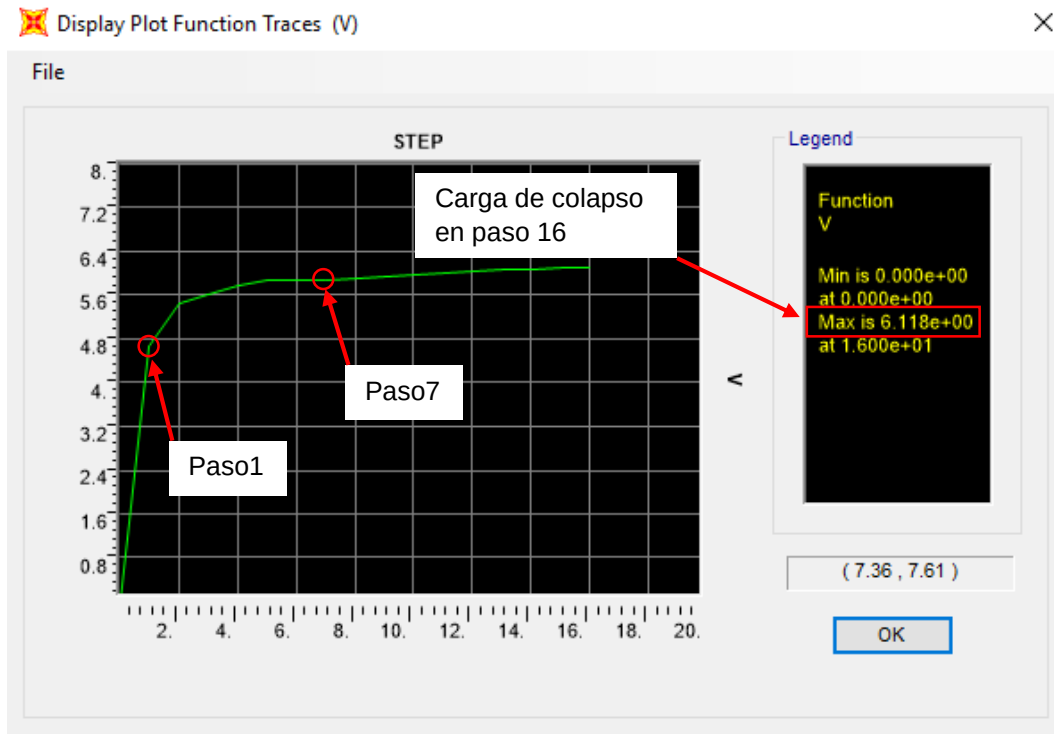


Figura 4-12 Modelo marco, mecanismo-falla tipo viga, incremento carga unitaria

de la Figura 4-12 se puede apreciar que antes del paso 1, la estructura se comporta elástica, dado que la sección no ha alcanzado el esfuerzo de fluencia σ_y . Después del paso 1, en la mitad de la luz de la viga, la sección alcanza σ_y y comienza a plastificarse hasta el paso 7. El incremento es 6.118 veces la carga unitaria aplicada, por lo cual la carga de colapso vertical V es de 6.118 toneladas.

(ii) Para el mecanismo tipo desplazamiento lateral, se debe obtener la carga de colapso horizontal H , la cual se define una carga unitaria horizontal, y el programa la va incrementando por pasos hasta alcanzar el mecanismo de colapso de la estructura. en la siguiente Figura 4-13 se muestra la carga unitaria horizontal aplicada.

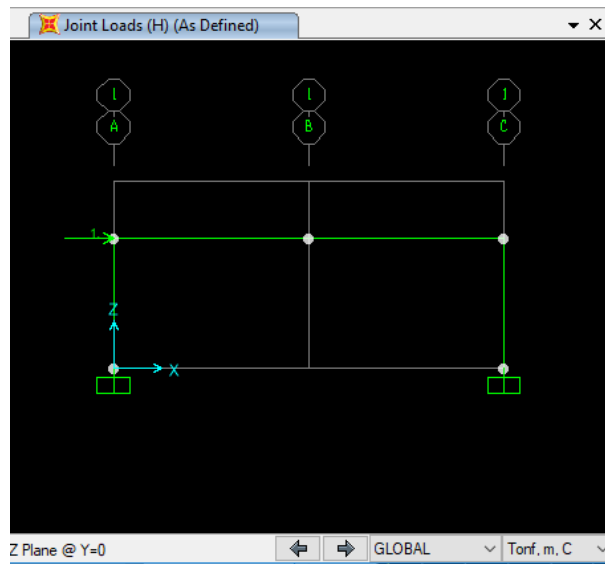


Figura 4-13 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, carga unitaria horizontal
Luego el procedimiento es el mismo al realizado para la carga vertical de colapso.

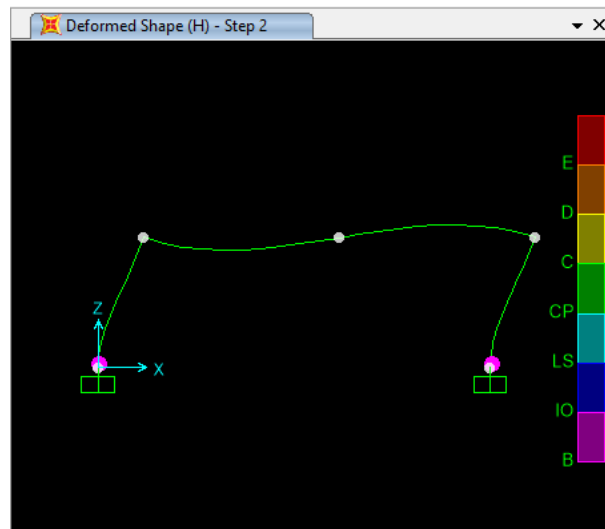


Figura 4-14 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, inicio fluencia sección

Se aprecia que en el paso 2 la sección en la base de las columnas recién empiezan a fluir.

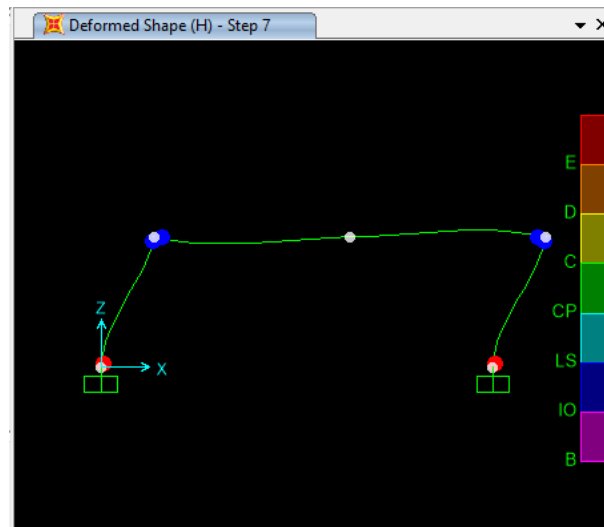


Figura 4-15 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, primer par de rótulas en la base

En el paso 7 se generan las primeras rótulas en la base de las columnas.

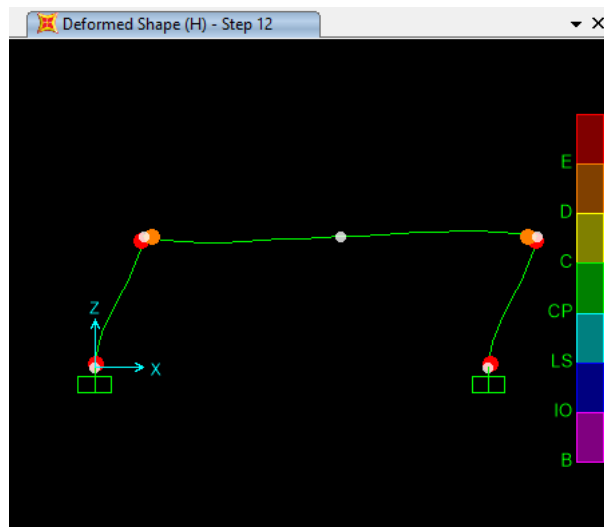


Figura 4-16 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, colapso

Finalmente en el paso 12 se genera el mecanismo de falla tipo desplazamiento lateral, al producirse cuatro rótulas en los elementos columna. En la siguiente Figura 4-17 se muestra el incremento de la carga unitaria horizontal en cada paso del análisis.

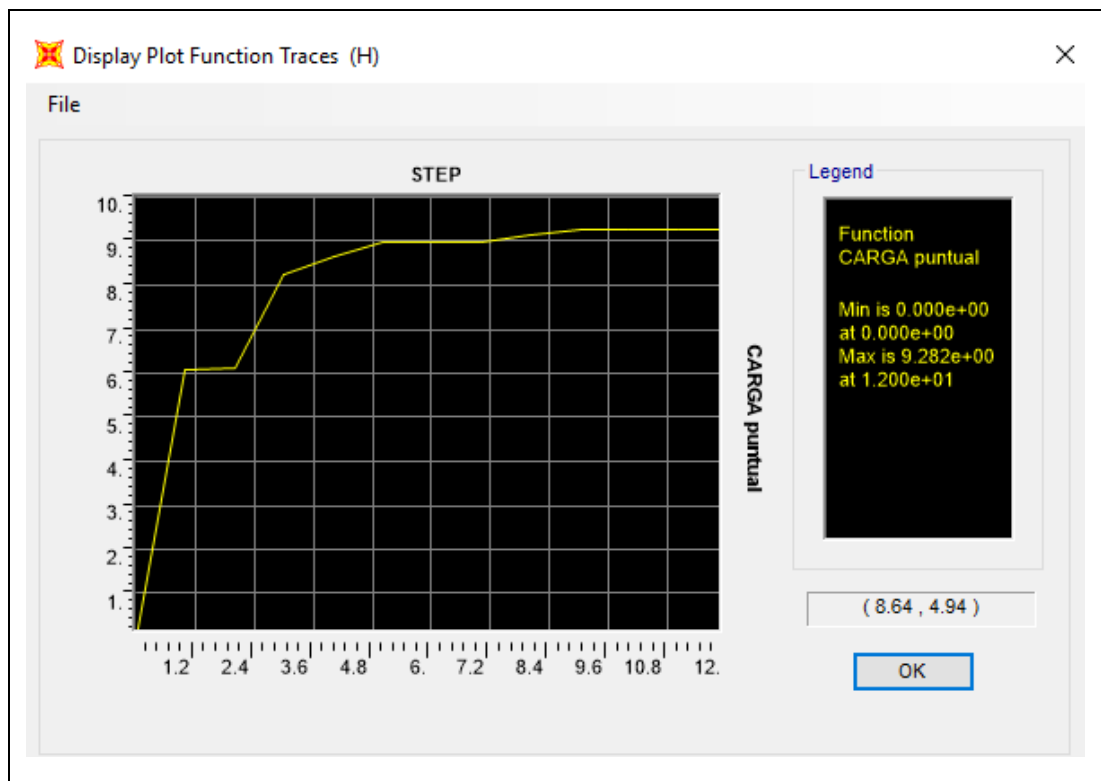


Figura 4-17 Modelo marco, mecanismo-falla por desplazamiento lateral, incremento carga unitaria

Del programa se obtiene que la carga de colapso asociada al paso 12 es 9.282 veces la carga unitaria, por ende la carga de colapso horizontal H es de 9,282 toneladas

(iii) Finalmente para el mecanismo de colapso que considera los dos tipos de falla anteriores, una vez obtenida la carga de colapso para el tipo de mecanismo (i) y (ii), se define una carga estática igual a la carga de colapso de un tipo de mecanismo y se define otra carga unitaria correspondiente al otro tipo de mecanismo, la cual se incrementa hasta lograr el mecanismo de colapso.

Para obtener la carga horizontal H considerando una carga vertical constante $V_{\text{constante}}=6.118[\text{tonel}]$, se define la carga vertical como se muestra en la Figura 4-18.

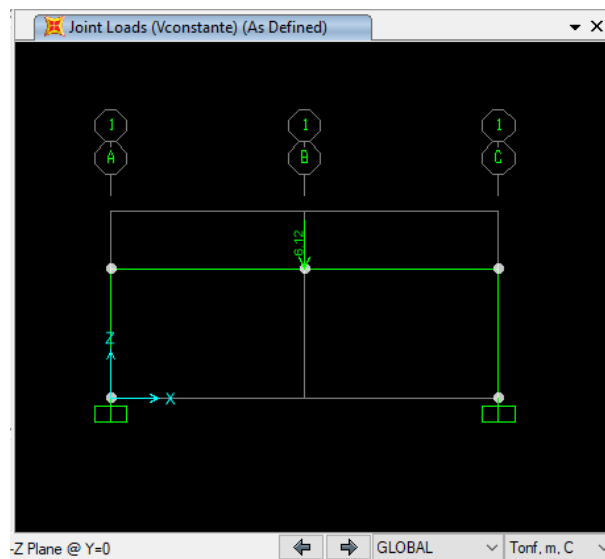


Figura 4-18 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, carga vertical constante

Luego se define una carga unitaria horizontal la cual se va incrementando por pasos. Finalmente se obtiene la carga de colapso, la cual se muestra en la siguiente figura:

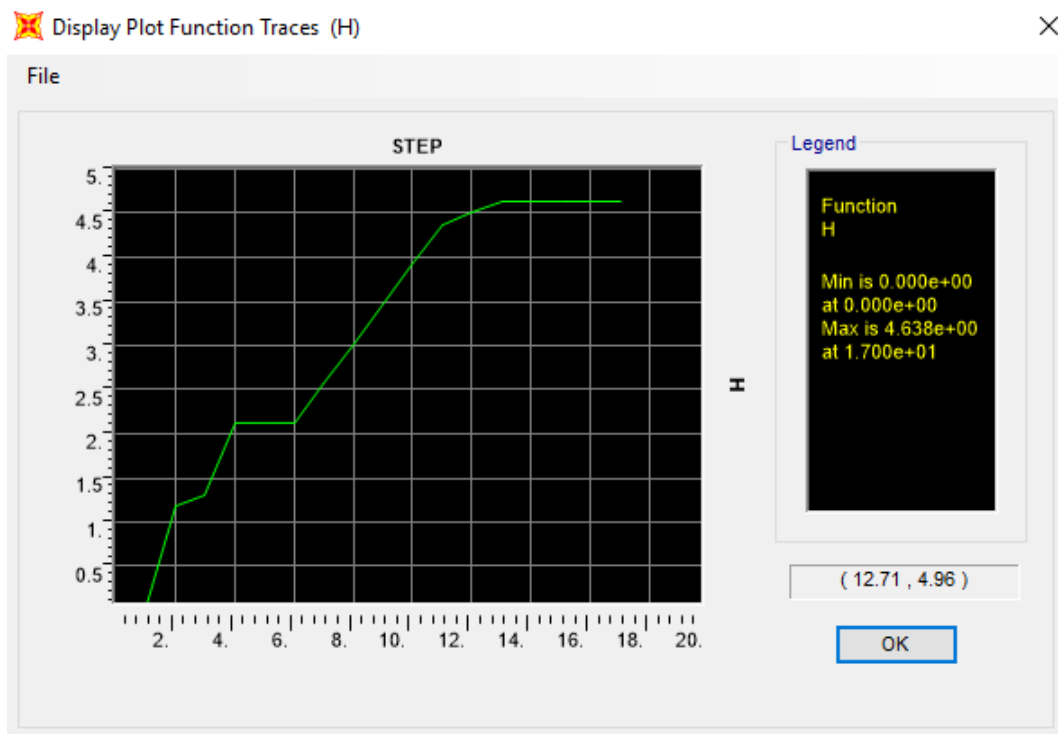


Figura 4-19 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga horizontal (carga vertical constante)

La carga de colapso H corresponde a 4.638 toneladas

Luego se hace el mismo procedimiento para obtener la carga de colapso vertical V asociada a la carga horizontal $H=9,282$ toneladas. La carga V es 3.068 toneladas y se muestra en la siguiente Figura 4-20.

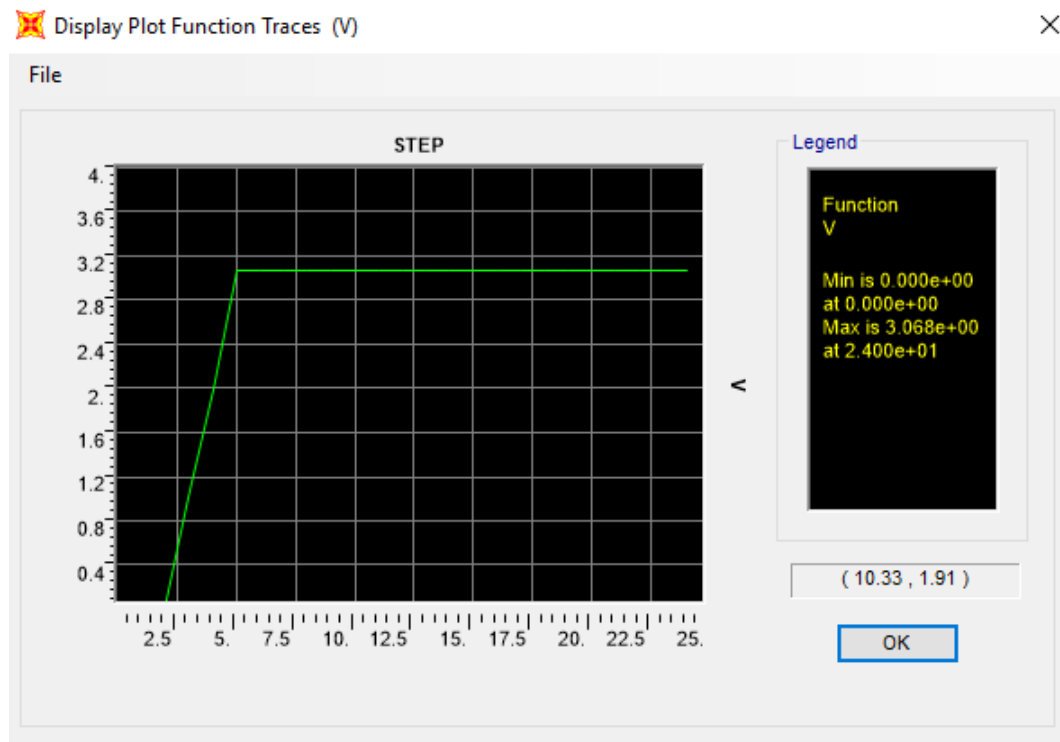


Figura 4-20 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga vertical (carga horizontal constante)

Con estos datos se obtiene los valores de los puntos B y C, que anteriormente se obtuvieron mediante el método de trabajo virtual en el capítulo 3.1.3. Para obtener un valor intermedio entre el punto B y C (B'), se considera valores obtenidos previamente en capítulo mencionado como carga constante y se obtiene mediante el programa la carga de colapso correspondiente, los resultados se muestra en la Figura 4-21 y Figura 4-22.

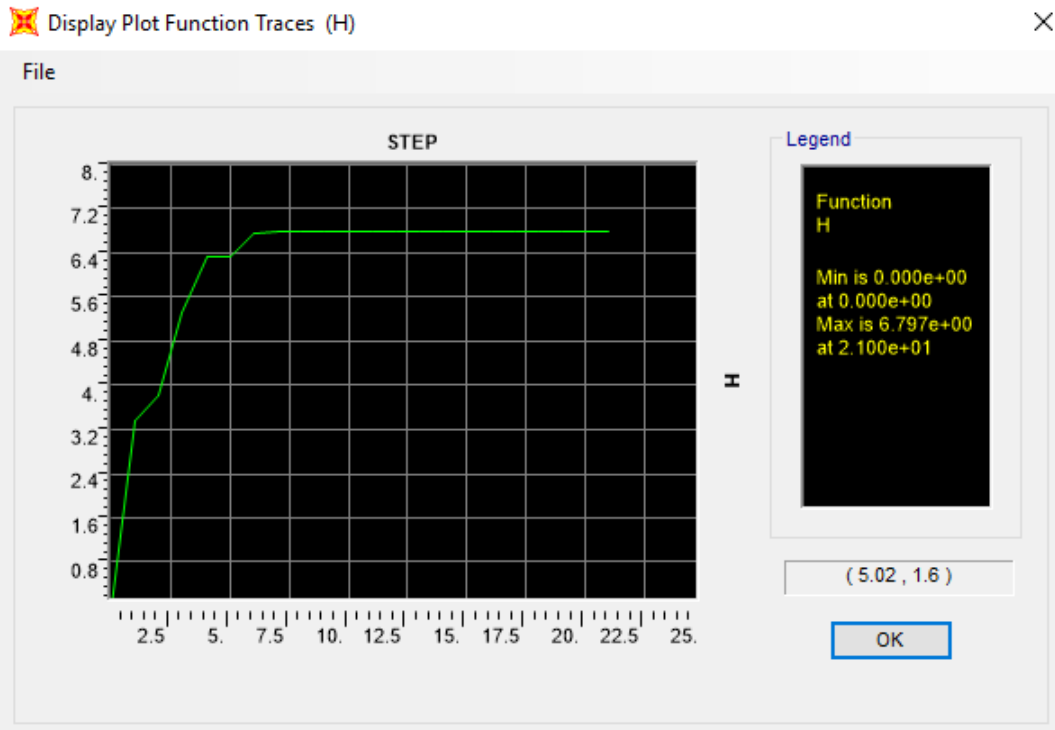


Figura 4-21 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga horizontal(carga vertical constante considerada del método trabajo virtual)

La carga de colapso H es 6.797 toneladas y se alcanza en el paso 21

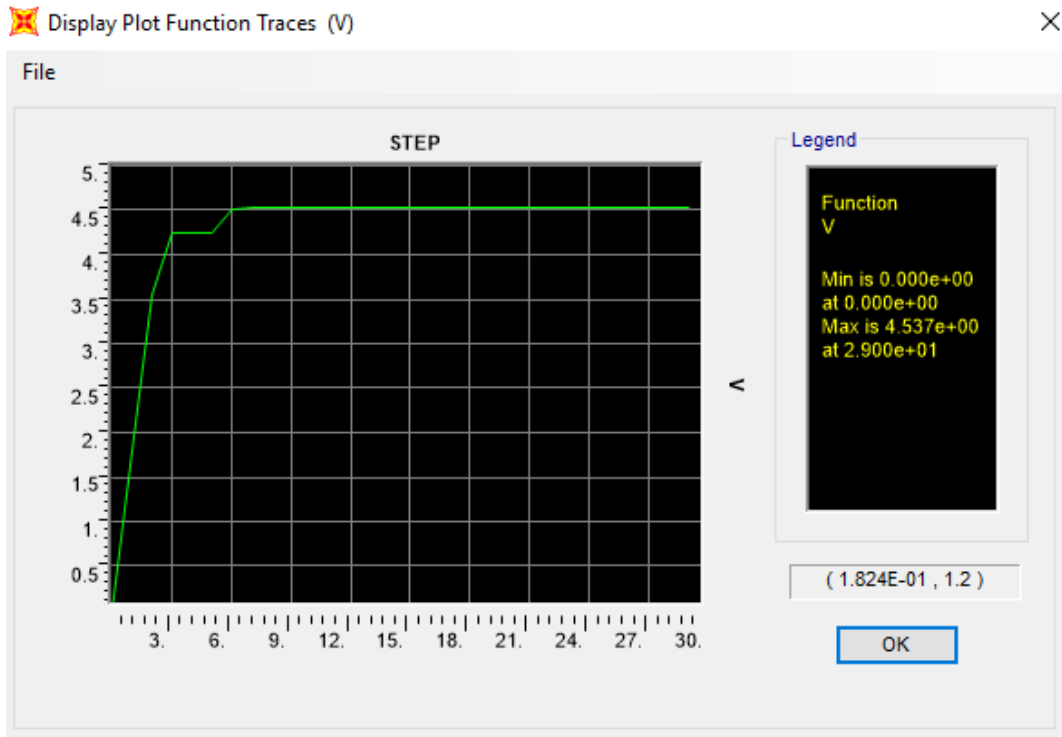


Figura 4-22 Modelo marco, mecanismo-falla por tipo viga y desplazamiento lateral, incremento carga vertical (carga horizontal constante considerada del método trabajo virtual)

La carga de colapso V es 4.537 toneladas y se alcanza en el paso 29.

En la siguiente Tabla 4-1 se presenta los resultados obtenidos de las cargas de colapso con el método de trabajo virtual y los de SAP2000.

Tabla 4-1 Comparación resultados obtenidos mediante método trabajo virtual y programa SAP2000

Punto	Método trabajo virtual		Programa SAP2000		Diferencia %	
	H [tonef]	V [tonef]	H [tonef]	V [tonef]	H	V
B	4.8	6.4	4.638	6.118	3.4	4.4
C	9.5	3.2	9.282	3.068	2.3	4.1
B'	7.2	4.8	6.797	4.537	5.6	5.5

Se puede apreciar que la diferencia en los resultados para obtener las cargas de colapso es cercana al 5% por lo cual la precisión del programa permite hacer un análisis de mecanismo de colapso.

4.2. Resultados de ajuste conducción térmica

Luego de ajustar para cada espesor de pintura, tabulado en las tablas, se puede evaluar la ecuación que describe la variación de temperatura en el acero incorporando la ecuación de conductividad térmica para pintura intumescente ajustada a CEREFIRE X200. En la siguiente Figura 4-23 se presenta la conductividad térmica de la pintura para espesor 400 micras.

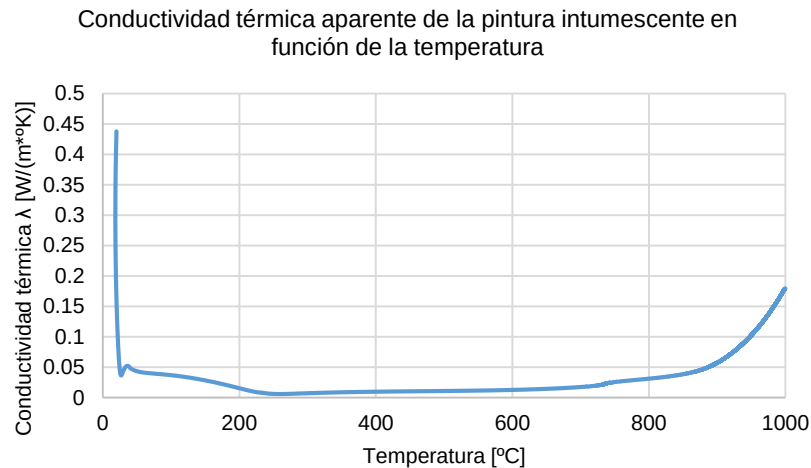


Figura 4-23 Curva de conductividad térmica ajustada a CEREFIRE X200

Luego de que la curva está ajustada a determinado espesor de pintura, se puede saber la temperatura de cualquier elemento estructural, con el espesor de pintura considerado, en cualquier instante asumiendo un fuego normalizado. En el caso del ejemplo con espesor de 400 micras, se puede apreciar en la Figura 4-24 donde se obtiene el factor de ajuste x_{fa} de la curva (a), y posteriormente se usa esa curva ajustada para obtener la curva (b), la cual no sobrepasa los 500°C en los 30 minutos de exposición a la curva temperatura-tiempo de la NCh935/1

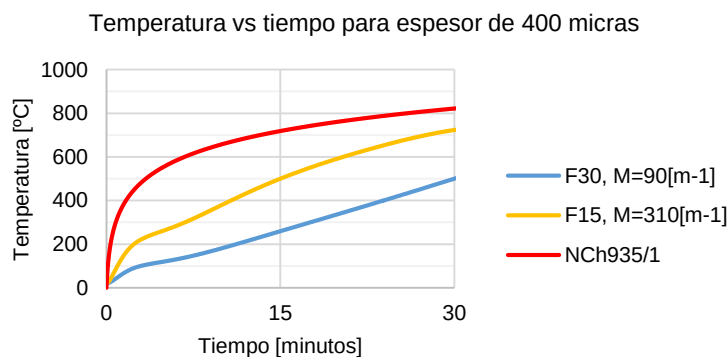


Figura 4-24 Curva temperatura vs tiempo para espesor 400 micras

4.3. Exigencias prescriptivas de códigos para construcción

Para contrastar las exigencias prescriptivas de resistencia al fuego entre los códigos de construcción de Chile, California e Inglaterra-Gales, se consideró: el caso de una construcción para el uso de almacenamiento, los elementos estructurales de acero y sin implementación de rociadores.

Además se hace las siguientes consideraciones para desarrollar el ejemplo, la estructura se asume de cuatro piso de altura, de 2000 metros cuadrados por piso, y el tipo de material que va a almacenar la nave se asume que es de riesgo moderado. Con estos parámetros se puede obtener las exigencias de resistencia al fuego según los códigos expuestos en el capítulo 2.

De este modo, según el CBC sería categoría S-1 y tipo IA, según el BR correspondería a categoría de almacenamiento. Finalmente para asignarle una categoría según la OGUC es necesario asumir una densidad de carga combustible de 2000 y una puntual máxima de hasta 10000 [MJ/m²], por lo cual la categoría de densidad de combustible es media (DC3 según NCh1993) y categoría (c) según OGUC. En estricto rigor, para determinar la densidad de carga se debe emplear el método establecido en la norma NCh1916 según lo establecido por la ordenanza.

Luego se obtiene de cada código el requisito de resistencia al fuego para cada elemento de construcción. Los elementos de construcción son identificados según la nomenclatura usada por la OGUC, la cual va del (1) al (9) y se presentan en la siguiente Figura 4-25.

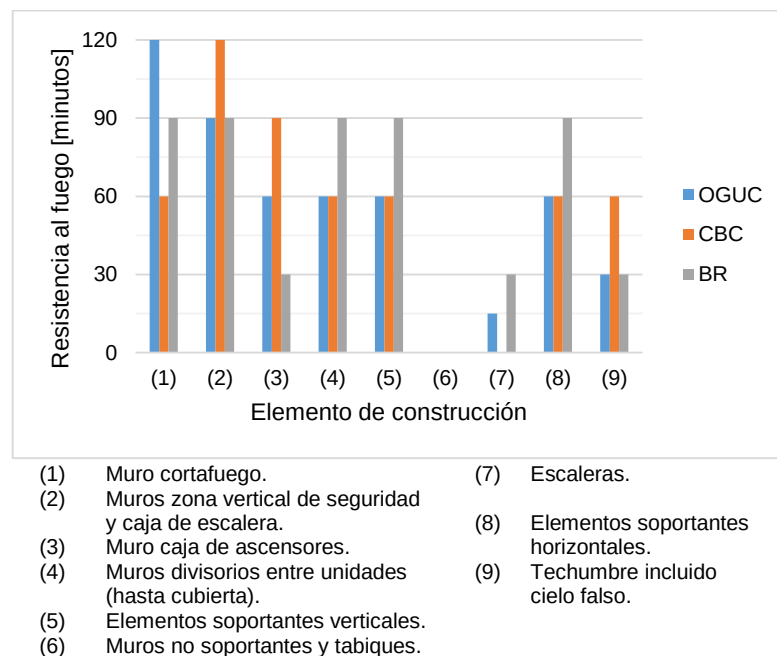


Figura 4-25 Gráfico comparativo de resistencia al fuego exigidos por los códigos de construcción para construcción con uso de almacenamiento y de 4 pisos de altura.

Se aprecia de la Figura 4-25 que para el elemento (1) las exigencias de resistencia son menores, en parte porque los códigos extranjeros consideran la distancia entre el muro cortafuego y la edificación adyacente a la construcción. Además se puede apreciar que la tendencia de requisito de resistencia al fuego para cada elemento es aproximadamente la misma.

4.4. Resultados modelo base en función temperatura

Para el diseño de los elementos estructurales se toma en consideración los límites de esbeltez local indicados en el Eurocódigo3 (CEN,2001). De este modo la sección es capaz de plastificarse completamente a altas temperaturas. Para lograr esto, la sección debe clasificar como clase 1 dentro de las cuatro clases definidas. Los límites de la esbeltez local clase 1 para el alma se muestra en la Tabla 4-2 y los límites clase1 para el ala se muestra en la Tabla 4-3.

Para calcular la esbeltez del perfil considerando el efecto del incremento de temperatura se diseña la sección con un valor reducido de ϵ_z :

$$\epsilon_z = 0.85 \left[\frac{235}{\sigma_y} \right]^{0.5} \quad (4-1)$$

Donde,

σ_y es el esfuerzo de fluencia del acero en unidades de [MPa] a 20°C y el factor 0.85 considera la pérdida de resistencia a altas temperaturas.

Tabla 4-2 Límite esbeltez de alma para sección clase 1(Eurocódigo3)

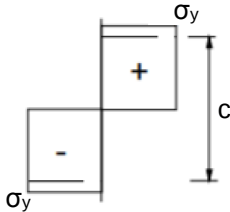
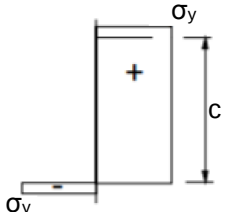
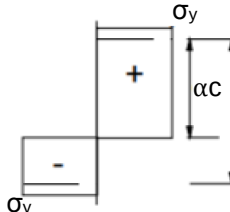
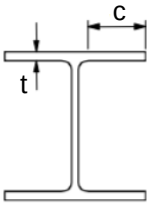
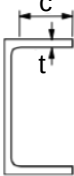
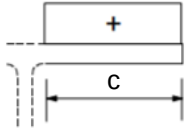
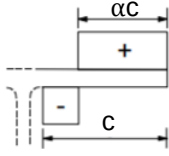
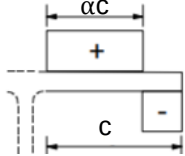
Clase	Parte sometida a flexión	Parte sometida a compresión	Parte sometida a compresión y flexión
Distribución de esfuerzo en las partes (compresión positivo)			
1	$c/t \leq 72\epsilon_z$	$c/t \leq 33\epsilon_z$	Para $\alpha > 0,5$: $c/t \leq 396\epsilon_z / (13\alpha - 1)$ Para $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq 36\epsilon_z / \alpha$

Tabla 4-3 Límite esbeltez de ala para sección clase 1(Eurocódigo3)

Ala sin atiesar			
			
Perfil laminado		Perfil armado	
Clase	Parte sometida a compresión	Parte sometida a flexión y compresión	
		Extremo en compresión	Extremo en tracción
Distribución de esfuerzo en partes (compresión positivo)			
1	$c/t \leq 9\epsilon_z$	$c/t \leq 9\epsilon_z/\alpha$	$c/t \leq 9\epsilon_z/(\alpha\sqrt{\alpha})$

Considerando un acero calidad ASTM A36 ($\sigma_y=2500$ [kgf/cm²]), la esbeltez límite para el alma y ala de los perfiles a usar en el modelo para que sea clase 1 son los siguientes.

$$\lambda_{\text{limite_ala}} = 7.44$$

$$\lambda_{\text{limite_alma}} = 59.54$$

Considerando estos límites de esbeltez y diseñando la estructura como se definió en el capítulo 3.4 para situación de no incendio, se obtiene la dimensión de los perfiles presentados en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4 Parámetros del modelo base

Luz [m]	h hombro [m]	Separación [m]	Pendiente %
20	6	6	22
Medidas de la sección del perfil [mm]			Largo hombro [m]
Columna	Hombro	Viga	
350x150x10x6	370x100x12x6	370x100x8x6	2.9

En la Figura 4-26 se presenta un esquema de los parámetros del modelo base en unidades de milímetros.

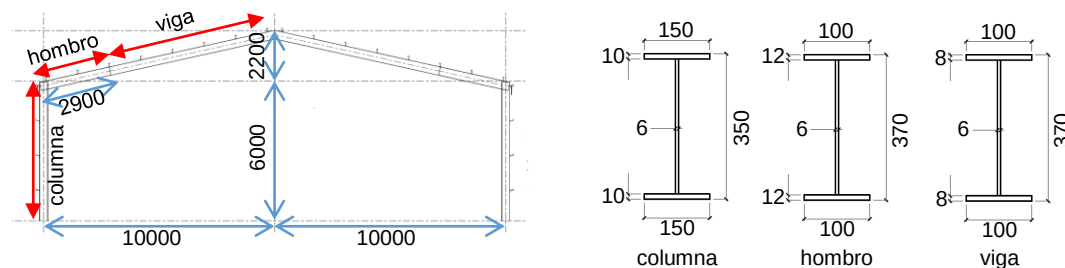


Figura 4-26 Esquema de los parámetros del modelo base

En la siguiente Tabla 4-5 se muestra la esbeltez de los perfiles los cuales clasifican como clase1. Después se procede a calcular el área de cada sección y su perímetro expuesto al fuego, así se obtiene la masividad. Como se definió en el capítulo3.4 la categoría según la OGUC es (d), por ende los requisitos de resistencia para los elementos estructurales soportantes verticales y horizontales es F30. Lugo se obtiene de la Tabla 3-2 los valores tabulados de espesores requeridos de pintura intumescente (P.I.) para una resistencia al fuego de 30 minutos (F30) en función de la masividad.

Como se mencionó en el capítulo3.4 las cargas que controlan el dimensionamiento de la estructura es el peso propio de los elementos y la sobre carga de techo, por lo cual la carga distribuida linealmente sobre la viga sin condición de incendio es q_0 . El Eurocódigo (CEN,1994) establece que es casi improbable que se dé la una situación de incendio y al mismo tiempo exista el caso de sobrecarga de techo, por lo cual permite usar un factor de cero para la sobrecarga de techo en combinación con las cargas permanentes de la estructura. De este modo la carga distribuida linealmente sobre la viga en condición de incendio es q_0 .

En la Tabla 4-5 también se muestra la razón de uso de la estructura sin condición de incendio $E_{0,d}/R_{0,d}$, esta cociente relaciona la solicitación debido a la combinación de carga que controla el diseño con la resistencia última de la estructura. Esta razón no es cercana a 1 dado que las estructuras se diseñan para los estados de servicio y no para el estado ultimo de ésta, por esa razón la diferencia es aproximadamente de 1,6 veces respecto a la razón de uso en estado de servicio.

Finalmente en la misma tabla se presenta el grado de utilización de la estructura en condición de incendio μ_0 . Este cociente relaciona las solicitaciones de la estructura debido a los estados de carga existente en condición de incendio $E_{0,d}$ con la resistencia última de la estructura a temperatura ambiente $R_{0,d}$ (sin incendio).

Tabla 4-5 Masividad de los elementos estructurales y condiciones iniciales a 20°C

Elemento	λ_{ala}	λ_{alma}	Área [cm ²]	Perímetro [cm]	Masividad [1/m]
Columna	7.2	55	49.8	128.8	258.63
Hombro	3.9	57.6	44.76	112.8	252.01
Viga	5.87	59	37.24	111.6	299.68
	P.I. [μm]	q_o [kgf/m]	q_e [kgf/m]	$E_{o,d}/R_{o,d}$	$\mu_o=E_{o,d}/R_{o,d}$
Columna	700	333	173	0.468	0.18
Hombro	700	333	173	0.588	0.22
Viga	750	333	173	0.33	0.13

De la Tabla 4-5 se podría inferir que la estructura podría alcanzar el colapso en el instante en que el valor de la curva que describe el factor de reducción de resistencia del acero sea igual al grado de utilización de la estructura μ_o . En este caso, el primer valor de μ_o en que se podría alcanzar el colapso sería $\mu_o=0.22$. Sin embargo, no se estaría considerando, las deformaciones térmicas, ni la redistribución de cargas debido al cambio de rigidez debido al aumento de temperatura y al grado de hiperestaticidad de la estructura.

En la Figura 4-27 y Figura 4-28 se presenta la variación de temperatura en el acero para la columna y viga, con protección de pintura intumescente para una resistencia al fuego de 30 minutos (F30).

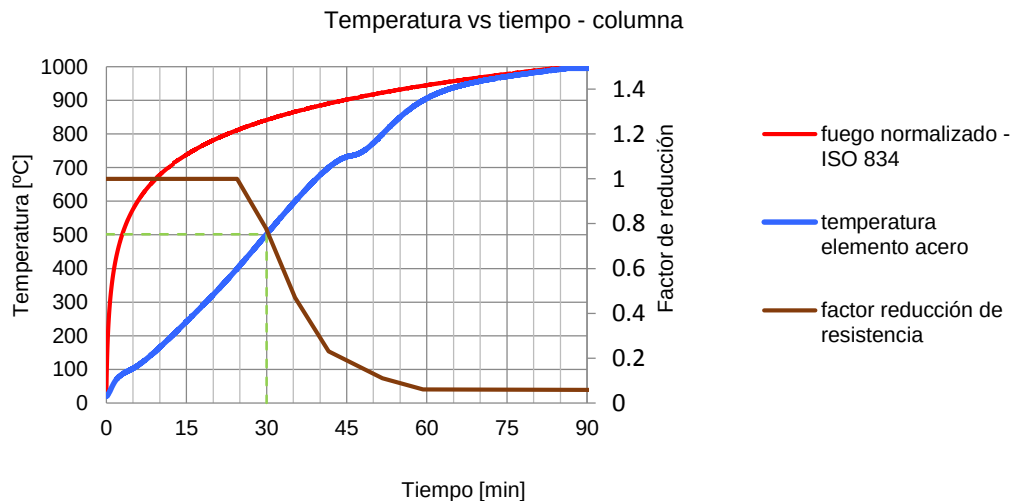


Figura 4-27 Curva de temperatura para columna del modelo

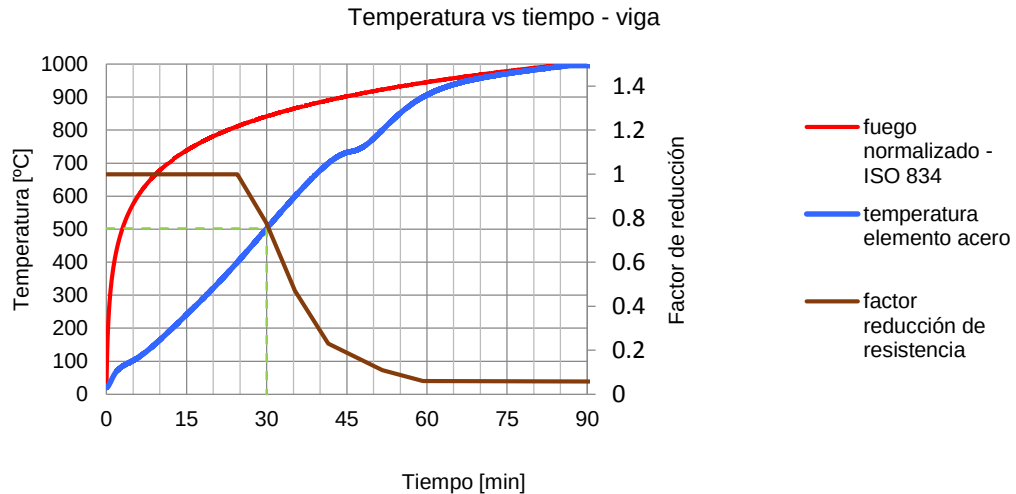


Figura 4-28 Curva de temperatura para viga del modelo

Se aprecia de las dos figuras anteriores que la variación de temperatura en ambos perfiles es la misma, esto debido a que el espesor de pintura aplicado es el correspondiente a la masividad del perfil. Además gráficamente se podría esperar la falla será en el instante en que el valor de la curva de factor de reducción de resistencia sea igual al grado de utilización $\mu_o=0.22$, cercano a los 40 minutos. Por ende la temperatura crítica podría ser aproximadamente en el instante $t=40$ minutos a unos 700 grados Celsius..

En la Tabla 4-6 se indican las propiedades del acero a 500, 600, 700 y 800 grados Celsius, la elongación térmica relativa del acero $\Delta L/L$, el esfuerzo de fluencia σ_y y el módulo de elasticidad E . Dado que el espesor de pintura considerado para cada perfil es el correspondiente para F30, la variación de temperatura será igual en los tres elementos.

Tabla 4-6 Propiedades del acero a diferentes temperaturas

Propiedad del material a diferente temperatura				
Propiedad	Temperatura			
	500[°C]	600[°C]	700[°C]	800[°C]
$E[\text{kgf/cm}^2]$	1260000	651000	273000	189000
$\sigma_y[\text{kgf/cm}^2]$	1950	1175	575	275
$\Delta L/L$	0.00676	0.008398	0.0101	0.011

En la Tabla 4-7 se indica los momentos plásticos para los tres tipos de secciones a diferentes temperaturas

Tabla 4-7 Momento rótula plástica para diferentes temperaturas

Elemento	Momento rótula plástica [tonf*m]				
	Temperatura en elemento de acero				
	20[°C]	500[°C]	600[°C]	700[°C]	800[°C]
Columna	16.8	13.12	7.9	3.869	1.85
Hombro	15.22	11.88	7.15	3.5	1.67
Viga	11.93	9.3	5.6	2.74	1.31

Con los parámetros ya calculados se define cinco modelos en el programa SAP2000 ,para 20, 500, 600, 700 y 800 grados Celsius, cada uno con los parámetros correspondiente a la temperatura a estudiar. Se definen las propiedades de las rotulas plásticas para cada sección según la temperatura que se está analizando. Se asignan las deformaciones térmicas para cada elemento. Luego se aplica una carga distribuida unitaria y se incrementa hasta encontrar el mecanismo de colapso.

El programa SAP2000 asigna números a los elementos y nodos en el modelo, por ende, para poder identificarlos se presenta un esquema en la siguiente Figura 4-29.

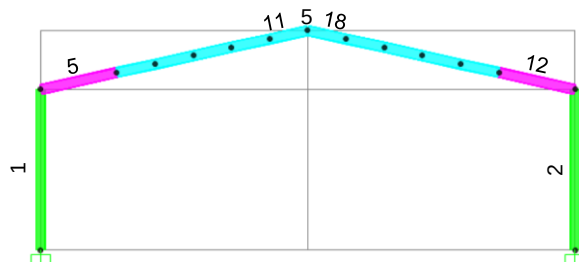


Figura 4-29 Esquema del modelo base para identificar los elementos y nodos

Los elementos 1 y 2 corresponden a las columnas, los elementos 5 y 12 a la sección del hombro, los elementos 11 y 18 corresponden a la sección de la cumbrera, y el nodo 5 sirve para medir la deformación en la cumbrera debido a las cargas distribuidas unitarias.

En la siguiente Figura 4-30 se muestra los resultados obtenidos para el modelo de 20° Celsius. En el eje de abscisas se muestra la razón de desplazamiento vertical del Nodo5 debido al incremento de carga respecto al desplazamiento vertical debido a la carga en condición de incendio q_{θ} . El eje de ordenadas de la izquierda cuantifica el incremento de la carga distribuida unitaria $q_{u,\theta}$ respecto a la carga distribuida en condición de incendio $q_{\theta}=173[\text{kgf/m}]$. En el eje de ordenadas de la derecha se cuantifica el incremento de momento en la sección respecto al momento plástico de la misma.

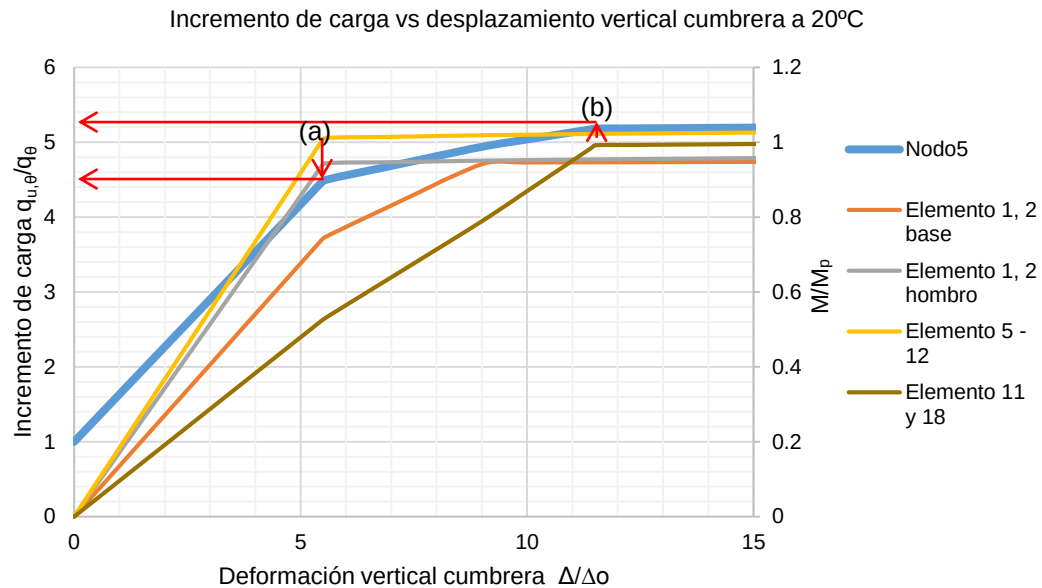


Figura 4-30 Carga de colapso del modelo a 20°C

De la Figura 4-30 se aprecia que las primeras rótulas se generan en el hombro (a) y con la deformación vertical de la cumbre Δ/Δ_0 asociado al punto (a), se obtiene con la curva del Nodo5, el incremento de carga $q_{u,\theta}/q_{\theta}$ asociado a Δ/Δ_0 . De este modo se obtiene la razón de con la cual la estructura empieza a incursionar en el rango plástico respecto a la carga en situación de incendio $q_{y,\theta}/q_{\theta} = 4.4$. Luego, como la rótula de la curva “Elemento 1, 2 hombro” corresponde a la misma ubicación que la rótula de la curva “elemento 5-12”, las siguientes se generan en la base de la columna (b). De este modo se obtiene incremento de carga $q_{u,\theta}/q_{\theta} = 5.2$ asociado al colapso de la estructura. El inverso de esta razón corresponde al grado de utilización de la estructura a temperatura ambiente $\mu_0 = 0.185$.

En la siguiente Figura 4-31 se muestra los resultados obtenidos para el modelo de 500° Celsius.

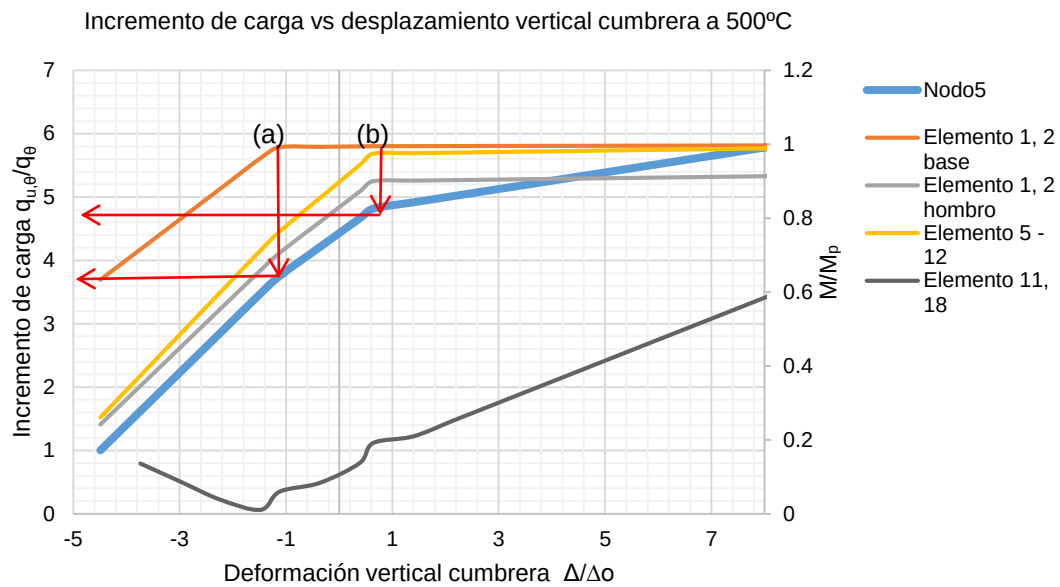


Figura 4-31 Carga de colapso del modelo a 500°C

De la Figura 4-31 se aprecia que las primeras rótulas se generan en la base de la columna (a) y con la deformación vertical de la cumbre Δ/Δ_0 asociado al punto (a), se obtiene con la curva del Nodo5, el incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta$ asociado a Δ/Δ_0 . De este modo se obtiene la razón de con la cual la estructura empieza a incursionar en el rango plástico respecto a la carga en situación de incendio $q_{y,\theta}/q_\theta = 3.8$. Luego las siguientes rótulas se generan en el hombro (b). De este modo se obtiene incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta = 4.8$ asociado al colapso de la estructura. Se aprecia que el modo de mecanismo de colapso es diferente respecto a 20°C debido a la dilatación térmica.

En la siguiente Figura 4-32 se muestra los resultados obtenidos para el modelo de 600° Celsius.

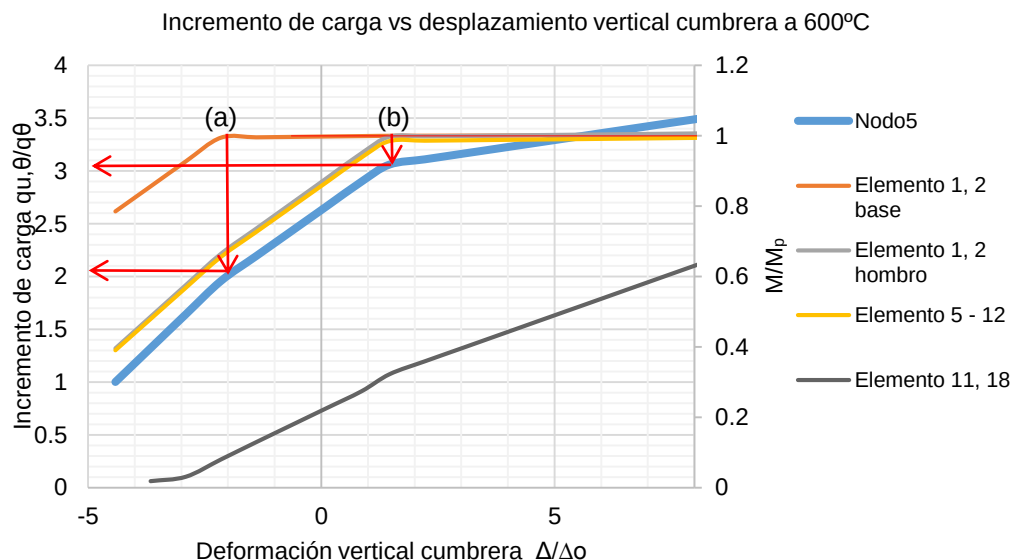


Figura 4-32 Carga de colapso del modelo a 600°C

de la Figura 4-32 se aprecia que las primeras rótulas se generan en la base de la columna (a) y con la deformación vertical de la cumbre Δ/Δ_0 asociado al punto (a), se obtiene con la curva del Nodo5, el incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta$. De este modo se obtiene la razón de con la cual la estructura empieza a incursionar en el rango plástico respecto a la carga en situación de incendio $q_{y,\theta}/q_\theta = 2.2$. Luego las siguientes rótulas se generan en el hombro (b). De este modo se obtiene incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta = 3.1$ asociado al colapso de la estructura. Se aprecia que el modo del mecanismo de colapso generado es similar a 500°C.

En la siguiente Figura 4-33 se muestra los resultados obtenidos para el modelo de 700° Celsius.

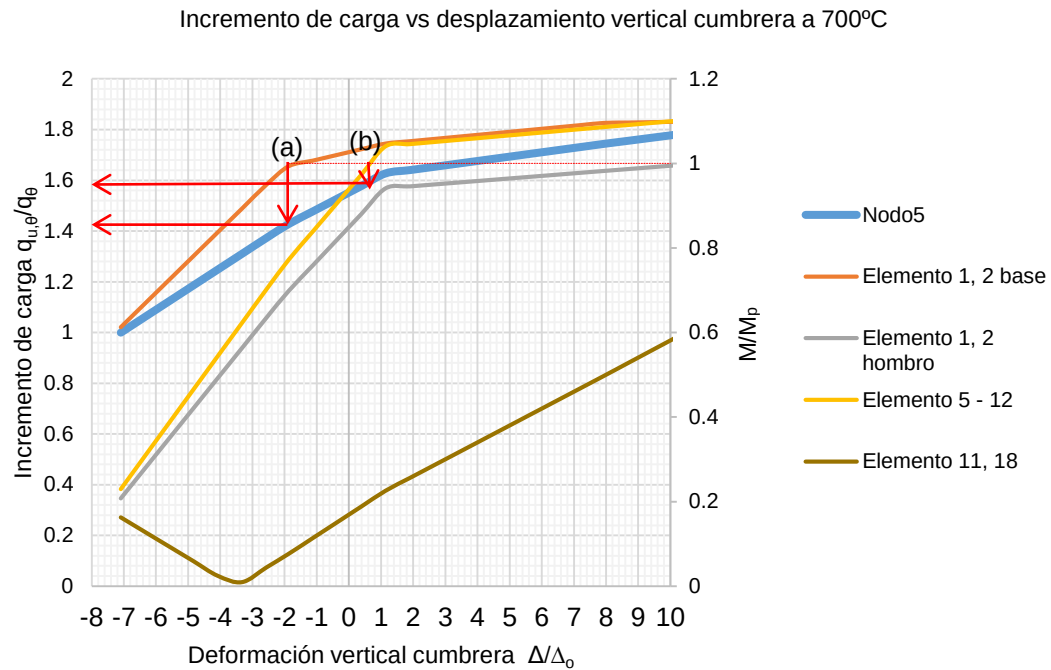


Figura 4-33 Carga de colapso del modelo a 700°C

De la Figura 4-33 se aprecia que las primeras rótulas se generan en la base de la columna (a) y con la deformación vertical de la cumbre Δ/Δ_0 asociado al punto (a), se obtiene con la curva del Nodo5, el incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta$. De este modo se obtiene la razón de con la cual la estructura empieza a incursionar en el rango plástico respecto a la carga en situación de incendio $q_{y,\theta}/q_\theta = 1.45$. Luego las siguientes rótulas se generan en el hombro (b). De este modo se obtiene incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta = 1.62$ asociado al colapso de la estructura.

En la siguiente Figura 4-34 se muestra los resultados obtenidos para el modelo de 800° Celsius.

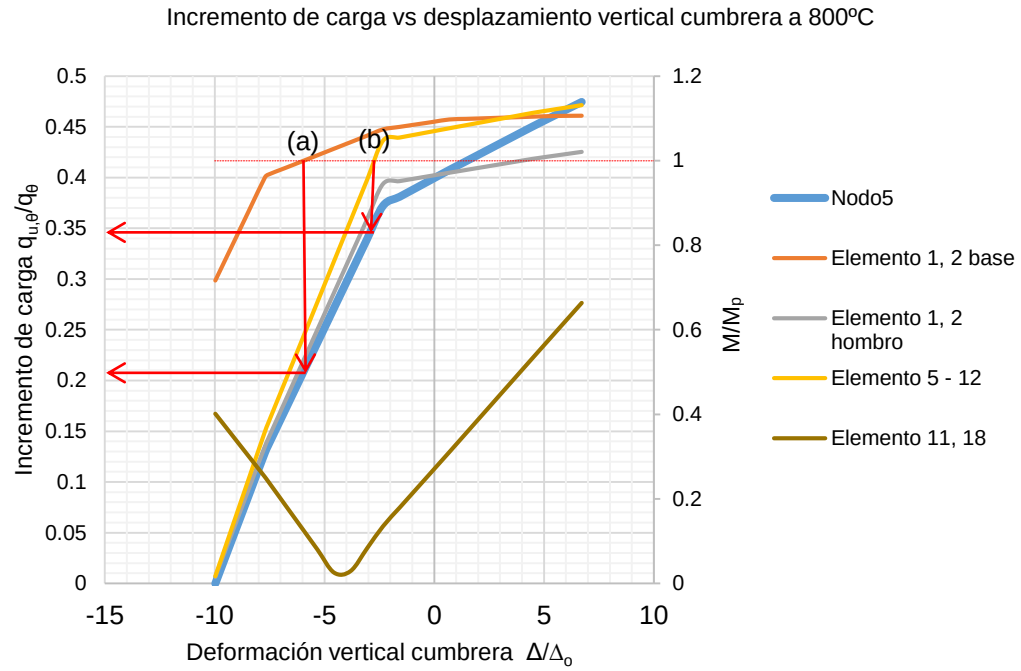


Figura 4-34 Carga de colapso del modelo a 800°C

De la Figura 4-34 se aprecia que las primeras rótulas se generan en la base de la columna (a) y con la deformación vertical de la cumbre Δ/Δ_0 asociado al punto (a), se obtiene con la curva del Nodo5, el incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta$. De este modo se obtiene la razón de con la cual la estructura empieza a incursionar en el rango plástico respecto a la carga en situación de incendio $q_{y,\theta}/q_\theta=0.2$. Luego las siguientes rótulas se generan en el hombro (b). De este modo se obtiene incremento de carga $q_{u,\theta}/q_\theta=0.35$ asociado al colapso de la estructura. Esto indica que la temperatura crítica de la estructura se encuentra en el rango entre los 700 y 800 grados Celsius. Además se observa que no se genera el mecanismo de colapso tipo viga, al no generarse rótula plástica en la cumbre.

En la siguiente Tabla 4-8 se muestra la razón entre las cargas de colapso $q_{u,\theta}$ a temperatura θ y la carga en condición de incendio q_θ . También se muestra la razón entre la carga con la cual la estructura entra en el rango plástico $q_{y,\theta}$ a temperatura θ respecto a q_θ .

Tabla 4-8 Resumen de cociente entre cargas de colapso y cargas en condición de incendio

Temperatura θ [°C]	$q_{u,\theta}/q_\theta$	$q_{y,\theta}/q_\theta$
20	5.2	4.4
500	4.8	3.8
600	3.1	2.2
700	1.62	1.45
800	0.35	0.2

En la siguiente Figura 4-35 se presenta la temperatura del acero, los factores de reducción de resistencia y módulo de elasticidad. El factor de reducción de resistencia del marco para la temperatura θ se obtiene de la razón entre la carga de colapso $q_{u,\theta}$ a temperatura θ con la carga de colapso a temperatura de 20°C.

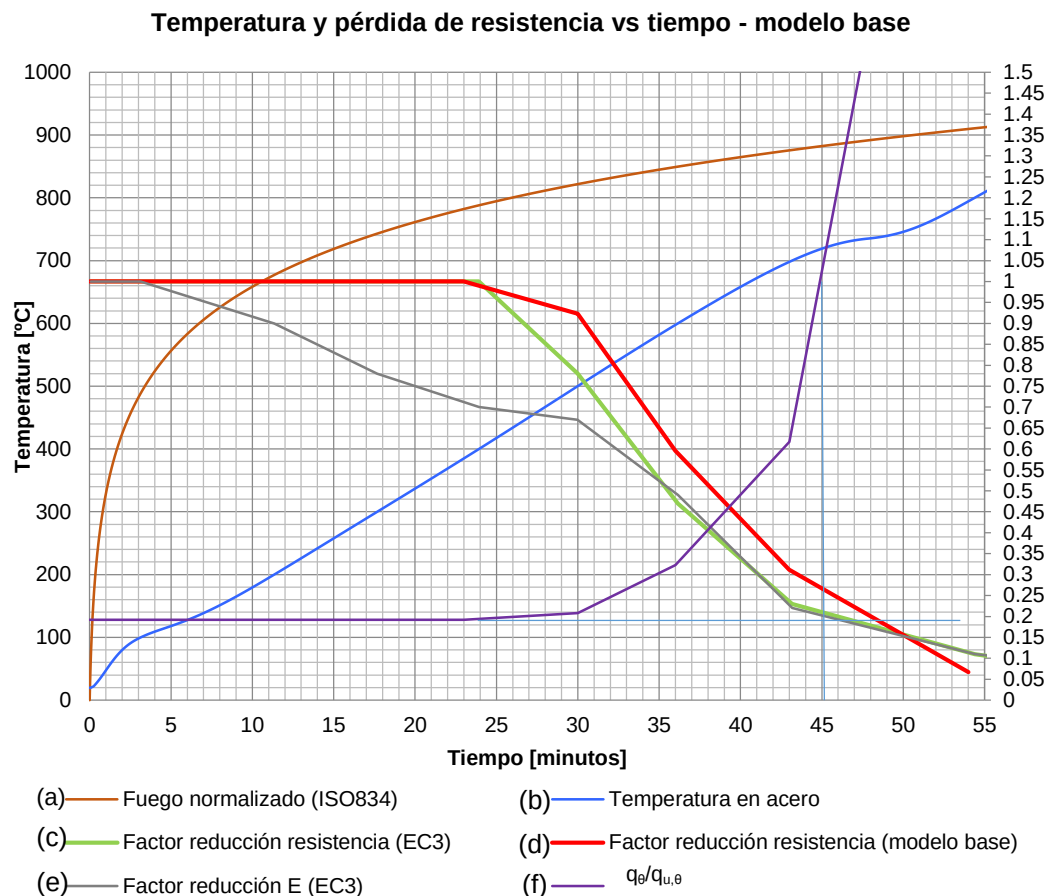


Figura 4-35 Factor de pérdida de resistencia de la estructura vs tiempo

Del gráfico anterior se puede inferir que la curva de factor de reducción resistencia del modelo base es similar a la curva de factor de reducción resistencia del Eurocódigo, la cual describe el factor de reducción de resistencia de un elemento aislado. También se puede apreciar, que para determinada temperatura, la diferencia vertical entre la curva (d) y (c) indica que la reducción de resistencia es menor en el modelo base, esto debido a la capacidad de redistribuir las cargas. Además si se analiza para determinado grado de utilización, la diferencia horizontal entre las curvas (d) y (c) indica que el modelo base tiene mayor resistencia al fuego en minutos, esto por la misma razón mencionada antes.

Se observa de la curva (f) en la Figura 4-35 que el grado de utilización inicial (a temperatura ambiente) es de 0.18 aproximadamente, por lo cual se esperaría que el colapso de la estructura se debería dar cuando la curva (d) alcance el mismo valor. Pero esto no sucede, ya

que la curva (f) indica que la estructura colapsa antes debido a que alcanza el valor 1 antes. Esto se debe a que aumenta las solicitaciones en la base de la columna a medida que aumenta la temperatura debido a la dilatación térmica, situación que no se da a temperatura ambiente.

Por esta razón, se obtiene con la curva (f) que el tiempo de resistencia al fuego de la estructura es de aproximadamente 43 minutos con protección para F30, lo que implica un factor de seguridad en tiempo de resistencia de $FS=1.43$. No obstante, si no se considerará la dilatación térmica, la curva (d) alcanza el valor del grado de utilización inicial a los 47 minutos.

Si asume que la razón de uso del elemento más solicitado es cercano a la unidad para el diseño de estado de servicio, eso implica que el grado de utilización es $\mu_0=1*0.6$ (para diseño de estado último). De este modo, y sin considerar la dilatación térmica, se obtiene de la curva(d) el tiempo ($t=35$ minutos) en el cual colapsa la estructura. De este modo la estructura con pintura F30 tiene un factor de seguridad de $FS=1,17$.

En la siguiente figura se presenta el factor de seguridad de resistencia al fuego FS_{RF} para F30 en función grado de utilización inicial (temperatura ambiente). Se compara el factor de seguridad obtenido de la curva presente en las normas con el FS obtenido de la curva que representa el factor de pérdida de resistencia de la estructura en función de la temperatura.

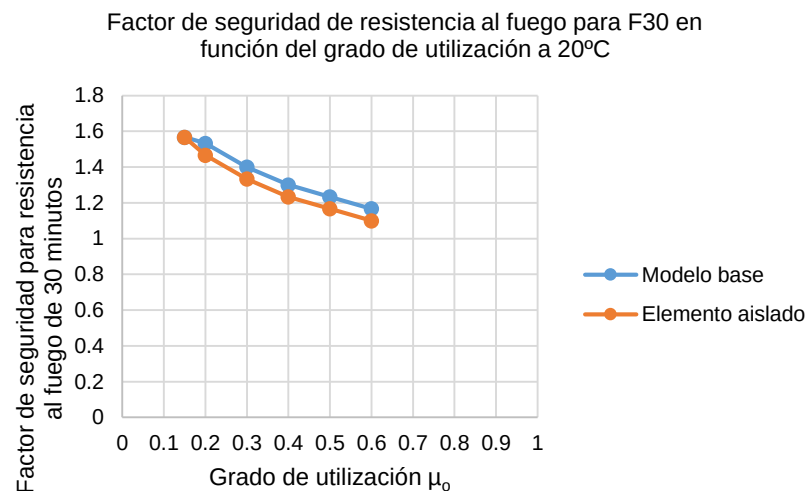


Figura 4-36 Factor de seguridad RF para F30 vs razón de carga de diseño

De el gráfico se puede apreciar que el factor de seguridad del marco es similar al de un elemento aislado. De ambas curvas se puede inferir que a menor grado de utilización mayor es la resistencia al fuego. Por lo cual, en el caso del modelo base, la resistencia al fuego de la estructura se puede predecir aproximadamente con la curva del factor de pérdida de resistencia presente en el Eurocódigo.

5. CONCLUSIONES

Se comparó los resultados de un análisis plástico por trabajo virtual de un modelo simple de viga empotrada con iguales resultados que el mismo caso analizado en SAP2000, comprobándose la precisión del software para resolver problemas de este tipo.

De la comparación de los tres códigos de construcción realizado en el ejemplo de este estudio, se puede apreciar que el tiempo de resistencia al fuego exigida para los elementos de construcción son similares.

Con la curva ajustada de conductividad térmica de la pintura intumescente se puede obtener la variación de temperatura en el acero. La curva ajustada es sólo válida para el espesor de pintura con la cual se ajustó.

Se aprecia que el marco del modelo base con espesor de pintura intumescente para F30 y con un valor típico de grado de utilización de la estructura de $\mu_o=0,18$ debido al caso de cargas durante un incendio, tiene factor de seguridad $FS_{F30}=1.5$ y resiste aproximadamente 45 minutos.

A temperatura ambiente las primeras rótulas en el mecanismo de colapso se producen en el hombro, pero a elevadas temperaturas se generan primero en la base de la columna debido a la dilatación térmica.

Se ve que los requisitos especificados por la ordenanza son conservadores al no tener en cuenta la sobrerresistencia de los elementos ya que en caso de incendio los casos de carga que controlan su diseño no están presentes. Además la hiperestaticidad de la estructura genera que los esfuerzos se redistribuyan debido a la variación de las propiedades del acero, como se aprecia en la Figura 4-35, entre los 500 y 600°C, donde la pérdida de resistencia de la estructura, curva (d), es menor que pérdida de resistencia según Eurocódigo, curva (c). Por esta razón, en la mayor parte de los casos, la estructura puede quedar sobredimensionada y en otros casos puede quedar la posibilidad de falla a una temperatura inferior a los 500°C, debido a la dilatación térmica y restricciones a desplazamientos que generarían un aumento de los esfuerzos internos.

Los resultados obtenidos para el tiempo de colapso de la estructura con diferentes condiciones de carga iniciales, o grado de utilización μ_o , fue con secciones clase 4 según eurocodigo3. Por lo cual estructuras con elementos que no puedan plastificarse completamente colapsarían en menor tiempo.

También se puede concluir del análisis que si los elementos estructurales tienen diferentes masividades y se aplica el mismo espesor de pintura, se podría generar redistribuciones de

cargas diferentes al modo encontrado para el modelo base, debido a que los elementos diferente variación de temperatura.

Finalmente se puede destacar que, a diferencia del diseño prescriptivo, el diseño con enfoque prestacional permite entender el comportamiento de la estructura en el tiempo al ser sometida a un incendio normalizado.

6. REFERENCIAS

AISC (2010). Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, June 22.

ASTM (1999). 119, Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. 1995 Annual Book of ASTM Standards, 4, 436.

Avner, S. H. (1988). Introducción a la metalurgia física, MacGraw-Hill.

Bailey, C. G. (2005). Fire engineering design of steel structures. Advances in Structural Engineering, 8(3), 185-202.

Bilotta, A., de Silva, D., & Nigro, E. (2016). Tests on intumescent paints for fire protection of existing steel structures. Construction and Building Materials, 121, 410-422.

California Building Standards Commission, & International Conference of Building Officials. (2016). California Building Code . California Building Standards Commission.

CEN. (1994). Basis of design and actions on structures. Eurocode 1. European Committee for Standardization.

CEN. (2002). Actions on structures. Part 1-2: General actions—actions on structures exposed to fire. Eurocode 1. European Committee for Standardization.

CEN. (2001). Design of steel structures—Part 1-2: General rules—Structural fire design. Eurocode 3. European Committee for Standardization.

CEN. (2010). EN13381-8 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Part 8: Applied reactive protection to steel members. European Committee for Standardization: Brussels, Belgium.

FEMA. (2000). FEMA-351. Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings. Federal Emergency Management Agency.

Gewain, R. G., Iwankiw, N. R., & Alfawakhiri, F. (2003). Facts for steel buildings: fire. Chicago: American Institute of Steel Construction.

Gillie, M., Usmani, A. S., & Rotter, J. M. (2001). A structural analysis of the first Cardington test. Journal of Constructional Steel Research, 57(6), 581-601.

HM Government (2006) "The Building Regulations 2010 - Approved Document B (Fire Safety) - Volume 2: Buildings other than dwellinghouses. 2006 edition, incorporating 2007 and 2010 amendments". Newcastle Upon Tyne: National Building Specification (NBS), part of RIBA Enterprises Ltd.

Hoang, H. (2010). Structural Continuity Effects in Steel Frames under Fire Conditions.

Holman, J. P. (2000). Transferencia de Calor. Octava Edición (Primera en Español). Editorial McGraw-Hill.

ICC. (2015). International building code. International Code Council

INN, N. (1997). NCh935/1. Of1997. Prevención de incendio en edificios – Ensayo de resistencia al fuego – Parte 1: Elementos de construcción en general, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, N. (1998). NCh1993. Of1998. Prevención de incendio en edificios – Clasificación de los edificios según su densidad de carga combustible media y densidad de carga combustible puntual máxima, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, N. (1999). NCh1916/1. Of1999. Prevención de incendio en edificios – Determinación de cargas de combustibles, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, N. (2003). NCh 2369. Of2003. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, N. (2009). NCh1537. Of2009. Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

ISO (International Standards Organization). (1975). Fire Resistance Tests-Elements of Construction. ISO-834.

Kirby, B. R., & Wainman, D. E. (1986). The behavior of structural steelwork in natural fires, Building Research Establishment Ltd., British Steel.

Kirby, B. R. (1997). Large scale fire tests: the British Steel European collaborative research programme on the BRE 8-storey frame. Fire Safety Science, 5, 1129-1140.

Lie, T. T., ed. (1992). Structural fire protection, ASCE, New York.

MINVU (Ministerio de Vivienda y Urbanismo). (2018). Ordenanza General de Urbanismo y Construcción.

NFPA. (1999). NFPA 13: Standard for the Installation of Sprinkler Systems (2002). National Fire Protection Association.

Neal, B. G. (1963). The plastic methods of structural analysis. Wiley.

Newman, G. (1999). The Cardington fire tests. In Proceedings, North American Steel Construction Conference, New Orleans, LA, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Poh, K. W. (2001). Stress-strain-temperature relationship for structural steel. Journal of materials in civil engineering, 13(5), 371-379.

VAN SCHUERBECK, F. E. (2013). Modelación por elementos finitos de pintura intumescente aplicada sobre perfiles de acero expuestos a incendio. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago de Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.108 h.

7. ANEXOS

Pinturas:

FIRE CONTROL
 PRODUCTO INTUMESCENTE BASE ACUOSA
 DE SHERWIN WILLIAMS CHILE S.A. Espesor de
 aplicación, en micras
 PILARES DE ACERO
 INFORME IDIEM : N° 325. 531

MASIVIDAD [m ^Λ -1]	RESISTENCIA AL FUEGO			
	F 15	F 30	F 60	F 90
60	400	400	700	1300
70			750	1400
80			800	1450
90			850	1550
100				1650
110			900	1700
120			950	1800
130			1000	
140			1050	
150		450	1100	
160				
170		500	1150	
180			1200	
190			1250	
200		550	1300	
210				
220			1350	
230		600	1400	
240			1450	
250		650	1500	
260				
270			1550	
280		700	1600	
290			1650	
300				
310			1700	
320		750	1750	
330			1800	
340				
350				
360		800		
370	450			
380				
390				

CAFECO SPRAY FILM W B

PRODUCTO INTUMESCENTE BASE ACUOSA.

Espesor de aplicación, en micras.

DE U.S. MINERAL PRODUCTS / DBA ISOLATEK

INTERNATIONAL

PILARES DE ACERO

INFORME IDIEM : Nº 310. 978

MASIVIDAD [m [^] -1]	RESISTENCIA AL FUEGO			
	F 15	F 30	F 60	F 90
100	300	300	700	1400
110			750	1500
120			800	1550
130			850	1650
140				1750
150			900	
160			950	
170			1050	
180			1100	
190			1150	
200			1200	
210			1250	
220			1300	
230			1350	
240			1400	
250			1450	
260			1500	
270		350	1550	
280			1650	
290			1700	
300		400	1750	
310			1800	
320		450		
330				
340		500		
350				
360				
370		550		
380				
390		600		

STOFIRE. Espesor de aplicación, en micras

PRODUCTO INTUMESCENTE BASE ACUOSA

DE PINTURAS CREIZET S.A.

PILARES DE ACERO

INFORME

IDIEM : N° 305.751

MASIVIDAD	RESISTENCIA AL FUEGO			
[m^-1]	F 15	F 30	F 60	F 90
60	400	400	800	1500
70			850	1600
80			900	1700
90			950	1800
100			1000	
110			1050	
120		450	1100	
130			1150	
140			1200	
150		500		
160			1250	
170		550	1300	
180			1350	
190			1400	
200		600	1450	
210				
220			1500	
230		650	1550	
240			1600	
250				
260		700	1650	
270			1700	
280				
290			1750	
300		750	1800	
310				
320				
330		800		
340				
350				
360	450			
370				
380		850		
390				

CEREFIRE X 200 PRODUCTO INTUMESCENTE BASE
 SOLVENTE. Espesor de aplicación, en micras DE INDUSTRIAS
 CERESITA S.A. PILARES DE ACERO
 INFORME N° 300.465 IDIEM

MASIVIDAD [m ⁻¹]	RESISTENCIA AL FUEGO			
	F 15	F 30	F60	F 90
60	400	400	750	1400
70			800	1500
80			850	1600
90			900	1650
100		450	950	1750
110			1000	
120			1050	
130		500	1100	
140			1150	
150			1200	
160		550	1250	
170			1300	
180			1350	
190		600	1400	
200			1450	
210			1500	
220		650	1550	
230			1600	
240			1650	
250		700	1700	
260			1750	
270				
280		750		
290				
300				
310		800		
320	450			
330				
340		850		
350				
360				
370		900		
380	500			
390				

PILARES DE ACERO, PROTECCION FIREWALL 200
 PRODUCTO INTUMESCENTE BASE ACUOSA
 DE PINTURAS TRICOLOR S.A.
 Espesor de aplicación, en micras
 INFORME IDIEM : N° 300.464

MASIVIDAD	RESISTENCIA AL FUEGO			
D				
[m^-1]	F 15	F 30	F 60	F 90
60	400	400	800	1450
70		450	850	1600
80			900	1750
90			950	
100		500	1000	
110			1050	
120			1100	
130		550	1150	
140			1200	
150			1250	
160			1300	
170		600	1350	
180			1400	
190				
200			1450	
210		650	1500	
220			1550	
230			1600	
240				
250			1650	
260		700	1700	
270			1750	
280				
290			1800	
300				
310		750		
320				
330				
340				
350				
360				
370				
380		800		
390				